



Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas  
Departamento de Engenharia de Minas



JULIA EMANUELLE DA SILVA

**CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM MACIÇO ROCHOSO EM UM  
TALUDE NA MG-164**

**OURO PRETO**

**2026**

JULIA EMANUELLE DA SILVA

**CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM MACIÇO ROCHOSO EM UM  
TALUDE NA MG-164**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia de Minas.

Orientador: Prof. Dr. Allan Erlichman Medeiros Santos

**OURO PRETO**

**2026**



## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Julia Emanuelle da Silva**

### **Caracterização geomecânica de um maciço rochoso em um talude na MG-164**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia de Minas

Aprovada em 16 de abril de 2026

#### Membros da banca

Dr. Allan Erlichman Medeiros Santos - Orientador - Universidade Federal de Ouro Preto  
Drª - Tatiana Barreto dos Santos- Universidade Federal de Ouro Preto  
Eng. Bruno Anchieta Viana - Universidade Federal de Ouro Preto

Allan Erlichman Medeiros Santos, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 23/04/2026



Documento assinado eletronicamente por **Allan Erlichman Medeiros Santos, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 23/04/2026, às 14:18, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1094158** e o código CRC **D4002C25**.

A minha mãe, Renata, que sob tanto sol me  
fez chegar aqui, na sombra.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe, Renata, que, mesmo não tendo tido a oportunidade de estudar, me ensinou que a educação é a arma mais poderosa de todas e batalhou a vida inteira para me criar e educar com tanto amor e dedicação.

Ao meu irmão Thaynner, que amo mais que tudo neste mundo, e a quem espero transmitir todos os ensinamentos que recebi.

À minha avó Maria de Lourdes e ao meu avô Antônio, pelo incentivo e apoio constantes ao longo de toda esta caminhada.

Ao meu professor orientador, Allan Erlikhman Medeiros Santos, ao qual sou imensamente grata por todo o apoio e por despertar em mim o amor pela geomecânica.

Ao engenheiro de minas Pedro Azevedo, pelo apoio incondicional, pela parceria constante e por estar ao meu lado em todos os momentos, tornando cada etapa mais leve e especial.

À minha querida amiga Débora, por todos os momentos de descontração e seriedade; sua presença foi fundamental nesta etapa. Obrigada por acreditar em mim mesmo quando eu mesma duvidava.

Ao meu amigo, Bruno, que sempre esteve presente nos momentos que mais precisei com sua bondade intrínseca e seu humor incomparável.

Às minhas amigas queridas, Mariana e Layla, que, mesmo distantes, estiveram sempre presentes comigo, torcendo e acreditando em cada passo meu. Eu amo vocês!

Registro minha gratidão ao Departamento de Engenharia de Minas da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, em especial a todos os professores que contribuíram significativamente para a minha formação.

Como já dizia Guimarães Rosa: *“O que a vida quer da gente é coragem!”*.

## RESUMO

Este trabalho apresenta a caracterização geomecânica de um maciço rochoso por meio de levantamento estrutural de campo, ensaios laboratoriais, aplicação de sistemas de classificação geomecânica e análises cinemáticas, visando à compreensão integrada do comportamento mecânico e estrutural do maciço. A caracterização geológica permitiu identificar três famílias principais de descontinuidades (F1, F2 e F3), com orientações médias de 88/126, 89/262 e 07/228. Posteriormente, por meio do software *Dips*, foi identificada uma quarta família (F4), com orientação média de 89/199. As descontinuidades apresentam espaçamentos médios entre 24,19 cm e 36 cm, persistências entre 0,48 m e 1,50 m, aberturas superiores a 1 mm, preenchimento argiloso subconsolidado e leve grau de alteração. Os ensaios laboratoriais indicaram boa qualidade geomecânica da rocha, com densidade média de 2,82 g/cm<sup>3</sup>, porosidade muito baixa (0,41% aparente e 0,39% real), comportamento pouco anisotrópico ( $I_{50\alpha} = 1,07$ ) e durabilidade muito alta ( $I_{d2} = 99,01\%$ ). As velocidades de onda longitudinal variaram entre 5.344 m/s e 6.653 m/s, resultando em módulo de Young dinâmico entre 74,25 GPa e 111,65 GPa. As classificações geomecânicas apresentaram concordância entre si, com RQD de 85,20%, RMR de 61 (Classe II – bom), GSI de 56 a 65 e índice Q igual a 28,40 (Classe IV – bom). A aplicação do critério de ruptura de Hoek-Brown indicou redução significativa da resistência ao passar da rocha intacta para o maciço, com resistência estimada da ordem de 3,91 a 7,62 MPa. A análise cinemática demonstrou maior probabilidade de ruptura por cunha (12,77%) e tombamento de blocos oblíquo (10,73%), evidenciando que a estabilidade é controlada principalmente pela orientação das descontinuidades. De modo geral, o maciço apresenta boa qualidade geomecânica e comportamento estrutural favorável, embora possam ocorrer instabilidades em determinadas orientações do talude.

**Palavras-chave:** Mecânica das rochas, classificação geomecânica, análise cinemática.

## ABSTRACT

This study presents the geomechanical characterization of a rock mass through field structural mapping, laboratory testing, application of geomechanical classification systems, and kinematic analyses, aiming at an integrated understanding of the mechanical and structural behavior of the rock mass. The geological characterization identified three main discontinuity sets (F1, F2, and F3), with average orientations of 88/126, 89/262, and 07/228. Subsequently, using the Dips software, a fourth family (F4) was identified, with an average orientation of 89/199. The discontinuities show average spacing between 24.19 cm and 36 cm, persistence ranging from 0.48 m to 1.50 m, apertures greater than 1 mm, sub-consolidated clay infilling, and a slight degree of weathering. Laboratory tests indicated good geomechanical quality of the rock, with an average density of 2.82 g/cm<sup>3</sup>, very low porosity (0.41% apparent and 0.39% real), low anisotropic behavior ( $I_{soa} = 1.07$ ), and very high durability ( $I_{d2} = 99.01\%$ ). P-wave velocities ranged from 5,344 m/s to 6,653 m/s, resulting in a dynamic Young's modulus between 74.25 GPa and 111.65 GPa. The geomechanical classifications showed good agreement, with RQD of 85.20%, RMR of 61 (Class II – Good), GSI ranging from 56 to 65, and a Q-index of 28.40 (Class IV – Good). The application of the Hoek–Brown failure criterion indicated a significant reduction in strength from intact rock to rock mass, with estimated strength values ranging from 3.91 to 7.62 MPa. Kinematic analysis showed a higher probability of wedge failure (12.77%) and oblique toppling (10.73%), indicating that stability is primarily controlled by the orientation of discontinuities. Overall, the rock mass presents good geomechanical quality and favorable structural behavior, although instabilities may occur under certain slope orientations.

**Keywords:** Rock mechanics, geomechanical classification, kinematic analysis.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO GERAL .....</b>	<b>11</b>
2.1	Objetivos Específicos .....	11
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>12</b>
3.1	Considerações Iniciais sobre Maciços Rochosos.....	12
3.2	Ensaio de Resistência em Rocha Intacta .....	13
3.2.1	Ensaio de Compressão Puntiforme .....	13
3.2.2	Ensaio de Durabilidade.....	16
3.2.3	Ensaio de Propagação de Ondas .....	17
3.2.4	Determinação da Densidade Relativa de Sólidos .....	18
3.2.5	Ensaio para Determinação da Porosidade.....	19
3.2.6	Teste do Martelo de Geólogo.....	19
3.2.7	Teste do Esclerômetro de Schmidt.....	20
3.3	Critérios de Resistência .....	23
3.3.1	Critério de Mohr-Coulomb .....	23
3.3.2	Critério de Hoek-Brown .....	25
3.3.3	Critério de Barton-Bandis.....	27
3.4	Modos de Instabilidade Estrutural em Taludes .....	28
3.4.1	Ruptura Planar .....	29
3.4.2	Ruptura em Cunha .....	30

3.4.3	Ruptura por Tombamento .....	31
3.5	Classificação de Maciços Rochosos .....	32
3.5.1	Índice de qualidade da rocha (RQD) .....	32
3.5.2	<i>Rock Mass Rating</i> (RMR).....	35
3.5.3	<i>Rock Tunnel Quality</i> (Sistema Q) .....	39
3.5.4	<i>Geological Strength Index</i> (GSI) .....	43
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>45</b>
4.1	Localização da Área de Estudo.....	45
4.2	Levantamento de Campo .....	45
4.3	Preparação das Amostras .....	47
4.4	Ensaio de Laboratório .....	48
4.4.1	Ensaio de Compressão Puntiforme.....	48
4.4.2	Ensaio de Durabilidade.....	49
4.4.3	Ensaio de Propagação de Ondas .....	51
4.4.4	Determinação da Densidade Relativa de Sólidos .....	52
4.4.5	Ensaio para Determinação da Porosidade.....	53
4.5	Análise Cinemática .....	54
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>55</b>
5.1	Caracterização Geológica .....	55
5.1.1	Parâmetros das Descontinuidades.....	57
5.2	Ensaio de Determinação da Densidade Relativa .....	58
5.3	Resistência à Compressão Uniaxial.....	58

5.3.1	Esclerômetro de Schmidt .....	58
5.3.2	Índice de Carga Puntiforme .....	59
5.4	Índice de Durabilidade .....	61
5.5	Propagação de Ondas .....	62
5.6	Porosidade.....	63
5.7	Classificação Geomecânica .....	64
5.7.1	RQD.....	64
5.7.2	RMR .....	65
5.7.3	GSI.....	68
5.7.4	Sistema Q.....	70
5.8	Análise Cinemática .....	72
5.8.1	Ruptura Planar .....	72
5.8.2	Ruptura em Cunha .....	73
5.8.3	Tombamento de Blocos .....	75
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>77</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>80</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A caracterização geomecânica de maciços rochosos é uma etapa fundamental em projetos de engenharia civil e de minas, uma vez que o comportamento mecânico da rocha influencia diretamente a estabilidade de taludes, escavações subterrâneas e fundações. A heterogeneidade natural dos maciços rochosos, associada à presença de descontinuidades torna indispensável a aplicação integrada de levantamentos de campo, ensaios laboratoriais e sistemas de classificação geomecânica para a adequada avaliação das condições do meio rochoso.

A má caracterização geomecânica de um maciço rochoso pode gerar consequências significativas, dentre estas instabilidades e rupturas inesperadas que podem comprometer taludes, escavações e fundações, resultando em acidentes e colocando em risco a segurança de trabalhadores. Além disso, a falta de informações precisas sobre as propriedades do maciço pode levar a decisões inadequadas de projeto, aumentando custos com reforços, manutenção e mitigação de falhas. Dessa forma, a avaliação detalhada e correta do comportamento das rochas e das descontinuidades torna-se imprescindível para garantir a estabilidade, a eficiência econômica e a segurança das operações.

Apesar da ampla utilização de sistemas de classificação, como o Rock Mass Rating (RMR), o Geological Strength Index (GSI) e o Rock Tunnelling Quality Index (Sistema-Q), ainda existem lacunas na caracterização de maciços em taludes rodoviários, especialmente no que se refere à integração das informações obtidas em campo com análises cinemáticas voltadas à identificação de possíveis mecanismos de ruptura. Taludes em rochas gnáissicas frequentemente apresentam instabilidades, sendo exigida uma compreensão detalhada das propriedades mecânicas da rocha intacta e do comportamento das descontinuidades.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo realizar a caracterização geológica e geomecânica de um maciço rochoso gnáissico em um talude rodoviário, por meio de levantamentos de campo, ensaios laboratoriais e aplicação dos sistemas RQD, RMR, Q e GSI. Adicionalmente, foram realizadas análises cinemáticas utilizando o software Dips, visando à identificação dos principais mecanismos potenciais de ruptura do talude estudado. A integração entre classificações geomecânicas, parâmetros físicos e mecânicos da rocha intacta e análises cinemáticas permite uma avaliação mais robusta da suscetibilidade à instabilidade do maciço, contribuindo para projetos de engenharia mais seguros e eficientes.

## **2 OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral deste trabalho é a caracterização geomecânica de um maciço rochoso em um talude na MG-164.

### **2.1 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos são:

- Realização dos trabalhos de campo para levantamento dos dados, caracterização das descontinuidades e coleta de amostras;
- Realização de ensaios laboratoriais para a caracterização da amostra, como porosidade, densidade, durabilidade e velocidade de propagação de ondas, além da resistência a compressão puntiforme;
- Determinação das classificações geomecânicas do maciço por meio dos sistemas RMR, Índice Q e GSI;
- Determinação dos parâmetros de resistência para o maciço rochoso, de acordo com o critério de resistência de Hoek & Brown;
- Avaliação dos possíveis mecanismos de ruptura, por meio de análise cinemática.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Considerações Iniciais sobre Maciços Rochosos

Rochas são materiais sólidos consolidados, formados naturalmente por agregados de matéria mineral, que se apresentam em grandes massas ou fragmentos. As principais propriedades que distinguem uma rocha de um solo são a coesão interna e a resistência à tração (Azevedo; Marques, 2002).

O maciço rochoso é formado pela rocha intacta e pelas suas discontinuidades. A rocha intacta é composta por grãos minerais originados de processos geológicos (Hudson e Harrison, 1997). As discontinuidades, por sua vez, são definidas como planos de fraqueza na rocha, por meio da qual o material rochoso é estruturalmente descontínuo e apresenta uma menor resistência ao cisalhamento (Fiori e Carmignani, 2001). A caracterização das discontinuidades é de extrema importância, visto que essas, no geral, correspondem aos planos de menor resistência, estando diretamente ligadas à ocorrência de rupturas em maciços rochosos.

A escala de trabalho que determina se a resistência do maciço é controlada pela rocha intacta, pelas discontinuidades ou pelo maciço rochoso é o fator escala (Maciel Filho e Nummer, 1994; Wyllie e Mah, 2004). A Figura 3.1 ilustra o efeito escala, demonstrando que a resistência e/ou o comportamento de uma rocha não é exatamente o mesmo quando testada uma amostra em laboratório e quando observado o maciço em escala real.

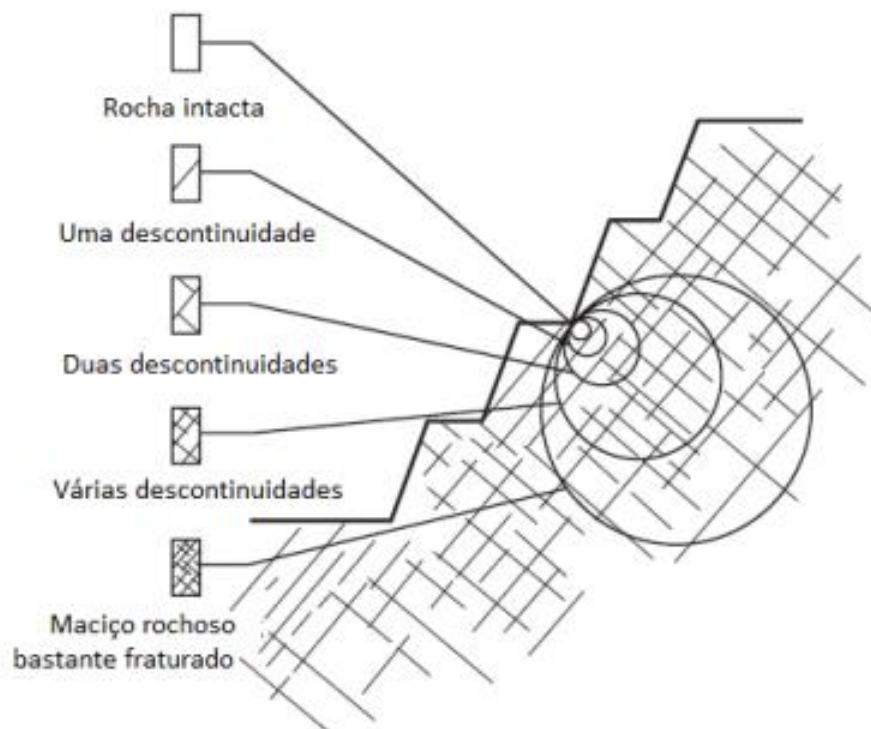


Figura 3.1 Ilustração do efeito escala (adaptado de WYLLIE e MAH, 2004).

Com relação à apresentação no maciço, as discontinuidades geralmente ocorrem em famílias, isto é, em conjuntos de estruturas planas aproximadamente paralelas entre si (Azevedo & Marques, 2002), cujas características são fundamentais para a análise da estabilidade e do comportamento mecânico do maciço rochoso. No que diz respeito à descrição e caracterização dessas famílias, a ISRM (1978) sugeriu dez parâmetros: orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, resistência da parede, abertura, tipo de espessura e preenchimento, percolação, número de famílias e tamanho/forma do bloco, como observado na Figura 3.2.

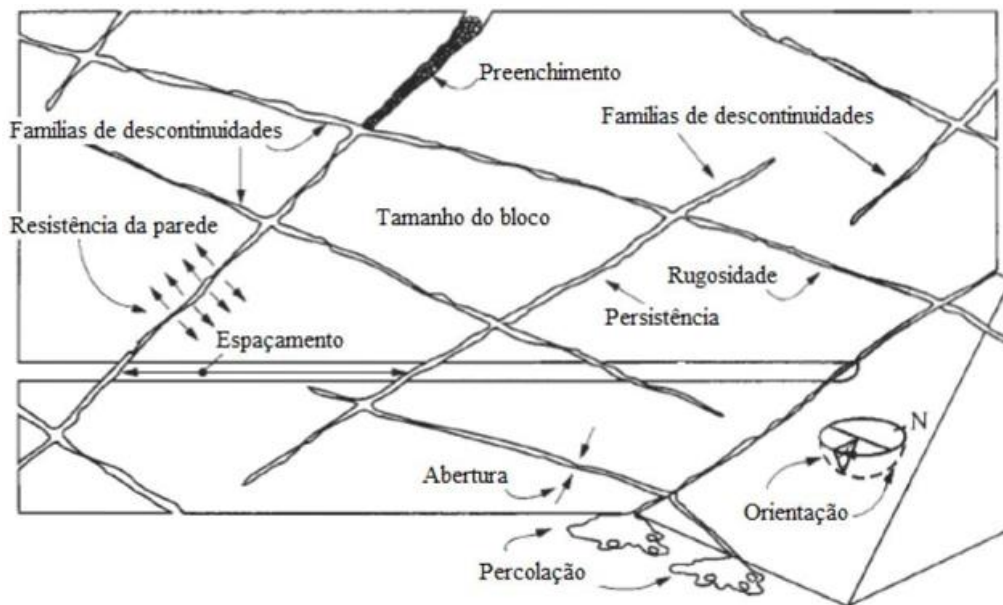


Figura 3.2 Características das descontinuidades adaptado de ISMR (2007).

## 3.2 Ensaios de Resistência em Rocha Intacta

### 3.2.1 Ensaio de Compressão Puntiforme

Os ensaios em rocha intacta têm por objetivo caracterizar o material rochoso, determinar suas propriedades mecânicas e avaliar outros parâmetros relevantes (Harrison e Hudson, 1997). No ensaio de compressão puntiforme, a amostra é comprimida entre duas ponteiros cônicos metálicas, que induzem a ruptura por um estado combinado de tração e cisalhamento. A partir do carregamento aplicado, registra-se a carga correspondente ao instante da ruptura, utilizado posteriormente para a determinação do índice de resistência à carga pontual (Santos, 2015).

O ensaio de compressão puntiforme tem por finalidade atuar como um teste índice para a classificação da resistência de materiais rochosos, podendo também ser empregado para estimar parâmetros correlacionados, como a resistência à tração e à compressão uniaxial (ISRM, 1985).

O equipamento utilizado para a realização do ensaio, ilustrado na Figura 3.3, é composto essencialmente por um sistema de aplicação de carga contínua, um sistema de medição da força e um sistema de medição da distância entre as duas ponteiros cônicas, por meio das quais a carga é transmitida ao corpo de prova.

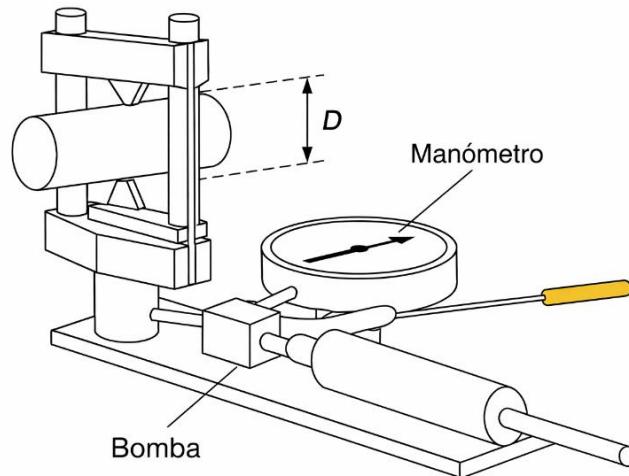


Figura 3.3 Representação do equipamento de PLT (Point Load Test) modificado de Jaques (2014), baseado em Vallejo et al. (2002).

A resistência à compressão puntiforme é calculada pela equação 3.1. Onde o diâmetro equivalente da amostra corresponde à distância entre as ponteiros dos cones metálicos de aplicação de tensão.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad 3.1$$

Onde  $I_s$  representa a resistência à compressão puntiforme (MPa),  $P$  a força aplicada no instante da ruptura da amostra durante o ensaio (N) e  $D_e$  (m) corresponde ao diâmetro equivalente da seção transversal do corpo de prova submetido ao ensaio.

Para ensaios realizados em corpos de prova com  $D_e$  diferente de 50 mm, é necessária a aplicação de um fator de correção. A resistência à compressão puntiforme corrigida é obtida multiplicando-se a resistência medida no ensaio pelo fator de correção, conforme demonstrado nas Equações 3.2 e 3.3.

$$I_{s50} = F \times I_s \quad 3.2$$

Em que  $I_{s50}$  é a resistência à compressão puntiforme corrigida (MPa) e F é o fator de correção.

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad 3.3$$

O ensaio também pode ser realizado em corpos de prova com outras geometrias, regulares ou irregulares, desde que sejam respeitados os critérios apresentados na Figura 3.4. Nesses casos, a resistência à compressão puntiforme corrigida é determinada a partir das Equações 3.4, 3.5, 3.6 e 3.7.

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D_e^2} \quad 3.4$$

Onde:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad 3.5$$

$$A = WD = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad 3.6$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4WD}{\pi}} \quad 3.7$$

A ISRM (1985) sugere realizar os ensaios em duas direções, paralela e perpendicular à foliação para rochas anisotrópicas. Desta forma, o índice puntiforme de anisotropia ( $I_{a50}$ ), pode ser calculado através da Equação 3.8:

$$I_{a50} = \frac{I_{50\perp}}{I_{50\parallel}} \quad 3.8$$

Em que  $I_{50\perp}$  é o índice de carga puntiforme perpendicular à foliação e  $I_{50\parallel}$  é o índice de carga puntiforme paralelo à foliação.

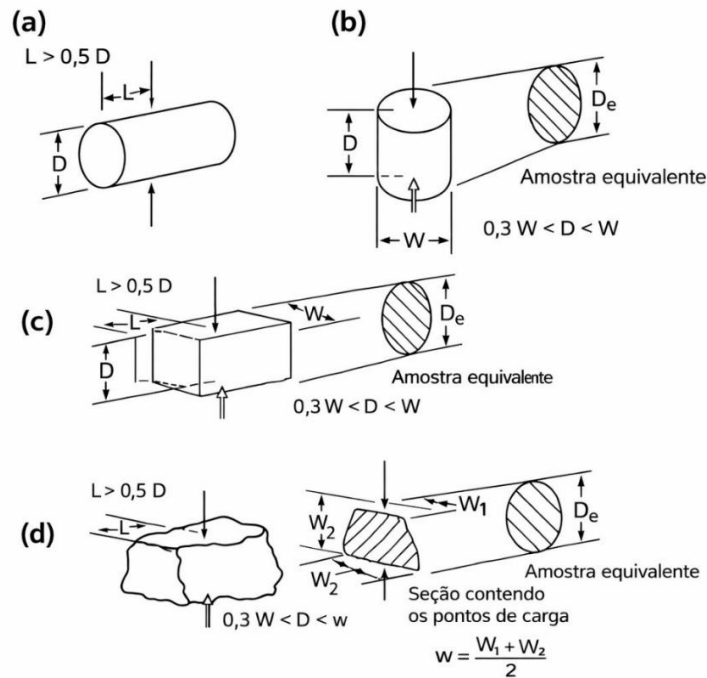


Figura 3.4 a) Relações das dimensões W e D nos ensaios de carga puntiforme em corpos de prova cilíndricos diametralmente; b) axialmente; c) regulares; d) irregulares. Adaptado ISRM (2007).

### 3.2.2 Ensaio de Durabilidade

O ensaio de durabilidade ou alterabilidade (*slake-durability test*) avalia a resistência da rocha à desagregação quando submetida a ciclos sucessivos de umedecimento e secagem. Segundo Franklin e Chandra, a durabilidade de uma rocha está diretamente relacionada à sua capacidade de manter a integridade física quando exposta a condições ambientais variáveis, simulando processos naturais de intemperismo. O equipamento de realização dos testes pode ser observado na Figura 3.5.

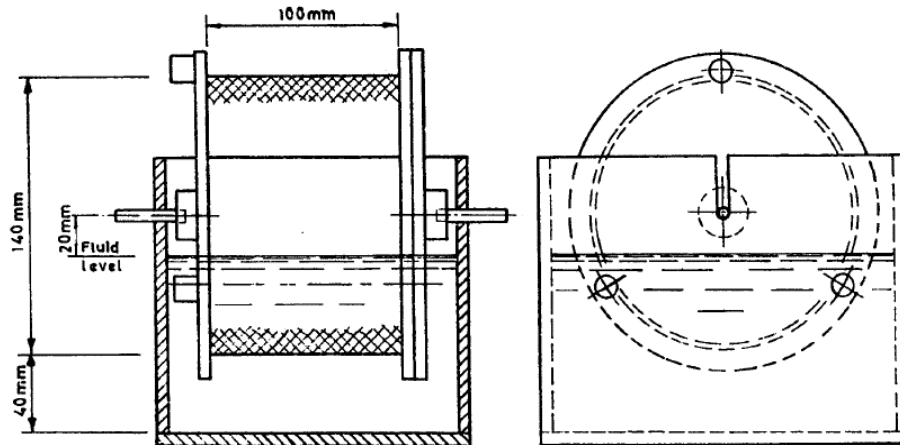


Figura 3.5 Equipamento utilizado no ensaio de durabilidade (Franklin et al., 1979).

O ensaio consiste, de forma geral, na submissão de dez fragmentos de rocha com massa entre 40 e 60 g a ciclos padronizados de rotação em tambor parcialmente submerso em água, conforme descrito na norma técnica ASTM D4644-08. Ao final de cada ciclo, avalia-se a perda mássica da rocha, sendo o índice de durabilidade expresso como a porcentagem de massa retida após dois ciclos, obtido pela Equação 3.9. Valores elevados indicam maior resistência à degradação, enquanto valores reduzidos refletem maior suscetibilidade ao intemperismo.

$$I_{d2} = \frac{C - D}{A - D} \quad 3.9$$

Onde D é o peso do cilindro; C é o peso inicial das amostras e A é o peso seco após dois ciclos do ensaio.

De acordo com o valor obtido em ensaio é possível realizar a classificação da durabilidade de rocha, apresentada na Tabela 3.1 (Johnson e Degraff, 1988).

Tabela 3.1 Classificação da durabilidade da rocha após dois ciclos do ensaio.

Índice de durabilidade ( $I_{d2}$ )	Classificação
0-30	Muito baixa
30-60	Baixa
60-85	Média
85-95	Média a alta
95-98	Alta
98-100	Muito alta

### 3.2.3 Ensaio de Propagação de Ondas

O ensaio de propagação de ondas sônicas constitui um método não destrutivo cujo princípio do baseia-se na emissão de pulsos ultrassônicos através do material e na medição do tempo necessário para que a onda percorra uma distância conhecida, possibilitando o cálculo da velocidade de propagação das ondas elásticas.

De acordo com a ISRM (2007), a velocidade de propagação das ondas sônicas é influenciada por propriedades intrínsecas da rocha, como composição mineralógica, densidade, porosidade e grau de fraturamento, além de fatores relacionados à anisotropia estrutural. Rochas mais intactas e menos fraturadas tendem a apresentar maiores velocidades de propagação,

enquanto materiais alterados ou com elevada densidade de descontinuidades apresentam redução significativa desses valores.

A presença de descontinuidades, como fraturas, juntas e planos de acamamento, pode afetar significativamente a propagação das ondas, causando fenômenos de reflexão, refração e atenuação, conforme observado por Goodman (1989). Dessa forma, o ensaio de velocidade de ondas sônicas é uma ferramenta importante para a identificação de heterogeneidades e avaliação do grau de fraturamento do maciço rochoso.

Os parâmetros elásticos obtidos a partir das velocidades de propagação das ondas são classificados como dinâmicos, apresentando, em geral, valores superiores aos determinados por ensaios estáticos convencionais. Conforme discutido por Hoek e Brown (2019), essa diferença decorre das baixas amplitudes de deformação associadas aos ensaios dinâmicos, o que não invalida, entretanto, a sua aplicação na caracterização geomecânica e na análise do comportamento do maciço rochoso. A Equação 3.10 apresenta o cálculo do módulo de Young dinâmico a partir da velocidade de propagação de ondas.

$$E_d = \rho V_p^2 \quad 3.10$$

### 3.2.4 Determinação da Densidade Relativa de Sólidos

O método mais prático de se determinar a densidade de uma rocha, de um minério ou de um mineral, é por meio da picnometria (Sampaio; Silva, 2007). O método baseia-se no deslocamento de um fluido de densidade conhecida, geralmente a água, permitindo, assim, a determinação indireta da densidade do material analisado.

De acordo com Sampaio e Silva (2007), a densidade de um sólido pode ser obtida por meio da razão entre sua massa e o volume efetivamente ocupado, sendo este último determinado pelo volume de fluido deslocado quando a amostra é inserida em um recipiente volumétrico graduado. A densidade relativa pode então ser calculada pela Equação 3.11:

$$d_s = \frac{(A_2) - (A_1)}{(A_4 + A_2) - (A_1 + A_3)} \quad 3.11$$

Onde:

$d_s$  é a densidade dos sólidos;

$A_1$  é a massa do picnômetro;

$A_2$  é massa do picnômetro + amostra;

$A_3$  é a massa do picnômetro + amostra + água;

$A_4$  é a massa do picnômetro + água.

### 3.2.5 Ensaio para Determinação da Porosidade

A porosidade é uma propriedade física fundamental das rochas, definida como a razão entre o volume de vazios e o volume total de uma rocha ou solo. O ensaio de determinação da porosidade consiste na saturação das amostras sob vácuo, geralmente por um período mínimo de uma hora, com o objetivo de remover o ar presente nos poros e promover sua completa substituição por água (Franklin *et al.*, 1979). O volume de poros é obtido pela Equação 3.12:

$$V_v = \frac{M_{sat} - M_s}{\rho_w} \quad 3.12$$

A porosidade pode ser calculada a partir da Equação 3.13:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \quad 3.13$$

Além disso, é possível a determinação da densidade aparente da rocha por meio da relação entre a massa saturada, massa seca e massa submersa, conforme a Equação 3.14:

$$\rho_{apar} = \frac{M_s}{M_{sat} - M_{sub}} \times \rho_w \quad 3.14$$

### 3.2.6 Teste do Martelo de Geólogo

O teste do martelo de geólogo consiste em golpear a superfície da rocha e observar a resposta do material ao impacto, permitindo dessa forma uma estimativa acerca da resistência à compressão simples, classificada pela Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Classificação de resistência das rochas (HOEK e BROWN, 1997).

<b>Classificação</b>	<b>Descrição</b>	<b>Compressão Uniaxial -UCS [MPa]</b>	<b>Índice de Compressão pontiforme</b>	<b>Identificação em campo</b>
R6	Extremamente resistente	> 250	>10	As amostras somente são lascadas com golpes de martelo
R5	Muito resistente	100,0 – 250,0	04-10	As amostras demandam muitos golpes de martelo para serem rompidas
R4	Resistente	50,0 - 100	02-04	As amostras demandam mais de um golpe de martelo para serem rompidas
R3	Medianamente resistente	25,0 – 50,0	01-02	Não podem ser riscadas ou raspadas com lâminas de canivete. A amostra se quebra com um único golpe de martelo.
R2	Fraca	5,0 – 25,0	Compressão pontiforme com UCS<25 Mpa tendem a gerar resultado ambíguo.	Podem ser raspadas com dificuldade com lâmina de canivete. A amostra se quebra com um único golpe de martelo.
R1	Muito fraca	1,0 – 5,0	Compressão pontiforme com UCS<25 Mpa tendem a gerar resultado ambíguo.	Pode ser raspada com canivete. Desagrega-se com um golpe firme utilizando a ponta do martelo.
R0	Extremamente fraca	0,25 – 1,0	Compressão pontiforme com UCS<25 Mpa tendem a gerar resultado ambíguo.	Risca com a unha.

### 3.2.7 Teste do Esclerômetro de Schmidt

O martelo ou esclerômetro de Schmidt é um equipamento inicialmente projetado para realizar medições da resistência de concreto. Posteriormente seu uso foi adaptado para teste de resistência em rochas, podendo fornecer por meio de correlações valores aproximados de resistência à compressão uniaxial e módulo de elasticidade de rochas sãs (Fiori & Carmignani, 2001).

O esclerômetro é um instrumento composto por um pistão acionado por uma mola, ao ser pressionado contra a superfície do bloco de rocha ensaiado, o pistão transfere energia à

rocha e provoca deformação da mola. A relação entre o comprimento final e o inicial da mola está diretamente relacionada à resistência da rocha (UFOP, 2021).

Existem dois tipos de esclerômetros, tipo L e N, que geram diferentes energias de impacto, sendo essas, respectivamente, 0,735 e 2,207 N.m. A ISRM (1978) recomenda o uso exclusivo do esclerômetro do tipo L para ensaios de resistência em rochas. Na Figura 3.6 é esquematizado o funcionamento do esclerômetro, mostrando sua posição antes, durante e após o impacto do pistão contra a superfície do maciço rochoso (UFOP, 2021).

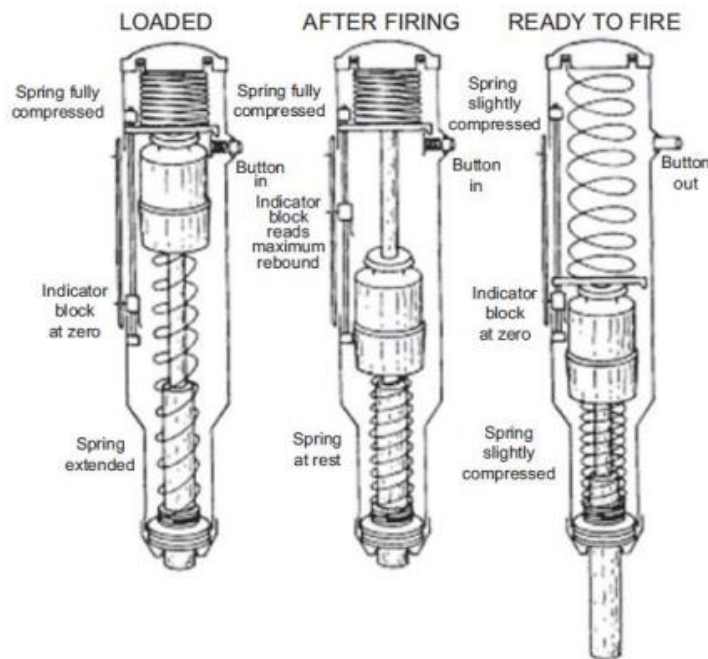


Figura 3.6 Representação esquemática do esclerômetro antes, durante e após o impacto contra a superfície a rocha adaptado de UFOP (2021).

Santos (2015) compilou relações entre o número de rebotes do martelo, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de Young, apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Equações de correlação entre UCS, rebotes do martelo de Schmidt, densidade e módulo de elasticidade da rocha, propostas por diversos autores modificada e adaptada de Santos, 2015.

Equação	Litologia	Referência
$\sigma_c = 9,97e^{(0,02R_L\rho)}$ $E = 0,19\rho^2R_L - 7,87$	28 litologias	Deere e Miller (1966)
$\sigma_c = 0,33(R_L\rho)^{1,35}$ $E = 4911,84(R_L\rho)^{1,06}$	25 litologias	Aufmuth (1973)
$\sigma_c = 2R_L$	30 litologias de rochas sedimentares	Singh <i>et al.</i> (1983)
$\sigma_c = 0,4R_N - 3,6$	20 litologias	Shorey <i>et al.</i> (1984)

Equação	Litologia	Referência
$\sigma_c = 0,994R_L - 0,383$	10 litologias	Haramy & DeMarco (1985)
$\sigma_c = 0,88R_L - 12,11$	Carvão	Ghose & Chakraborti (1986)
$\sigma_c = 4,85R_L - 76,18$	Arenito, siltito, anidrito	O'Rourke (1989)
$\sigma_c = 2,98 \cdot e^{(0,06R_L)}$	Mica-xisto	Xu <i>et al.</i> (1990)
$E = 1,77 \cdot e^{(0,07R_L)}$		
$\sigma_c = 4,29R_L - 67,52$	33 litologias de carbonatos	Sachpazis (1990)
$E = 1,94R_L - 33,93$		
$\sigma_c = e^{4,3 \cdot 10^{-2} \cdot (R_N \cdot \gamma) + 1,2}$	Arenito	Cargill e Shakoor (1990)
$\sigma_c = 0,0001R^{3,2658}$	Marga	Gökçeoglu (1996)
$\sigma_c = 4,5 \times 10^{-4} (R_N \rho)^{2,46}$	10 litologias	Kahraman (1996)
$\sigma_c = 2,208 \cdot e^{0,067 \cdot R_N}$ $E = 0,00013 \cdot R_N^{3,09}$	Variada	Kahraman et al (2000)
$\sigma_c = 6,97 \cdot e^{(0,014R_N \rho)}$	Carbonatos	Kahraman (2001)
$\sigma_c = 1,45e^{(0,07R_L)}$	Granito	Aydin and Basu (2005)
$E = 1,04e^{(0,06R_L)}$		
$\sigma_c = 3,201R_L - 46,59$	Xisto	Shalabi et. al. (2007)
$\sigma_c = 0,0028R^{2,584}$	Calcário e xisto	Yagiz (2008)
$E = 0,0987R^{1,5545}$		
$\sigma_c = \frac{1}{-0,022 + \frac{1,41}{R_L}}$	Rochas sedimentares carbonáticas	Bruno <i>et al.</i> (2012)

A resistência a compressão uniaxial também pode ser obtida por meio do número de rebotes do martelo do tipo L, utilizando-se o ábaco da Figura 3.7 (Maciel Filho e Nummer, 1994).



De acordo com esse critério, a resistência ao cisalhamento é expressa por uma relação linear entre a tensão cisalhante e a tensão normal efetiva, sendo caracterizada por dois parâmetros principais: a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ). A Figura 3.8 ilustra o comportamento das tensões atuantes na superfície de resistência segundo o critério de Mohr–Coulomb.

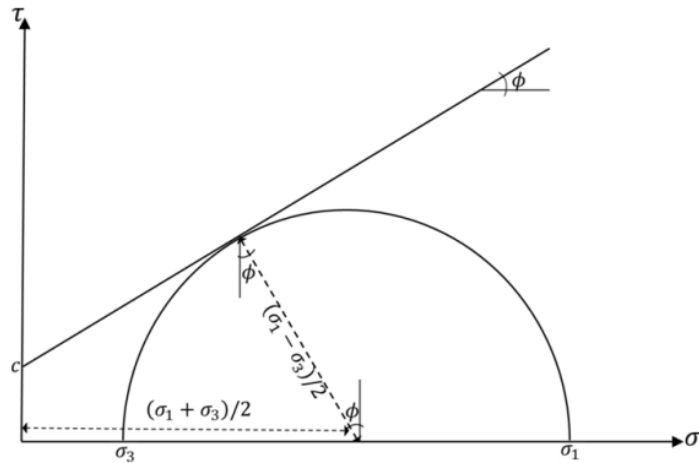


Figura 3.8 Critério de resistência de Mohr-Coulomb.

A Figura 3.9 representa esquematicamente o critério de resistência de Mohr–Coulomb considerando a inclinação do plano de ruptura em relação à horizontal.

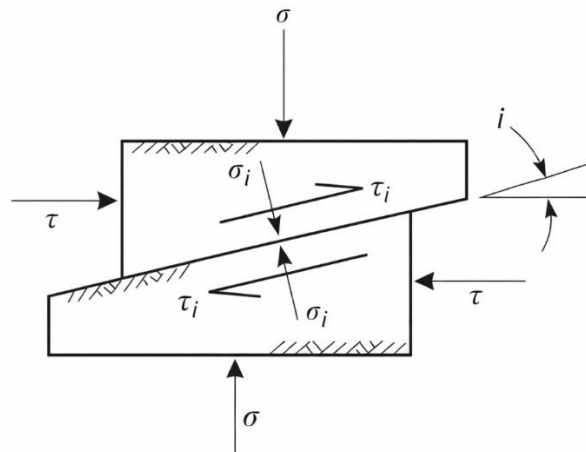


Figura 3.9 Forças no plano inclinado (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

Observa-se que a tensão normal total ( $\sigma$ ) aplicada ao maciço gera, sobre o plano inclinado de ruptura, uma componente de tensão normal ( $\sigma_i$ ) e uma componente de tensão cisalhante ( $\tau_i$ ).

A tensão cisalhante ( $\tau_i$ ) atua paralelamente à superfície de deslizamento, enquanto a tensão normal ( $\sigma_i$ ) atua perpendicularmente ao plano de resistência, contribuindo para o aumento do atrito mobilizado. O ângulo  $i$  representa a inclinação do plano de ruptura em relação à horizontal. De acordo com o critério de Mohr–Coulomb, a ruptura ocorre quando a tensão cisalhante atuante no plano atinge o valor limite definido pela combinação da coesão do material e do atrito interno mobilizado sob a tensão normal atuante.

As Equações 3.17 e 3.18 descrevem a resistência ao cisalhamento quando se considera a inclinação do plano de ruptura em relação à horizontal ( $i$ ), conforme ilustrado na Figura 3.9.

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma \sin i \cos i \quad 3.17$$

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i + \tau \sin i \cos i \quad 3.18$$

Quando se considera a presença de água nos poros do material, o critério de resistência de Mohr–Coulomb passa a ser formulado em termos de tensões efetivas, conforme proposto por Terzaghi. Nessa condição, a poropressão atua reduzindo a tensão normal efetiva aplicada ao plano de resistência, influenciando diretamente a resistência ao cisalhamento do material, como mostrado na Equação 3.19.

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad 3.19$$

### 3.3.2 Critério de Hoek-Brown

Hoek e Brown (1980) propuseram um critério de resistência a com base em resultados experimentais que leva em conta tanto as informações de resistência de rocha intacta quanto do maciço rochoso (Azevedo e Marques, 2002). E em 2002, Hoek *et al.* introduziram o critério generalizado de Hoek-Brown (Equação 3.20), no qual o parâmetro “ $a$ ” é empregado para ajustar a forma da envoltória de resistência no espaço das tensões principais, permitindo uma melhor representação da relação entre as tensões normal e de cisalhamento para diferentes condições de maciços rochosos

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad 3.20$$

Em que  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  são, respectivamente, a tensão principal maior e menor,  $\sigma_{ci}$  é a resistência a compressão uniaxial da rocha intacta,  $m_b$ ,  $s$  e  $a$  são constantes dependentes do material rochoso que podem ser calculadas pelas Equações 3.21, 3.22 e 3.23.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 4D}\right) \quad 3.21$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad 3.22$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad 3.23$$

Em que  $m_b$  se trata do valor de  $m_i$  constante devido as características das discontinuidades. Onde  $m_i$  varia em torno de 15 a 25 para rochas frágeis, e, de 3 a 5 para rochas dúcteis (Figura 3.10).

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (*)	Arenito 17±4	Siltito 7±2	Argilito 4±2
			Brecha (*)		Grauvaca 18±3	Folhelho 6±2
						Marga 7±2
	Não clástica	Carbonatado	Calacério Cristalina 12±3		Calcário 9±2	Dolomita 9±3
		Químico		Gesso 8±2	Anidrita 12±2	
Orgânico					Giz 7±2	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9±3	Corneana 19±4	Quartzito 20±3	
	Levemente foliada		Migmatito 29±3	Anfibolito 26±6	Gnaisse 28±5	
	Foliada (**)			Xisto 12±3	Filito 7±3	Ardósia 7±4
Ígnea	Plutônica	Claras	Granito 32±2	Diorito 25±5		
			Granodiorito 29±3			
		Escuras	Gabro 27±3	Dolorito 16±5		
			Norito 20±5			
	Hipobissais		Pórfiro 20±5		Diabásio 15±5	Peridotito 25±5
	Vulcânica	Lava	Riolito 20±5		Dacito 25±3	
			Andesito 25±5		Basalto 25±5	
Piroclástica extrusiva		Aglomerado 19±3	Brecha 19±5	Turfa 13±5		

Figura 3.10 Valores tabelados de  $m_i$  para rocha intacta, por grupo de rocha (Marinos e Hoek, 2000).

**Nota:** (\*) Brechas e conglomerados podem apresentar ampla faixa de valores de dependendo do grau de cimentação e natureza do cimentante.

(\*\*) No caso de rochas foliadas, os valores de se referem à direção normal dos planos de foliação. Na direção paralela à foliação, os valores podem ser diferentes.

Já o parâmetro  $s$  varia de 0 a 1, sendo 0 para rochas muito fraturadas e 1 para rochas intactas (Azevedo e Marques, 2002).

Enquanto isso, o parâmetro  $D$  depende das condições de perturbação do maciço rochoso causadas por detonações ou tensões de alívio. A Figura 3.11 apresenta sugestões de valores de  $D$  para taludes rochosos (Hoek et al., 2002).

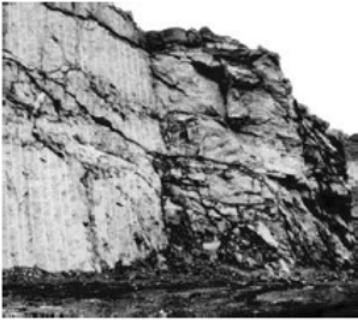


Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor $D$ sugerido
	Detonação em escala de talude, utilizada em obras civis, que resultam em modestos danos ao maciço rochoso, principalmente se a detonação for controlada, conforme fotografia ao lado. Entretanto, os alívios de tensão podem causar alguma perturbação.	$D= 0,7$ - Detonação boa $D= 1,0$ - Detonação pobre
	Encostas muito grandes, em minas a céu aberto, que sofrem perturbação significativa devido à produção por detonação, e devido ao alívio de tensão resultante da remoção de sobrecarga.	$D= 1,0$ - Produção por detonação
	Em rochas mais moles, a escavação pode ser realizada por escavação mecânica e o grau de dano às encostas é menor.	$D= 0,7$ - Escavação mecânica

Figura 3.11 Sugestões de valores  $D$  para taludes rochosos (adaptado de HOEK et al., 2002).

### 3.3.3 Critério de Barton-Bandis

O critério de resistência ao cisalhamento proposto por Barton e Bandis (1982) foi desenvolvido com o objetivo de representar de forma mais realista o comportamento mecânico das discontinuidades em maciços rochosos. Diferentemente do critério clássico de Mohr-Coulomb, que assumem parâmetros constantes de coesão e ângulo de atrito, o modelo de

Barton–Bandis considera explicitamente a influência da rugosidade, do grau de alteração das superfícies e da resistência à compressão das paredes das juntas. A resistência ao cisalhamento das descontinuidades é expressa pela Equação 3.24:

$$\tau = \sigma' \tan \left( \phi + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'} \right) \right) \quad 3.24$$

Em que JCS (Joint Roughness Coefficient) é a resistência à compressão uniaxial da parede da junta, JRC (Joint Compressive Strength) corresponde ao coeficiente de rugosidade da junta,  $\tau$  é tensão de cisalhamento,  $\phi$  é o ângulo de atrito e  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva.

O parâmetro JRC representa a irregularidade geométrica das superfícies das descontinuidades e pode ser estimado por meio de comparação visual com perfis-padrão propostos por Barton e Choubey (1977) ou a partir de medições diretas em perfis de juntas. Valores elevados de JRC indicam superfícies mais rugosas, capazes de mobilizar maiores resistências ao cisalhamento.

O parâmetro JCS corresponde à resistência à compressão das superfícies das juntas, podendo ser estimado a partir da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, corrigida em função do grau de alteração e da presença de preenchimentos. Em descontinuidades alteradas ou preenchidas, o valor de JCS é significativamente reduzido, refletindo a menor capacidade resistente das paredes da junta.

O ângulo de atrito básico  $\phi$  representa o atrito intrínseco do material rochoso em superfícies planas e lisas, sendo usualmente determinado em ensaios ou adotado a partir de valores típicos da literatura.

### 3.4 Modos de Instabilidade Estrutural em Taludes

Os modos de instabilidade de taludes correspondem aos diferentes mecanismos pelos quais um maciço de solo ou rocha pode perder sua estabilidade e sofrer movimentos de massa. As rupturas podem ocorrer com ou sem controle estrutural, conforme ilustrado na Figura 3.12.

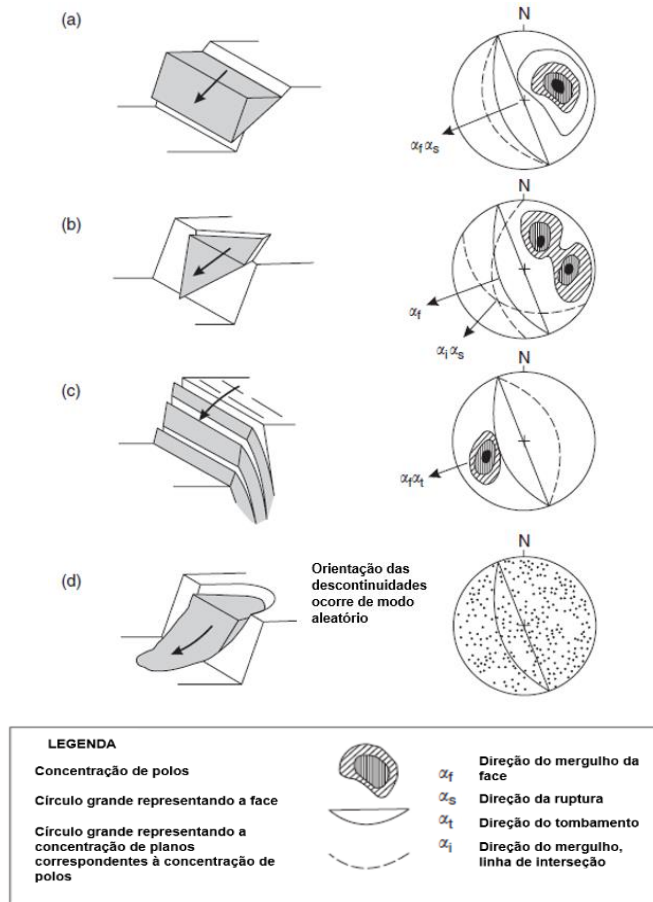


Figura 3.12 Principais tipos de ruptura de taludes e seus estereogramas associados: a) ruptura planar; b) ruptura em cunha; c) tombamento de blocos; d) ruptura circular (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

Segundo Hudson & Harrison (1997) e Hoek *et al.* (2000), a instabilidade de taludes pode ser classificada em dois grandes grupos. No primeiro, o maciço comporta-se como um meio descontínuo, no qual as rupturas são controladas principalmente pela geometria e orientação das descontinuidades, dando origem a mecanismos estruturalmente condicionados, como rupturas planares, em cunha e por tombamento de blocos. No segundo grupo, o maciço se apresenta extremamente fraturado, passando a se comportar como um meio equivalente contínuo, no qual não há controle estrutural, originando preferencialmente rupturas circulares.

### 3.4.1 Ruptura Planar

Escorregamentos planares envolvem deslocamento de massas de rochas e solos ao longo de superfícies subparalelas entre si (Fiori e Carmignari, 2009) (Figura 3.13).

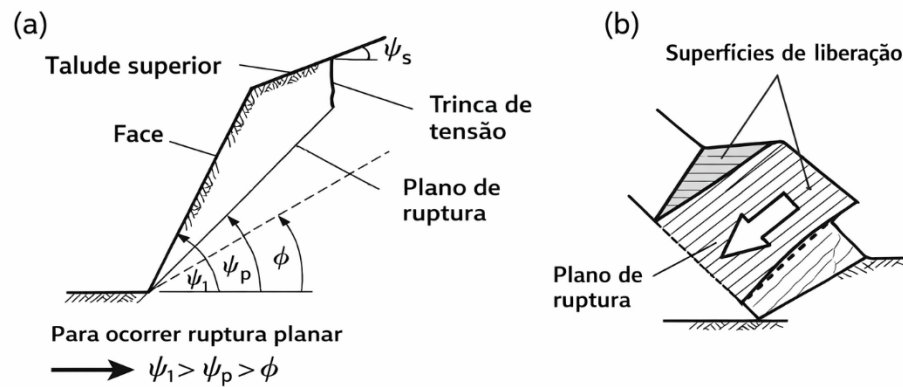


Figura 3.13 Geometria do talude mostrando a superfície de escorregamento do bloco: a) relações de ângulos de face, do plano de ruptura e do ângulo de atrito; b) Superfícies laterais de liberação do bloco no plano de ruptura (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

Para que esse mecanismo se desenvolva, algumas condições geométricas e de resistência devem ser satisfeitas simultaneamente:

- A direção de mergulho do plano de ruptura deverá ser aproximadamente paralela à direção de mergulho da face do talude, admitindo-se uma variação da ordem de  $\pm 20^\circ$  em relação a direção da face do talude;
- O mergulho da descontinuidade ( $\psi_p$ ) deve ser inferior ao mergulho da face do talude ( $\psi_f$ );
- O mergulho da descontinuidade deve ser superior ou igual ao ângulo de atrito ( $\Phi$ ), permitindo o escorregamento;
- O plano de ruptura deve interceptar alguma outra estrutura do talude, e devem existir superfícies laterais que possibilitem a liberação cinemática do bloco.

### 3.4.2 Ruptura em Cunha

A ruptura em cunha ocorre quando dois planos de descontinuidades se interceptam, formando um bloco em forma de cunha cujo movimento se dá ao longo da linha de interseção desses planos (Figura 3.14).

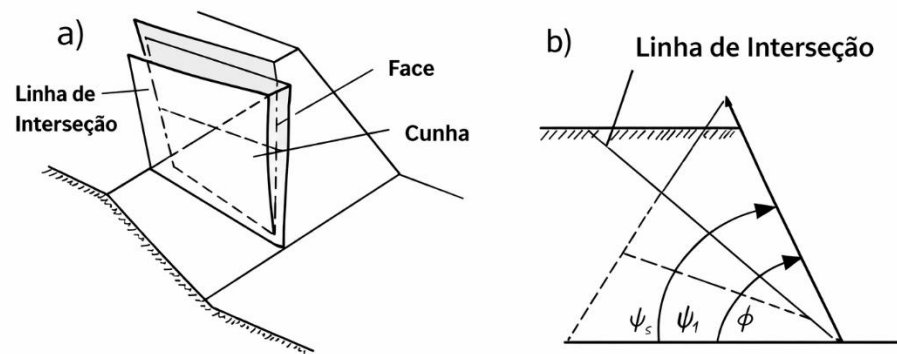


Figura 3.14 Configuração para ruptura em cunha: a) Geometria da cunha; b) Relação entre os ângulos de atrito, do talude e do caimento da linha de interseção (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

Para que esse tipo de instabilidade se desenvolva, é necessário que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- Exista a interseção entre dois planos com direção e mergulho bem definidos;
- A linha de interseção entre as duas descontinuidades deve apresentar mesma direção de mergulho que o talude e inclinação inferior à face do talude, possibilitando o movimento do bloco;
- O mergulho da linha de interseção ( $\psi_i$ ) deve ser menor que o mergulho da face do talude ( $\psi_f$ );
- O mergulho da linha de interseção ( $\psi_i$ ) deve ser maior ou igual ao ângulo de atrito ( $\Phi$ ) dos planos que formam a cunha.

### 3.4.3 Ruptura por Tombamento

O processo de tombamento de blocos (toppling) envolve mecanismos diferentes de movimentação das massas rochosas, não ligados à algum tipo de escorregamento (Fiori e Carmignari 2009) (Figura 3.15).

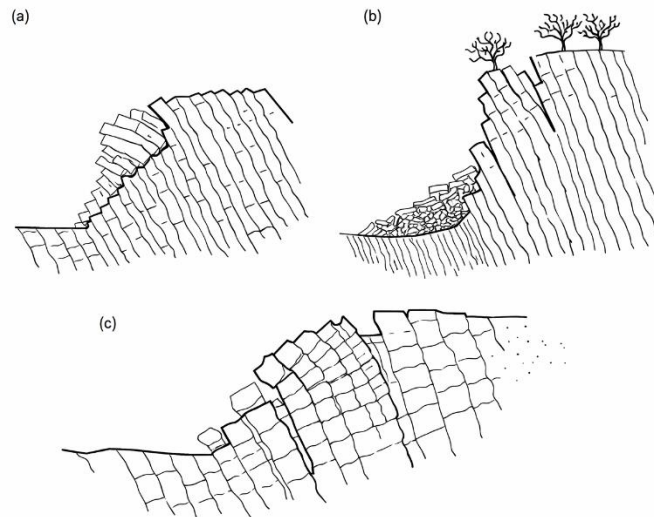


Figura 3.15 Tipos de ruptura por tombamento: a) Tombamentos de blocos; b) Tombamento flexural; c) Tombamento bloco-flexural (adaptado de Goodman e Bray, 1976).

Para que o tombamento de blocos ocorra, as seguintes condições precisam ser satisfeitas:

- Haver duas famílias de descontinuidades que se entrecruzam, inclinadas uma a favor e outra contra a inclinação da face do talude;
- As condições mais favoráveis para a ocorrência de tombamento de blocos ocorrem quando a família da descontinuidade que mergulha contra o talude possui ângulos de inclinação maiores que  $(90 - \Phi)$  (Hoek e Bray, 1981);
- A família de descontinuidades que mergulha a favor deverá ter inclinação menor que o ângulo de atrito  $(\Phi)$ ;
- A direção de mergulho desses planos deverá se localizar dentro de  $20^\circ$  da direção de mergulho da face do talude  $(\psi_f)$ .

A condição de ruptura por tombamento pode ser descrita pela desigualdade da Equação 3.25 (Maciel Filho e Nummer, 1994).

$$(90 - \psi_f) + \Phi < \psi_p \quad 3.25$$

### 3.5 Classificação de Maciços Rochosos

#### 3.5.1 Índice de qualidade da rocha (RQD)

Na classificação de maciços rochosos para fins de engenharia, é prática comum informar valores de Rock Quality Designation (RQD), um conceito introduzido por Deere (1964) em

uma tentativa de quantificar o espaçamento das descontinuidades (Brady e Brown, 2006). O RQD é determinado a partir de testemunhos de sondagem e é dado pela Equação 3.26:

$$RQD = \frac{\sum xi}{L} * 100 \quad 3.26$$

Onde  $xi$  corresponde aos fragmentos maiores ou iguais a 10 cm e  $L$  é o comprimento total da manobra de sondagem. A Tabela 3.4 mostra a classificação da qualidade do maciço por este método.

Tabela 3.4 Classificação de maciços rochosos pelo RQD (Deere e Deere,1989).

Qualidade do Maciço Rochoso	RQD (%)
Muito fraco	0-25
Fraco	25-50
Razoável	50-75
Bom	75-90
Excelente	90-100

Na ausência de testemunhos de sondagem, outros autores desenvolveram formas de se estimar o índice de qualidade da rocha utilizando a frequência de descontinuidades para estabelecimento de equações de correlação (Tabela 3.5 – Adaptada de Santos, 2015).

Tabela 3.5 Métodos indiretos para determinação do RQD (Santos, 2015).

Equação	Autor
$RQD = -3,6\lambda + 110,4$	Priest e Hudson (1976)
$RQD = 115 - 3,3J_v$	Palmstrom

Na primeira equação, Priest e Hudson (1976) elaboraram um gráfico que possibilita estimar o RQD a partir de dados experimentais (Figura 3.16), utilizando uma aproximação linear para representar essa relação.

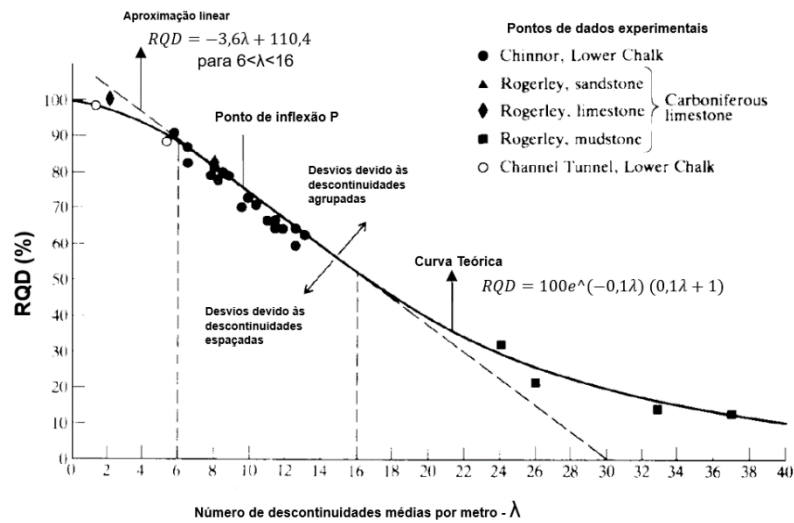


Figura 3.16 Correlação entre o RQD e o espaçamento das descontinuidades com base em dados de Priest e Hudson (1976).

Palmström (1982) também propôs uma correlação teórica utilizando um parâmetro denominado contador volumétrico de juntas ( $J_v$ ), que representa o número de descontinuidades por unidade de volume do maciço rochoso. Esse parâmetro é obtido pela Equação 3.27:

$$J_v = \sum \frac{1}{S_n} \tag{3.27}$$

Em que  $S_n$  é o espaçamento, em metros, para uma família de descontinuidades.

Com base nesse parâmetro, a equação de Palmström para estimativa do RQD é expressa na Equação 3.28:

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \tag{3.28}$$

Devido ao RQD ser um parâmetro fortemente dependente da direção de amostragem, diferentes orientações do furo de sondagem podem conduzir a valores significativamente distintos. Nesse contexto, a utilização do contador volumétrico de juntas ( $J_v$ ) constitui uma vantagem importante, uma vez que reduz os efeitos associados à dependência direcional (Hoek, 2000) (Santos, 2015). A relação proposta por Palmström (1982) foi estabelecida de forma empírica e é tradicionalmente apresentada por meio de um ábaco que correlaciona os valores de  $J_v$  e RQD (Figura 3.17).

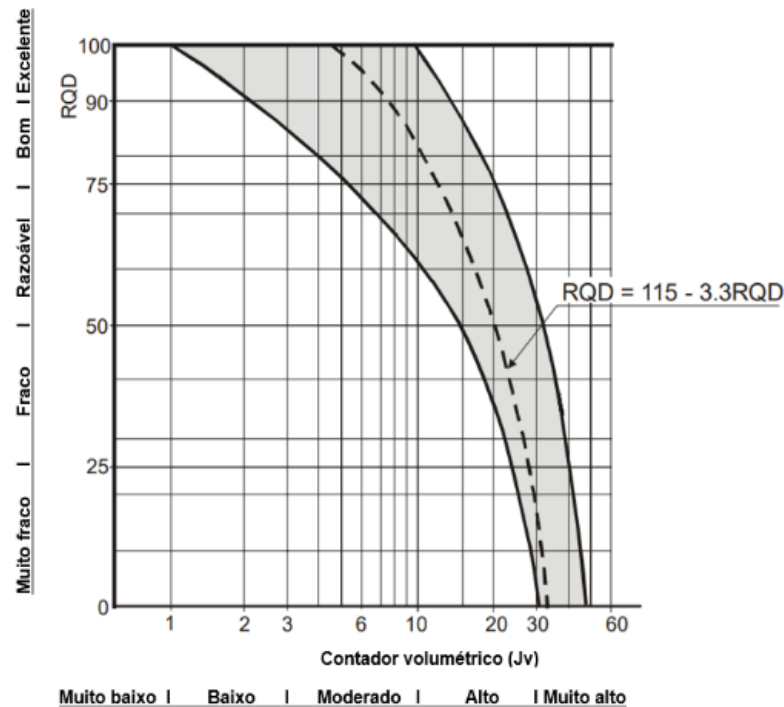


Figura 3.17 Correlação entre RQD e  $J_v$  (Palmström, 1982).

Apesar de amplamente utilizado, o RQD apresenta limitações relevantes: depende da habilidade do profissional em distinguir fraturas naturais daquelas geradas pela perfuração, pode ser influenciado pela resistência da rocha e pela qualidade da recuperação do testemunho, além de não considerar a orientação das famílias de descontinuidades nem as condições de suas superfícies. Também não diferencia adequadamente maciços com espaçamentos muito distintos quando há apenas um conjunto estrutural dominante. Ainda assim, por ser simples e de baixo custo, o RQD permanece útil como avaliação preliminar da qualidade do maciço e foi posteriormente incorporado a diversos sistemas de classificação geomecânica (Deere e Deere, 1989).

### 3.5.2 Rock Mass Rating (RMR)

A metodologia do RMR, desenvolvida por Bieniawski (1973) com o objetivo de abordar problemas típicos relacionados a escavações subterrâneas, baseia-se na avaliação de seis parâmetros fundamentais para a caracterização geomecânica do maciço rochoso: resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, RQD, espaçamento entre descontinuidades, condições das superfícies das descontinuidades, condições de percolação da água subterrânea e orientação das descontinuidades. O valor do RMR básico corresponde à soma das pontuações atribuídas aos cinco primeiros parâmetros, enquanto a orientação das descontinuidades é considerada posteriormente por meio de um fator de ajuste, conforme expresso na Equação 3.29.

$$RMR = RMR_{básico} + ajustes$$

3.29

Os pesos associados aos parâmetros utilizados no cálculo do RMR básico estão compilados na Tabela 3.6 e os ajustes associados à orientação das descontinuidades em relação à escavação estão apresentados na Tabela 3.7 e Tabela 3.8.

Tabela 3.6 Descrição dos parâmetros utilizados no cálculo de RMRbásico e os pesos associados (adaptado de Bieniawski, 1989).

<b>Resistência da rocha intacta</b>	<b>Índice de carga pontual - Is (MPa)</b>	>10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	Não aplicável, utilizar o ensaio de compressão uniaxial		
	<b>Resistência à compressão uniaxial - UCS (MPa)</b>	>250	100 a 200	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	< 1
	<b>Peso RMR</b>	15	12	7	4	2	1	0
<b>RQD</b>	<b>%</b>	100-90	90-75	50-75	25-50	<25		
	<b>Peso RMR</b>	20	17	13	8	3		
<b>Persistência</b>	<b>Descrição</b>	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m		
	<b>Peso RMR</b>	6	4	2	1	0		
<b>Abertura</b>	<b>Descrição</b>	0	<0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	>5 mm		
	<b>Peso RMR</b>	6	5	4	1	0		
<b>Rugosidade</b>	<b>Descrição</b>	Muito Rugosa	Rugosa	Levemente Rugosa	Lisa	Estriada		
	<b>Peso RMR</b>	6	5	3	1	0		
<b>Preenchimento</b>	<b>Descrição</b>	Sem Preenchimento	Duro <5mm	Duro >5mm	Macio <5mm	Macio >5mm		
	<b>Peso RMR</b>	6	4	2	2	0		
<b>Espaçamento</b>	<b>Espaçamento (cm)</b>	>200	60-200	20-60	6-20	<6		

	<b>Peso RMR</b>	20	15	10	8	5	
<b>Intemperismo da parede</b>	<b>Descrição</b>	Sem Alteração	Ligeiramente Alterada	Modera-damente Alterada	Muito alterada	Decomp-osto	
	<b>Peso RMR</b>	6	5	3	1	0	
<b>Condições de saturação</b>	<b>Descrição</b>	Completa-mente Seco	Úmido	Molhad-o	Gotejam-ento	Fluxo	
	<b>Peso RMR</b>	15	10	7	4	0	

Tabela 3.7 Ajustes devido à orientação das descontinuidades (adaptado de Bieniawski, 1989).

<b>Direção perpendicular ao eixo do túnel</b>			
Na direção do mergulho		Contra o mergulho	
45 – 90°	20 – 45°	45 – 90°	20 – 45°
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável
<b>Direção paralela ao eixo do túnel</b>		<b>Independentemente da direção (strike)</b>	
20 – 45°	45 – 90°	0 – 20°	
Razoável	Muito desfavorável	Razoável	

Tabela 3.8 Pontuação relativa à orientação das descontinuidades (adaptado de Bieniawski, 1989).

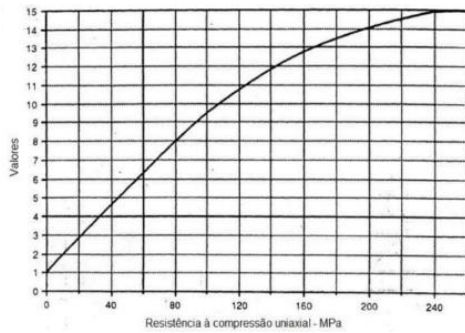
<b>Direção e mergulho das descontinuidades</b>	<b>Pontuação</b>				
	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Túneis	0	-2	-5	-10	-12
Fundações	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

O padrão das descontinuidades é determinado pela soma dos pesos atribuídos aos parâmetros de persistência, abertura, rugosidade, preenchimento e grau de alteração. A partir dessa combinação obtém-se o parâmetro de condição das descontinuidades ( $JCond_{89}$ ), conforme apresentado na Tabela 3.9 (Bieniawski, 1989). Esse valor sintetiza a influência conjunta desses atributos na qualidade estrutural do maciço.

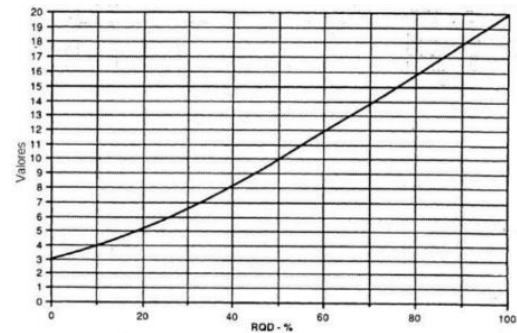
Tabela 3.9 Condições das descontinuidades  $JCond_{89}$  (BIENIAWSKI, 1989).

<b>Condição das descontinuidades <math>JCond_{89}</math></b>	Superfície muito rugosa. Não contínua. Sem abertura. Parede da rocha não alterada.	Superfície ligeiramente rugosa. Abertura <0,1m Paredes levemente alteradas	Superfície ligeiramente rugosa. Abertura <0,1m Paredes muito alteradas	Superfícies estriadas ou preenchimento <5mm. Abertura 1-5mm contínua.	Preenchimento mole >5mm ou abertura > 5mm contínua.
<b>Peso</b>	30	25	20	10	0

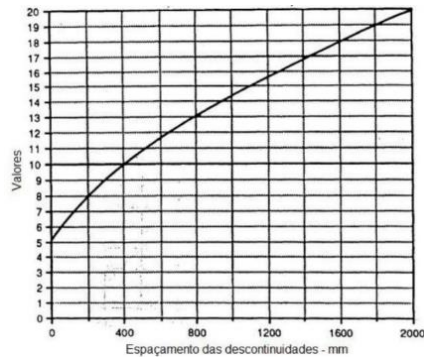
Os parâmetros analisados no maciço rochoso não contribuem de forma equivalente para o valor final do RMR, já que cada um exerce uma influência distinta no comportamento geomecânico. Com o objetivo de aprimorar a atribuição dos valores e reduzir as incertezas associadas principalmente em situações limítrofes, Bieniawski (1989) introduziu gráficos para determinação mais precisa dos valores associados a cada parâmetro, expostos na Figura 3.18.



a)



b)



c)

Figura 3.18 Gráficos os valores associados: a) à compressão uniaxial b) RQD; c) espaçamento das descontinuidades (Bieniawski,1989).

O RMR também permite estimar propriedades de deformabilidade in situ, coesão e ângulo de atrito. A Tabela 3.10 apresenta a classificação das classes de RMR e os valores correspondentes de resistência, coesão e ângulo de atrito propostos para cada faixa.

Tabela 3.10 Classificação RMR (Bieniawski,1989).

Valores de RMR	Descrição	Classe de Maciço	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
100-81	Muito Bom	I	>400	>45
80-61	Bom	II	300-400	35-45
60-41	Regular	III	200-300	25-35
40-21	Ruim	IV	100-200	15-25
<21	Muito Ruim	V	<100	<15

### 3.5.3 Rock Tunnel Quality (Sistema Q)

O índice de qualidade Q (*Rock Tunnel Quality*) foi desenvolvido por Barton *et al* (1974), com o objetivo de avaliar a estabilidade de maciços em um contexto de obras subterrâneas. O método leva em consideração seis parâmetros para a caracterização do maciço: RQD, número de família de descontinuidades ( $J_n$ ), rugosidade das paredes de descontinuidades ( $J_r$ ), grau de alteração das paredes ( $J_a$ ), condição de água subterrânea ( $J_w$ ) e o estado de tensões do maciço (SRF - *Stress Reduction Factor*), conforme expresso na Equação 3.30.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad 3.30$$

Onde:

$\frac{RQD}{J_n}$ : expressa o grau de fraturamento do maciço, refletindo a influência da quantidade e do espaçamento das descontinuidades. Valores elevados desse termo indicam maciços pouco fraturados, enquanto valores reduzidos estão associados a condições estruturais desfavoráveis;

$\frac{J_r}{J_a}$ : representa as características das superfícies das descontinuidades, englobando aspectos como rugosidade, ondulação, grau de alteração e presença de materiais de preenchimento. Superfícies rugosas e pouco alteradas tendem a apresentar maior resistência ao cisalhamento, resultando em valores mais elevados desse quociente;

$\frac{J_w}{SRF}$ : incorpora os efeitos da água subterrânea e das tensões atuantes no maciço. A presença de água pode reduzir significativamente a resistência ao cisalhamento das

descontinuidades, enquanto o fator SRF considera condições de tensões elevadas, zonas de falha, rochas brandas ou instabilidades induzidas por escavações.

Os parâmetros RQD,  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ ,  $J_w$  e SRF são determinados a partir das características observadas em campo, com base nas classificações expostas na Tabela 3.11, Tabela 3.12, Tabela 3.13, Tabela 3.14 e Tabela 3.15, respectivamente.

Tabela 3.11 Número de famílias de descontinuidades -  $J_n$ , (Barton et al., 1974).

Número de famílias de juntas	
Descrição	$J_n$
A. Fraturas esparsas ou ausentes	0,5-1
B. Uma família de fraturas	2
C. Uma família de fraturas mais fraturas aleatórias	3
D. Duas famílias de fraturas	4
E. Duas famílias de fraturas mais fraturas aleatórias	6
F. Três famílias de fraturas	9
G. Três famílias de fraturas mais fraturas aleatórias	12
H. Quatro ou mais famílias, aleatórias, fortemente fraturadas, "cubos de açúcar", etc	15
J. Pedra britada, similar a solo	20

Tabela 3.12 Rugosidade das paredes -  $J_r$ , (Barton et al., 1974).

a- Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas e	
b- fraturas com deslocamento relativo (menos de 10 cm). Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
Condições de rugosidade das paredes	$J_r$
A- Fraturas não-persistentes	4
B- Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
C- Fraturas lisas, onduladas	2
D- Fraturas polidas, onduladas	1,5
E- Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F - Fraturas lisas, planas	1
G- Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
c- fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
H- Fraturas com minerais argilosos	1
I- Zonas esmagadas	1

Tabela 3.13 Alteração das paredes -  $J_a$ , (Barton et al., 1974).

Condição de alteração das paredes	$J_a$
<b>a-Fraturas sem deslocamento relativo. Há contato rocha-rocha entre paredes das fraturas</b>	
A- Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75
B- Paredes sem alteração, somente leve descoloração $\phi_r=25-30^\circ$	1
C- Paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não argilosas $\phi=20-25^\circ$	2
D- Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas $\phi=20-25^\circ$	3
E- Paredes com películas de materias moles ou com baixo ângulo de atrito (caolinita, clorita, talco, grafita, etc) e pequena quantidade de minerais expansivos $\phi=8-16^\circ$	4
<b>b- Fraturas com deslocamento relativo (menos de 10 cm). Há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
F- Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, sem argila $\phi=25-35^\circ$	
G- Fraturas com preenchimento argiloso sobreconsolidado (espessura < 5 mm) $\phi=16-24^\circ$	6
H- Fraturas com preenchimento argiloso subconsolidado (espessura < 5 mm $\phi=12-16^\circ$	8
I- Fraturas com preenchimento argiloso expansivo (espessura < 5 mm) $\phi=12-16^\circ$	8 a 12
<b>c- Fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
J,K,L- Zonas com rochas trituradas ou esmagadas, com argila (ver G, H, I para condições do material argiloso) $\phi=6-24^\circ$	6 a 8 ou 8 a 12
M- Zonas siltosas ou areno-argilosas com pequena quantidade de argila 5	5
N,O,P- Zonas ou bandas contínuas de argila (ver g, h, i para condições de material argiloso) $\phi_r=6-24^\circ$	10 a 13 ou 13 a 20

Tabela 3.14 Ação da água subterrânea -  $J_w$ , (Barton et al., 1974).

Descrição	$J_w$	Pressão de água (Mpa)
A. Escavações a seco, ou mínimas afluências de água, isto é, <5L/min, localmente	1	<0,1
B. Afluências ou pressões médias, lavagem dos preenchimentos, ocasionalmente	0,66	0,1-0,25
C. Afluências elevadas ou pressões elevadas em rocha competente com fraturas sem preenchimentos	0,5	0,25-1
D. Afluências elevadas ou pressões elevadas com lavagens consideráveis dos preenchimentos	0,33	0,25-1
E. Afluências excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas" decaindo com o tempo	0,2-0,1	>1

F. Afluências excepcionalmente elevadas ou pressões de água "explosivas", contínuas sem diminuição com o tempo	0,1-0,005	>1
--	-----------	----

Tabela 3.15 Estado de tensões no maciço – SRF, (Barton et al., 1974).

Estado das tensões dos maciços	SRF
<b>a- Zonas alteradas</b>	
A- Ocorrência de múltiplas zonas alteradas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade qualquer)	10
B- Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade da escavação $\leq 50\text{m}$ )	5
C- Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade da escavação $> 50\text{m}$ )	2,5
D- Múltiplas zonas esmagadas em rocha competente, sem argila (profundidade qualquer)	7,5
E- Zona esmagada em rocha competente, sem argila (profundidade da escavação $\leq 50\text{m}$ )	5
F- Zona esmagada em rocha competente, sem argila (profundidade da escavação $> 50\text{m}$ )	2,5
G- Fraturas abertas, fraturamento muito intenso (profundidade qualquer) 5	5
<b>b- Rocha competente, problemas de tensões de rochas</b>	
H- Tensões baixas, próximas à superfície ( $\sigma_c/\sigma_l < 200$ )	2,5
I- Tensões médias ( $\sigma_c/\sigma_l = 200$ a 10)	1
J- Tensões altas ( $\sigma_c/\sigma_l < 10$ a 5)	0,5 a 2,0
K- Explosões moderadas de rochas ( $\sigma_c/\sigma_l < 5$ a 2,5)	5 a 10
L- Explosões intensas de rochas ( $\sigma_c/\sigma_l < 2,5$ )	10 a 20
<b>c- Rochas incompetentes (comportamento plástico devido aos tipos de deformações)</b>	
M- Tensões moderadas	5 a 10
N- Tensões elevadas	10 a 20
<b>d- Rochas expansivas (atividade expansiva na presença de água)</b>	
O- Pressão de expansão moderada	5 a 10

P- Pressão de expansão elevada	10 a 15
--------------------------------	---------

Os valores do índice Q podem variar em uma ampla faixa, desde valores inferiores a 0,01, característicos de maciços extremamente pobres, até valores superiores a 1000, típicos de maciços de excelente qualidade. Com base no valor obtido, o maciço é classificado em categorias que variam de “péssimo” a “excelente”, conforme a classificação proposta por Barton *et al.* (1974) exibida na Tabela 3.16, sendo essa classificação utilizada para estimar o comportamento do maciço e auxiliar na definição de medidas de suporte e estabilidade.

Tabela 3.16 Classificação do Sistema Q (Barton et al., 1974).

Valores de Q	Descrição	Classe de Maciço
0,0001 a 0,01	Péssimo	IX
0,01 a 0,1	Extremamente Ruim	VIII
0,1 a 1,0	Muito Ruim	VII
1,0 a 4,0	Ruim	VI
4,0 a 10,0	Regular	V
10,0 a 40,0	Bom	IV
40,0 a 100,0	Muito Bom	III
100,0 a 400,0	Ótimo	II
>400	Excelente	I

#### 3.5.4 Geological Strength Index (GSI)

Hoek (1994) e Hoek *et al.* (1995) introduziram o Geological Strength Index (GSI) como uma alternativa de classificação geomecânica, visando contornar limitações identificadas no emprego do RMR para estimativas de resistência do maciço. O GSI busca representar, de maneira mais realista, tanto a estrutura do maciço quanto o estado das superfícies das descontinuidades, fornecendo uma base mais consistente para a aplicação dos critérios de resistência (Brady e Brown, 2006). Por estar integrado ao critério de Hoek-Brown generalizado, o GSI permite estimar parâmetros de resistência e avaliar o efeito das descontinuidades no comportamento mecânico do maciço rochoso.







<p><b>GSI PARA MACIÇOS FRATURADOS</b>                  Através da litologia, condições da estrutura e superfície das descontinuidades podem ser estimadas por meio do valor de GSI. Não tente ser muito preciso. Escolher intervalos entre 33 e 37 é mais realista do que utilizar GSI=35. Observe que a tabela não se aplica a rupturas estruturalmente controladas, em que superfícies estruturais planares fracas ocorrem em uma orientação desfavorável em relação à face de escavação, controlando o comportamento do maciço rochoso. A resistência ao cisalhamento de superfícies em rochas que são propensas a se deteriorar como resultado de mudanças no teor de umidade será reduzida se a água estiver presente. Em rochas classificadas razoável a muito ruim, pode ser feito um deslocamento para a direita para as condições "molhada". A pressão da água é tratada em termos de tensões efetivas</p>		<b>CONDIÇÕES DAS SUPERFÍCIES</b>				
<p><b>ESTRUTURA</b></p>		<p>DECRESCIMO DA QUALIDADE DA SUPERFÍCIE →</p>				
	<p><b>INTACTA OU MACIÇA</b> – rocha intacta ou maciça <i>in situ</i>. Descontinuidades muito espaçadas.</p>	90			N/A	N/A
	<p><b>EMBLOCOS</b> – maciço rochoso com boa interconectividade entre os blocos. Cubos formados por três descontinuidades ortogonais.</p>	80	70			
	<p><b>BLOCOS ANGULARES</b> – maciço rochoso com interconectividade entre os blocos parcialmente perturbada. Blocos angulares multifacetados formados por 4 ou mais famílias de descontinuidades.</p>		60			
	<p><b>EMBLOCOS/ "CAÓTICO"</b> – estruturas dobradas com blocos angulares formadas por muitas interseções entre famílias de descontinuidades. Planos de acamamento e xistosidade persistentes.</p>			50		
	<p><b>DESINTEGRADO</b> – interconectividade pobre, maciço rochoso muito fraturado com misturas de pedaços de rocha angulares e redondos.</p>				40	
	<p><b>LAMINADO/CISALHADO</b> – inexistência de blocos devido à proximidade entre superfícies de xistosidade fracas ou planos de cisalhamento.</p>					30
						20
						10
		N/A	N/A			

Figura 3.19 Classificação GSI baseada nas condições do maciço rochoso (adaptado de Marinos e Hoek, 2000).

## 4 METODOLOGIA

### 4.1 Localização da Área de Estudo

O trabalho de campo foi conduzido em um talude rodoviário em maciço rochoso localizado na MG-164, em Minas Gerais, na cidade de Itapecerica, na coordenada -20.455041, -45.117733 (20°27'18.2"S 45°07'03.8"W), indicada pela localização marcada em vermelho na Figura 4.1.

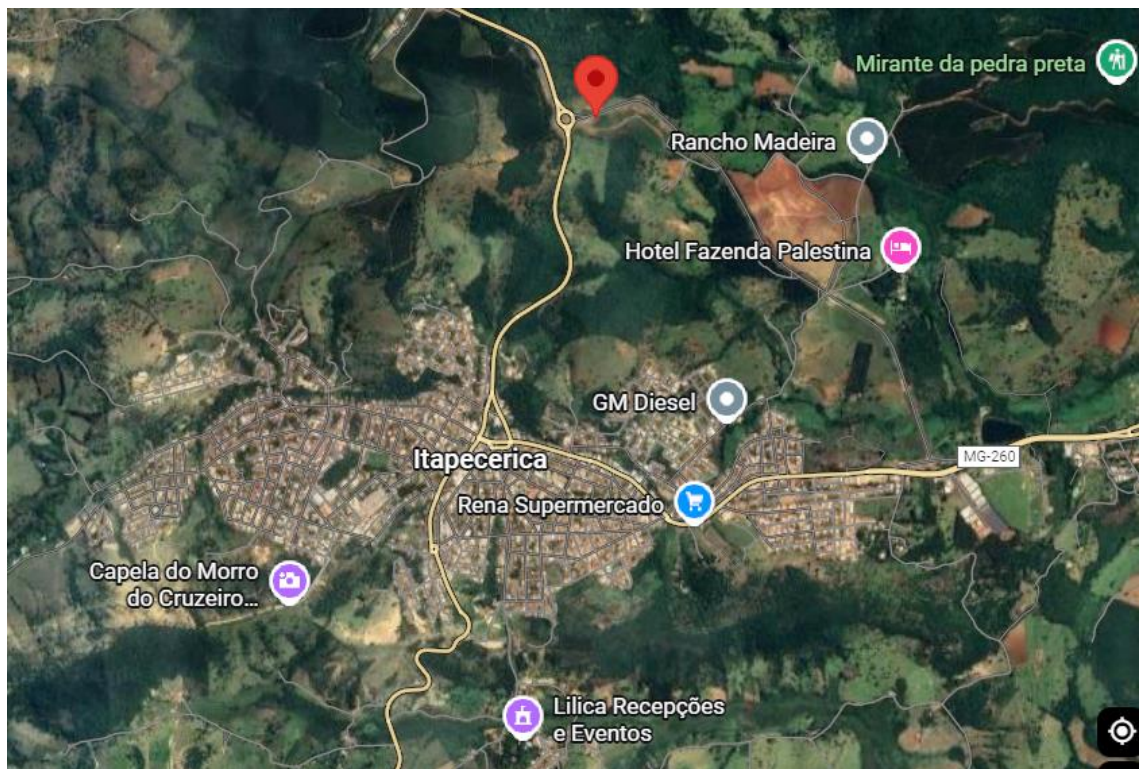


Figura 4.1 Localização da área de estudo indicada pelo ponto vermelho (GOOGLE EARTH, 2026).

### 4.2 Levantamento de Campo

O levantamento de campo teve como objetivo a caracterização geológica e estrutural do maciço rochoso, fornecendo subsídios para a aplicação dos sistemas de classificação geomecânica e para a realização das análises cinemáticas. As atividades foram conduzidas por meio de inspeção visual detalhada e da coleta de dados estruturais e geomecânicos das descontinuidades.

Inicialmente, realizou-se a caracterização litológica do maciço, identificando-se o tipo de rocha, seu grau de alteração e os principais aspectos texturais e estruturais observáveis a olho nu. O maciço foi classificado macroscopicamente como um gnaisse, apresentando foliação bem

definida e comportamento estrutural controlado predominantemente por planos de descontinuidade (Figura 4.2).



Figura 4.2 Talude rodoviário do presente estudo.

Em seguida, procedeu-se ao levantamento estrutural das descontinuidades, por meio da medição das orientações de mergulho e direção de mergulho utilizando bússola geológica (Figura 4.3). Além das orientações, foram levantadas as principais características geométricas e geomecânicas das descontinuidades, incluindo espaçamento, persistência, abertura, preenchimento, grau de alteração e condições das superfícies (Figura 4.3). A rugosidade das juntas foi avaliada por meio de comparação visual com os perfis padrão de Barton (1977), possibilitando a estimativa do coeficiente de rugosidade (JRC).



Figura 4.3 Levantamento geológico-geotécnico realizado em campo: a) Medição das orientações das descontinuidades; b) Medição do espaçamento para uma família de descontinuidades.

### 4.3 Preparação das Amostras

A preparação das amostras para os ensaios laboratoriais foi realizada no laboratório de laminação do Departamento de Geologia (DEGEO) da Escola de Minas da UFOP, consistindo no corte a úmido de 13 corpos de prova com geometria cúbica (Figura 4.4). Todos os corpos de prova foram devidamente identificados e tiveram suas dimensões medidas com o auxílio de um paquímetro.

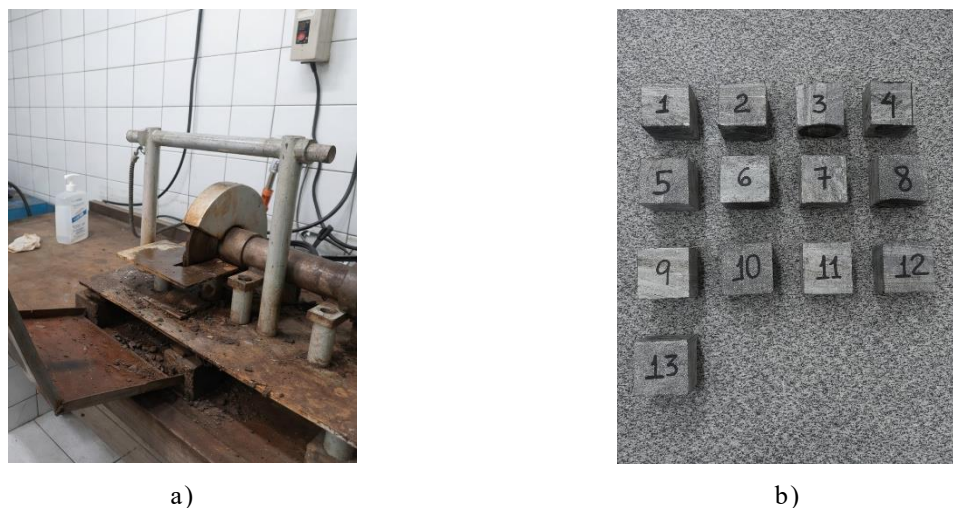


Figura 4.4 Preparação das amostras: a) Local de serragem de rocha a úmido e b) Amostras serradas.

#### 4.4 Ensaios de Laboratório

Para a caracterização do maciço rochoso, foram realizados ensaios de carga puntiforme, durabilidade, porosidade, propagação de ondas e determinação da densidade relativa. As atividades laboratoriais foram conduzidas no Laboratório de Mecânica das Rochas e no Laboratório de Tratamento de Minérios, ambos vinculados ao Departamento de Engenharia de Minas (DEMIN) da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), bem como no Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas (NUGEO/UFOP).

##### 4.4.1 Ensaio de Compressão Puntiforme

O ensaio de carga puntiforme foi realizado conforme as recomendações da ISRM (2007) para determinação do índice de resistência à carga puntiforme, utilizando-se o equipamento GCTS *testing system*. Foram ensaiadas 13 amostras, sendo 6 (amostras 1 a 6) na direção perpendicular à foliação e 7 (amostras 7 a 13) na direção paralela à foliação. As amostras 4, 5 e 6 não foram passíveis de rompimento, conforme detalhado no Item 5.4.3.

O procedimento consistiu na inserção do corpo de prova entre duas ponteiras cônicas metálicas do equipamento, sendo aplicada uma força crescente por meio do sistema hidráulico até a ruptura da amostra. Os parâmetros de entrada do software correspondem à distância entre as ponteiras e à geometria do corpo de prova, conforme ilustrado na Figura 4.5.



a)



b)



c)



d)

Figura 4.5 Ensaio de carga puntiforme: a) Ensaio realizado paralelo à foliação; b) Amostras rompidas paralelamente à foliação; c) Ensaio realizado perpendicular à foliação; d) Amostras rompidas perpendicularmente à foliação.

O sistema de medição de carga possui uma precisão de 5%, e o sistema de medição da distância entre ponteiras uma precisão de  $\pm 2\%$ , ambos em conformidade com as recomendações da ISRM (Jaques, 2014).

O índice de compressão puntiforme corrigido para o diâmetro equivalente de 50mm ( $I_{S(50)}$ ) foi determinado conforme a Equação 3.4.

#### 4.4.2 Ensaio de Durabilidade

O *Slake Durability Test* é utilizado para estimar quantitativamente a durabilidade de rochas brandas (Silva, 2010). O ensaio consiste em submeter amostras de rocha a ciclos

sucessivos de umedecimento, rotação e secagem, com o objetivo de avaliar a perda de massa e, conseqüentemente, a alteração do material quando exposto a condições ambientais.

Foram utilizadas amostras de rocha provenientes do Ensaio de Carga Puntiforme (*Point Load Test*). As amostras foram previamente preparadas, sendo necessária a realização de britagem para adequação da granulometria conforme os requisitos do ensaio descrito na norma técnica ASTM D4644-08. Foram realizados três ensaios, utilizando-se em cada ensaio aproximadamente 500 g de material. O ensaio de durabilidade foi realizado seguindo as etapas descritas a seguir:

1. Inicialmente, as amostras de rocha foram preparadas por meio de britagem, seguida da seleção de aproximadamente dez fragmentos, cada um com massa entre 40 g e 60 g, totalizando entre 450 g e 550 g de material. Os fragmentos foram previamente pesados e tiveram cantos removidos, de modo a torná-los mais arredondados, conforme recomendação da ISRM (1979);
2. Em seguida, as amostras foram inseridas no cilindro; a calha do equipamento foi preenchida com água, posicionando-se o conjunto de modo que o cilindro permanecesse parcialmente imerso;
3. Na sequência, o cilindro foi submetido à rotação a uma velocidade de 10 rpm, durante um período de 10 minutos, promovendo o umedecimento das amostras concomitantemente ao processo de rotação;
4. Após o término do ciclo, o cilindro contendo as amostras foi removido da calha e levado à estufa para nova secagem, sendo novamente pesado após a secagem completa;
5. O procedimento de umedecimento com rotação seguido de secagem foi repetido, totalizando dois ciclos, conforme estabelecido pela norma;
6. Ao final do segundo ciclo, a massa final do conjunto cilindro mais amostras secas foi registrada, sendo esses valores utilizados para o cálculo do índice de durabilidade da rocha, conforme a Equação 3.9.

A Figura 4.6 ilustra a realização do ensaio.



Figura 4.6 Realização do ensaio de durabilidade; a) Aparelho de realização do teste; b) Pesagem da amostra seca em estufa.

#### 4.4.3 Ensaio de Propagação de Ondas

O ensaio de velocidade de propagação de ondas sônicas foi realizado por meio de método não destrutivo, utilizando o equipamento *Pundit*, conforme as recomendações da ISRM (2007). Inicialmente, os corpos de prova foram serrados e preparados para garantir que as superfícies da amostra estavam suficientemente planas, de modo a garantir o contato adequado entre os transdutores e a amostra.

Antes da realização do ensaio, foi medida a distância entre os pontos de contato dos transdutores, correspondente ao comprimento do corpo de prova, sendo este o *input* necessário pelo equipamento. Em seguida, os transdutores emissor e receptor foram posicionados em faces opostas da amostra, aplicando-se um gel de acoplamento para melhorar a aderência da amostra e assegurar a correta transmissão das ondas sônicas (Figura 4.7).



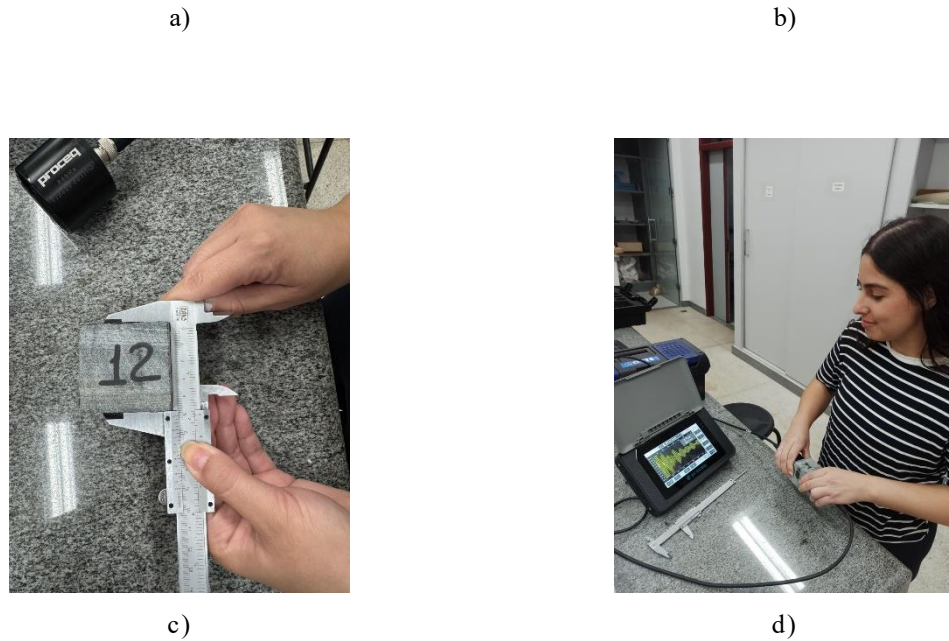


Figura 4.7 Ensaio de propagação de ondas: a) Equipamento utilizado (Pundit); b) Interface do dispositivo; c) Medição das amostras; d) Realização do ensaio.

O equipamento emite um pulso ultrassônico que se propaga através do corpo de prova, sendo captado pelo transdutor receptor, sendo o tempo de percurso da onda registrado automaticamente pelo equipamento. Dessa forma, a velocidade de propagação da onda é então determinada pela razão entre a distância percorrida pela onda e o tempo medido.

O procedimento foi repetido para todas as amostras, assegurando que a distância de propagação da onda fosse, no mínimo, dez vezes maior que a média granulométrica do corpo de prova, conforme recomendado pela ISRM (2007).

A velocidade de propagação de ondas na amostra está relacionada com as propriedades elásticas dos minerais constituintes da rocha. Dessa forma, é possível estimar algumas características elásticas dinâmicas da matriz rochosa, como o módulo dinâmico de Young e o módulo de cisalhamento. Contudo, os valores dos módulos dinâmicos são de 10 a 30% maiores do que os valores obtidos de ensaios estáticos convencionais. Uma vez determinada as velocidades de onda, o módulo de Young dinâmico foi obtido pela Equação 3.10.

#### 4.4.4 Determinação da Densidade Relativa de Sólidos

A densidade de um sólido pode ser determinada pelo método do deslocamento de líquido. Esse procedimento consiste na medição da massa da substância e, em seguida, na sua introdução em um instrumento volumétrico graduado, parcialmente preenchido com água. O volume de líquido deslocado corresponde ao volume do sólido analisado (Sampaio; Silva,

2007). Para o cálculo da densidade da amostra, utilizou-se uma amostra suficientemente representativa, sendo o cálculo realizado conforme apresentado na Equação 3.11 pelo método do picnômetro (Figura 4.8).

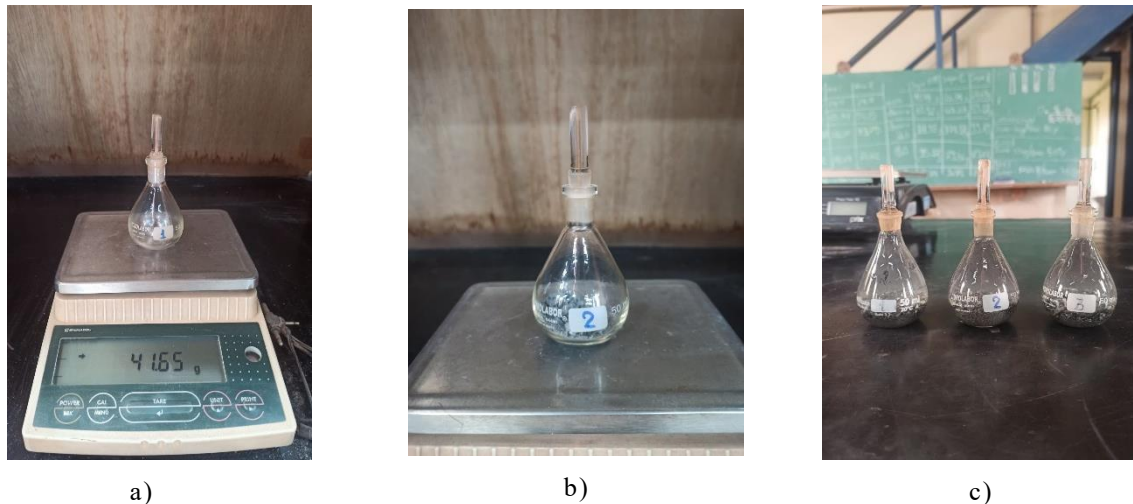


Figura 4.8 Ensaio de determinação da densidade relativa: a) Pesagem do picnômetro do primeiro ensaio vazio; b) Pesagem do picnômetro do segundo ensaio com a amostra; c) Todos os picnômetro preenchidos com amostra e água.

O método de determinação da densidade de uma rocha por meio do picnômetro consistiu nas seguintes etapas:

1. Inicialmente, o picnômetro foi pesado vazio, após prévia limpeza e secagem.
2. Em seguida, o picnômetro foi completamente preenchido com água, sendo a diferença entre a massa do picnômetro vazio e cheio correspondente à massa de água utilizada.
3. Posteriormente, a amostra foi adicionada ao picnômetro, e o conjunto foi pesado, obtendo-se o valor  $A_2$ . A massa da amostra foi determinada pela diferença entre a massa do picnômetro contendo a amostra e a massa do picnômetro vazio.
4. Na sequência, o picnômetro foi novamente completado com água e pesado, obtendo-se o valor  $A_3$ . A massa de água adicionada ao picnômetro contendo a amostra foi determinada pela diferença entre  $A_3$  e  $A_2$ .
5. O volume da rocha foi determinado pela diferença entre o volume total do picnômetro e o volume de água adicionada.
6. Por fim, a densidade da rocha foi obtida pela razão entre a massa da rocha e o volume da rocha.

#### 4.4.5 Ensaio para Determinação da Porosidade

O ensaio para determinação de porosidade foi realizado no Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas (NUGEO/UFOP). Foram utilizados dez fragmentos provenientes das rupturas do ensaio de carga pontual (*Point Load Test*), com geometria irregular. A seleção dos fragmentos obedeceu aos critérios normativos, exigindo massa mínima de 50 g ou que a maior dimensão fosse superior a dez vezes o maior grão observável (Jaques, 2014).

O método de determinação da porosidade seguiu as seguintes etapas:

1. Inicialmente, as amostras foram introduzidas em um dessecador a vácuo, submersas em água, com o objetivo de promover o preenchimento dos poros, com uma pressão aplicada de 50 torr;
2. Posteriormente, as amostras foram retiradas do dessecador e pesadas submersas em um béquer contendo água, determinando-se a massa submersa;
3. As amostras foram secas superficialmente com um pano úmido e pesadas em seguida, determinando-se a massa saturada;
4. Por fim, as amostras foram secas em estufa a 105 °C por aproximadamente 24 horas, para determinação da massa seca.

Ressalta-se que a pesagem das amostras foi realizada em grupos de cinco amostras em todas as etapas. As etapas do ensaio estão apresentadas na Figura 4.9.

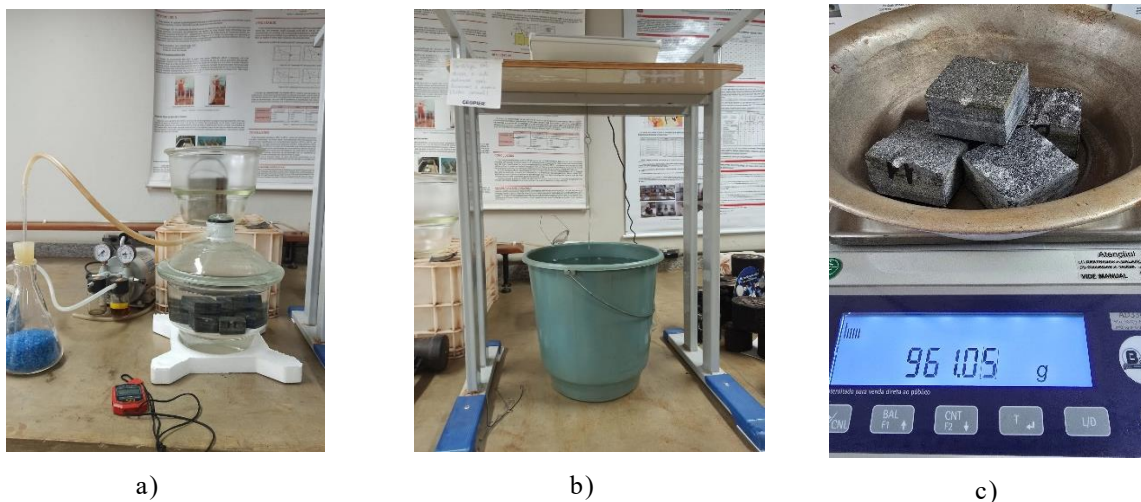


Figura 4.9 Ensaio de determinação de porosidade: a) Amostras inseridas no dessecador a vácuo; b) Determinação da massa submersa c) Determinação da massa seca.

#### 4.5 Análise Cinemática

A análise cinemática foi realizada com o uso do software *Dips*, da *Rocscience*, a partir das orientações das descontinuidades obtidas em campo. Os dados foram plotados em estereogramas, permitindo a identificação das famílias estruturais e a avaliação dos modos potenciais de ruptura. Foram analisados os mecanismos de ruptura planar, em cunha e por tombamento, com base na orientação do talude e na definição do ângulo de atrito. As zonas críticas foram delimitadas no estereograma conforme os critérios cinemáticos de cada mecanismo, possibilitando a quantificação da probabilidade de ocorrência a partir da proporção de descontinuidades inseridas nessas regiões.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados e os parâmetros obtidos ao longo do desenvolvimento deste trabalho. O levantamento de campo, aliado aos ensaios laboratoriais, possibilitou a obtenção dos dados necessários para a aplicação dos sistemas de classificação geomecânica RQD, RMR, Q e GSI, bem como para a realização da análise cinemática, cujos resultados são apresentados e discutidos no Item 5.3.

### 5.1 Caracterização Geológica

O maciço rochoso estudado foi caracterizado macroscopicamente como um gnaisse grafitoso, indicando a presença de anisotropias associadas à foliação.

Durante as atividades de campo, foram identificadas três famílias principais de descontinuidades (F1, F2 e F3), a partir das medidas compiladas na Tabela 5.1.

As orientações médias dessas famílias foram definidas com base no estereograma da Figura 5.2, a partir do qual também foi possível identificar uma quarta família de descontinuidades (F4). Os valores médios estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.1 Medidas estruturais por família de descontinuidade.

Família 1	Família 2	Família 3
70/117	09/196	88/013
87/312	10/232	70/194
79/117	08/185	84/202
88/308	07/302	89/030
84/298	06/251	87/010
85/300	16/168	86/200
82/301	06/190	-
65/310	13/173	-

Família 1	Família 2	Família 3
75/297	11/266	-
77/124	17/238	-
86/302	02/227	-
76/127	20/238	-
87/140	10/239	-
87/314	18/325	-
88/127	08/075	-
89/137	29/190	-
84/139	-	-

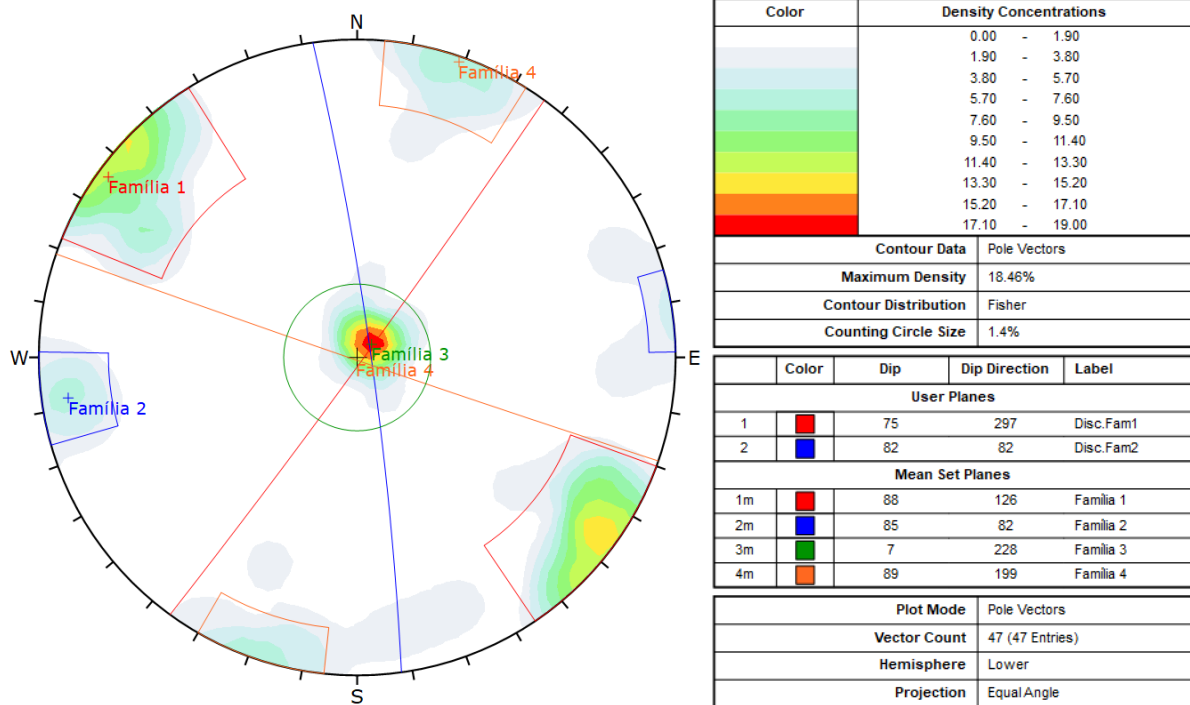


Figura 5.2 Estereograma confeccionado a partir das 47 medidas estruturais.

Tabela 5.2 Orientação média das quatro famílias de descontinuidades.

Estrutura	Orientação Média
Família 1	88/126
Família 2	85/082
Família 3	07/228
Família 4	89/199

As características dessas descontinuidades foram sistematicamente registradas em planilhas de campo, visando subsidiar as análises posteriores.

### 5.1.1 Parâmetros das Descontinuidades

O coeficiente de rugosidade foi avaliado por meio do ábaco de perfis de rugosidade, tendo sido identificadas as classes IV e V para a família 1, classes entre II e V para a família 2 e classes entre IV e V para a família 3, conforme ilustrado na Figura 5.3.

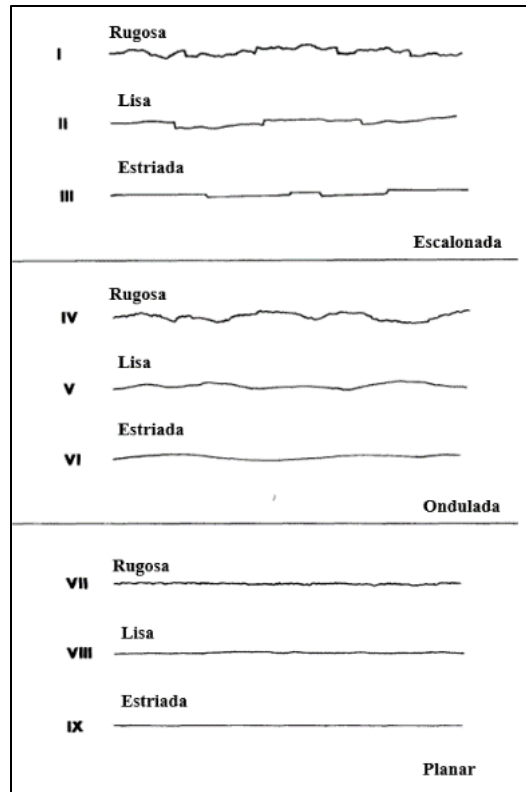


Figura 5.3 Perfis típicos das superfícies das descontinuidades e nomenclatura sugerida (adaptado de ISRM, 1978).

A análise das descontinuidades também possibilitou o cálculo dos parâmetros envolvidos no índice Q, tais como RQD,  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$ .

A Tabela 5.3, apresenta um resumo dos parâmetros relacionados às características das descontinuidades.

Tabela 5.3 Parâmetros por família de descontinuidades.

Parâmetros	Família 1	Família 2	Família 3
Espaçamento Médio [cm]	33	36	24,19
Persistência [m]	0,8	1,5	0,48
Abertura [mm]	>1	>1	>1
Preenchimento [mm]	Argiloso subconsolidado (>5mm)	Argiloso subconsolidado (>5mm)	Argiloso subconsolidado (>5mm)

Parâmetros	Família 1	Família 2	Família 3
Rugosidade [ábaco de perfil de rugosidade]	II	IV	IV
Grau de alteração	Leve descoloração	Leve descoloração	Leve descoloração

## 5.2 Ensaio de Determinação da Densidade Relativa

O ensaio para a determinação da densidade relativa foi realizado em triplicata, com o objetivo de garantir a confiabilidade dos resultados. O valor de densidade relativa obtido foi de  $d_s = 2,82 \text{ g/cm}^3$ , determinado a partir da média aritmética dos três valores resultantes dos ensaios, conforme apresentado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Resultados dos ensaios de determinação de densidade.

	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$d_s \text{ [g/cm}^3\text{]}$
<b>Ensaio 1</b>	26,18	52,42	100,12	83,11	2,84
<b>Ensaio 2</b>	41,07	66,75	111,93	95,31	2,83
<b>Ensaio 3</b>	42,81	67,93	112,60	96,50	2,78

Esse valor encontra-se em conformidade com os intervalos reportados na literatura para rochas gnáissicas, que geralmente variam entre 2,60 e 2,90  $\text{g/cm}^3$  (Marques e Vargas, 2022), a depender da composição mineralógica, indicando um material pouco alterado, de boa compacidade e elevada qualidade geomecânica.

## 5.3 Resistência à Compressão Uniaxial

Para a determinação da resistência à compressão uniaxial (UCS), foram realizados ensaios *in situ* e laboratoriais. Os resultados obtidos para a estimativa da UCS do maciço são apresentados a seguir.

### 5.3.1 Esclerômetro de Schmidt

Os valores médios do número de rebotes  $R_L$  obtidos com o uso do esclerômetro de Schmidt foram de 42 para a família 1 e de 50 para as famílias 2 e 3. Utilizando-se o ábaco de Miller e adotando-se o valor de 2,8  $\text{g/cm}^3$  para a densidade do gnaiss, obteve-se uma estimativa de resistência à compressão uniaxial entre 125 e 175 MPa, conforme apresentado na Figura 5.5. A linha azul é referente a família 1 e as linhas amarelas referentes as famílias 2 e 3.

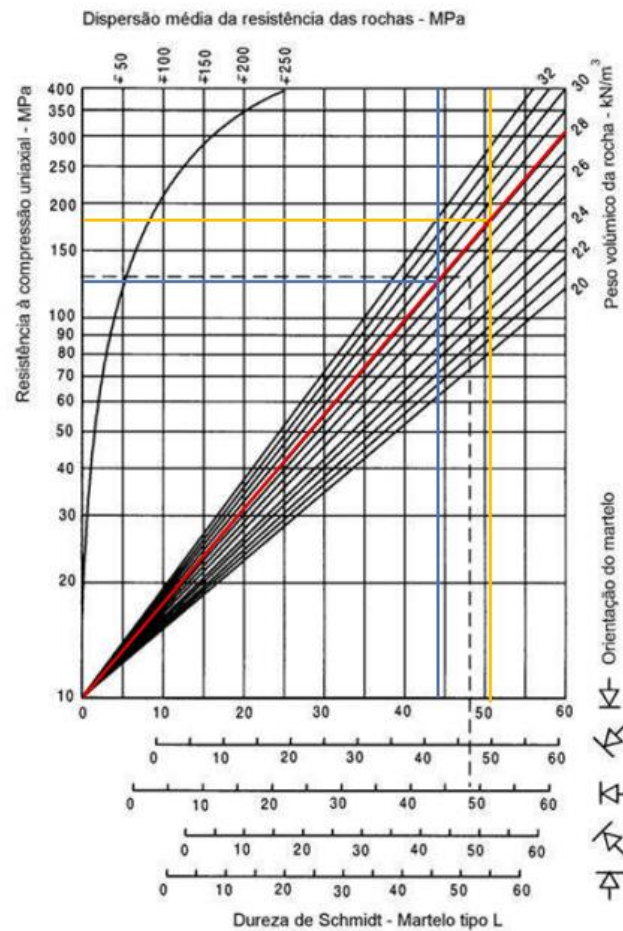


Figura 5.4 Estimativa do UCS pelo Ábaco de Miller.

Ressalta-se a incerteza quanto à calibração do instrumento antes da realização das medições, o que pode ter influenciado os resultados obtidos.

### 5.3.2 Índice de Carga Puntiforme

Os valores das forças registradas no rompimento dos corpos de prova no ensaio de carga puntiforme encontram-se compilados na Tabela 5.5. Ressalta-se que o rompimento das amostras 4, 5 e 6 não foi possível, tendo sido registrada a maior força aplicável pelo sistema hidráulico.

Tabela 5.5 Resultados das forças obtidas no ensaio PLT e cálculos dos índices de carga puntiforme.

Amostra	Força [kN]	Tipo de ensaio	Dimensões da Amostra			A [mm <sup>2</sup> ]	De <sup>2</sup> [mm <sup>2</sup> ]	De [mm <sup>2</sup> ]	Is	F	Is50
			C	L	H						
			[mm]	[mm]	[mm]						
1	13,68	⊥	50	50	51	2550	3246,76	56,98	4,21	1,06	4,47
2	12,76	⊥	52	52	50	2600	3310,42	57,54	3,85	1,07	4,11
3	8,08	⊥	50	50	45	2250	2864,79	53,52	2,82	1,03	2,91
4	14,66	⊥	50	50	51	2550	3246,76	56,98	4,52	1,06	4,79
5	12,47	⊥	50	50	51	2550	3246,76	56,98	3,84	1,06	4,07
6	14,17	⊥	50	50	51	2550	3246,76	56,98	4,36	1,06	4,63
7	11,88	//	50	50	51	2550	3246,76	56,98	3,66	1,06	3,88
8	13,05	//	51	51	53	2703	3441,57	58,66	3,79	1,07	4,07
9	9,79	//	50	50	50	2500	3183,10	56,42	3,08	1,06	3,25
10	12,46	//	52	52	51	2652	3376,63	58,11	3,69	1,07	3,95
11	13,78	//	52	52	53	2756	3509,05	59,24	3,93	1,08	4,24
12	12,37	//	50	50	50	2500	3183,10	56,42	3,89	1,06	4,10
13	13,78	//	51	51	51	2601	3311,70	57,55	4,16	1,07	4,43

Adicionalmente, as amostras 3, 4, 9 e 13 destacadas em vermelho, apresentaram, respectivamente, os menores e os maiores valores de força no momento da ruptura, tanto na direção paralela quanto na perpendicular. Por se tratarem de valores discrepantes em relação ao conjunto de dados, essas amostras foram desconsideradas da análise, a fim de aumentar a representatividade da média dos resultados, em conformidade

Para os ensaios realizados perpendicularmente à foliação apresentaram valores de  $I_{s50}$  entre 4,07 a 4,63, com média de 4,32. Já para os realizados paralelamente à foliação, os valores de  $I_{s50}$  variaram entre 3,88 e 4,24, com média de 4,05.

Esses resultados mostram-se coerentes com o comportamento esperado, uma vez que o plano de foliação representa a principal descontinuidade do maciço rochoso. Contudo, os valores obtidos indicam boa qualidade do maciço rochoso, o qual apresenta variação limitada de resistência mesmo em relação ao seu plano de maior fraqueza.

A partir dos resultados dos valores médios de  $I_{50\perp} = 4,32$  e  $I_{50//} = 4,05$ , foi possível calcular o índice de carga puntiforme anisotrópico, obtendo-se o valor de  $I_{50a} = 1,07$ .

Utilizando-se os valores médios de  $I_{50}$  os valores estimados para a UCS, por meio da Equação 5.1 foram de 103,66 MPa para a direção perpendicular a foliação e 97,18 MPa para a direção paralela a foliação. Os resultados compilados estão apresentados na Tabela 5.6.

$$UCS = 24 \cdot I_{50}$$

5.1

Tabela 5.6 Resultados obtidos por meio do ensaio PLT.

Tipo	Número de ensaios válidos	$I_{S50}$ Mínimo	$I_{S50}$ Máximo	$I_{S50}$ Médio	$I_{50a}$	UCS [MPa]
⊥	4	4,07	4,63	4,32	1,07	103,66
//	5	3,88	4,24	4,05		97,18

A Tabela 5.7 apresenta a comparação dos resultados da UCS estimadas pelo martelo de Schmidt e ensaio de carga puntiforme (PLT).

Tabela 5.7 Resultados obtidos utilizando o martelo de Schmidt e o ensaio PLT.

	Família 1	Família 2	Família 3
UCS – Ábaco Martelo de Schmidt [MPa]	125	175	175
UCS – Ensaio PLT [MPa]	97,18 – 103,66		

Observa-se que o esclerômetro de Schmidt superestimou a resistência da rocha intacta, possivelmente em decorrência de incertezas associadas à calibração do equipamento. Dessa forma, adotou-se o valor de UCS = 97,18 MPa, correspondente ao menor resultado obtido entre os ensaios, a fim de garantir uma abordagem conservadora.

A comparação dos resultados obtidos no ensaio de carga puntiforme nas direções paralela e perpendicular à foliação indica reduzida anisotropia da rocha. Os valores médios resultaram em um índice anisotrópico  $I_{a50} = 1,07$ . Tal valor evidencia um comportamento praticamente isotrópico, uma vez que variações expressivas de resistência entre as direções de carregamento não foram observadas.

#### 5.4 Índice de Durabilidade

A Tabela 5.8 apresenta as massas obtidas em cada ciclo do ensaio. Ressalta-se que a norma da ISRM recomenda a seleção de aproximadamente 10 fragmentos de rocha, com massa

individual entre 40 g e 60 g. Contudo, devido às limitações técnicas, foi necessária a utilização de mais de dez fragmentos na realização do ensaio, optando-se por seguir exclusivamente o critério de massa total entre 450 g e 550 g.

Tabela 5.8 Massas obtidas por ciclo do ensaio.

	<b>Ensaio</b>
<b>Massa Inicial [g]</b>	507,0
<b>Massa após ciclo 1 [g]</b>	504,0
<b>Massa após ciclo 2 [g]</b>	502,6

A Tabela 5.9 apresenta os índices de durabilidade  $I_{d1}$  e  $I_{d2}$  obtidos para os ciclos realizados.

Tabela 5.9 Cálculo do índice de durabilidade.

$I_{d1}$	99,41%
$I_{d2}$	99,13%

Com base nos resultados obtidos, verifica-se que a perda mássica foi inferior a 1%, permitindo classificar a rocha como de durabilidade muito alta, conforme apresentado na Tabela 3.1. Esse resultado é coerente com o comportamento esperado para uma rocha de alta resistência.

## 5.5 Propagação de Ondas

A Tabela 5.10 apresenta os valores das velocidades de propagação de ondas longitudinais ( $V_p$ ) obtidas para as amostras ensaiadas. As velocidades medidas variaram de  $V_p = 5344$  [m/s] a  $V_p = 6653$  [m/s], indicando um material de boa qualidade geomecânica, compatível com rochas pouco alteradas e de elevada compacidade.

Com base nos valores de velocidade de propagação das ondas e na densidade da amostra, foi possível a realização do cálculo do Módulo de Young Dinâmico ( $E_d$ ). Os valores obtidos variaram de  $E_d = 74,25$  GPa a  $E_d = 111,65$  GPa, conforme apresentado também na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 Cálculo do módulo de Young dinâmico.

Amostra	Distância [m]	Velocidade [ $\mu$ s]	$d_s$ [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	$d_s$ [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	$V_p$ [m/s]	$E_d$ [GPa]
1	0,050	8,3	2,82	2820	5882	89,95
2	0,052	9,7	2,82	2820	5344	74,25
3	0,050	7,6	2,82	2820	6553	111,65
4	0,050	9,0	2,82	2820	5537	79,71
5	0,150	7,7	2,82	2820	6468	108,77
6	0,050	7,6	2,82	2820	6553	111,65
7	0,051	7,8	2,82	2820	6513	110,29
8	0,050	7,9	2,82	2820	6329	104,15
9	0,052	9,3	2,82	2820	5591	81,27
10	0,052	8,0	2,82	2820	6500	109,85
11	0,050	8,8	2,82	2820	5682	83,94
12	0,051	8,5	2,82	2820	6000	93,60
13	0,050	8,1	2,82	2820	6173	99,08

Observa-se que as amostras que apresentaram maiores velocidades de propagação de ondas longitudinais resultaram em valores mais elevados de módulo de elasticidade dinâmico, evidenciando a relação direta entre a rigidez do material e a velocidade de propagação das ondas sísmicas, conforme apresentado no gráfico da Figura 5.5. Essa tendência confirma a coerência dos resultados, uma vez que materiais mais rígidos tendem a transmitir ondas elásticas com maior velocidade.

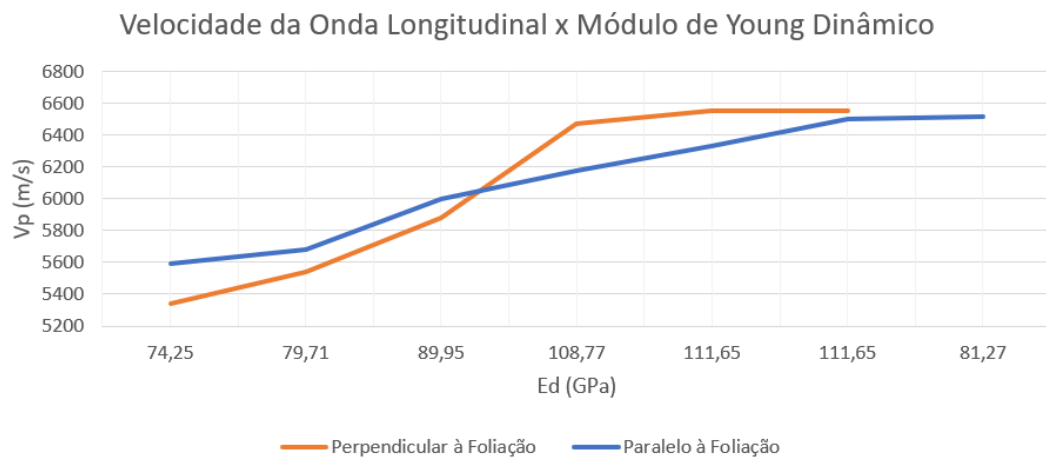


Figura 5.5 Gráfico dos ensaios realizados, relacionando-se a velocidade de propagação de ondas ( $V_p$ ) com o módulo de Young dinâmico ( $E_d$ ).

## 5.6 Porosidade

Os resultados obtidos no ensaio de porosidade estão compilados na Tabela 5.11. A densidade aparente foi determinada por meio da pesagem hidrostática, utilizando-se as massas saturada e submersa. A partir dessa densidade, obteve-se o volume aparente das amostras pela razão entre a massa seca e a densidade aparente.

Tabela 5.11 Cálculos do volume de poros e porosidade.

Amostra	Massa seca [g] - $m_{seca}$	Massa saturada [g] - $m_{sat}$	Massa submersa [g] - $m_{sub}$	Volume aparente [cm <sup>3</sup> ] - $v_1$	$\rho_{apar}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Volume real [cm <sup>3</sup> ] - $v_2$
1	927,64	928,86	621,78	50,83	2,43	48,30
2	961,05	962,39	644,81	45,62	2,49	42,90

A porosidade aparente foi calculada com base nesse volume aparente, enquanto a porosidade real foi determinada a partir do volume real do material. O volume real foi obtido indiretamente pela densidade relativa determinada pelo método do picnômetro e a massa seca das amostras.

Os valores de porosidade aparente variaram entre 0,40% e 0,42%, com média 0,41%. Enquanto a porosidade real apresentou valores entre 0,37% e 0,40%, com média 0,39% (Tabela 5.12).

Tabela 5.12 Cálculos do volume de poros e da porosidade.

Amostra	Volume de poros [cm <sup>3</sup> ] - $V_v$	Porosidade Aparente, com volume $v_1$	Porosidade Real, com volume $v_2$
1	1,23	0,40%	0,37%
2	1,35	0,42%	0,40%

Esses resultados classificam a rocha como de porosidade muito baixa, característica típica de rochas metamórficas pouco alteradas, as quais apresentam valores de até 2% (Marques e Vargas, 2022). Tal comportamento é coerente com os elevados valores de resistência, durabilidade e velocidade de propagação de ondas obtidos nos demais ensaios laboratoriais, reforçando a boa qualidade geomecânica da rocha intacta.

## 5.7 Classificação Geomecânica

### 5.7.1 RQD

O Índice de Qualidade da Rocha (RQD) foi calculado a partir do contador volumétrico de juntas ( $J_v$ ), conforme a relação empírica apresentada por Palmström (1982), utilizando-se dos espaçamentos médios das famílias de descontinuidades mapeadas. Esse procedimento conduziu a um valor de RQD igual a 85,20%, o que confirma a boa qualidade estrutural do maciço rochoso.

### 5.7.2 RMR

Para a classificação geomecânica do maciço pelo sistema Rock Mass Rating (RMR), realizou-se inicialmente uma avaliação preliminar, estimando-se a resistência à compressão uniaxial a partir do martelo de geólogo. Posteriormente, essa resistência foi recalculada com base nos valores obtidos no ensaio de carga puntiforme (PLT). O parâmetro referente à condição das descontinuidades (Peso 4) foi determinado utilizando-se a tabela detalhada correspondente, apresentada na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 Descrição dos parâmetros utilizados no cálculo do RMR e os pesos associados (adaptado DE BIENIAWSKI, 1989).

Parâmetros		Valores							
1	Resistência da rocha intacta	Compressão puntiforme	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	<1 MPa
	Pesos (P1)	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%			
	Pesos (P2)	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento das descontinuidades	>2m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm			
	Pesos (P3)	20	15	10	8	5			
4	Condição das descontinuidades	Superfícies muito rugosas, sem abertura, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, abertura <1mm paredes ligeiramente	Superfícies ligeiramente rugosas, abertura <1mm, paredes muito alteradas	Superfície polidas ou preenchimento com espessura <5mm ou juntas contínuas com	Preenchimento mole com espessura >5mm ou juntas contínuas com abertura >5mm			

			te alteradas		abertura 1-5mm		
	<b>Pesos (P4)</b>	30	25	20	10	0	
<b>5</b>	<b>Presença de água</b>	<b>Influxo por 10m no comprimento do túnel (1/m)</b>	Nenhum	< 10 L/min	10-25 L/min	25-125 L/min	> 125 L/min
		<b>pressão de água na junta/<math>\sigma</math> principal maior (relação)</b>	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
		<b>Condições gerais</b>	Completamente seco	Água intersticial	Úmido	Gotejamento	Fluxo
	<b>Pesos (P5)</b>	15	10	7	4	0	
<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>						
<b>Persistência</b>	1m	1m-3m	3m-10m	10m-20m	>20m		
	6	4	2	1	0		
<b>Abertura</b>	nenhuma	<0,1mm	0,1mm– 1,0mm	1mm – 5mm	>5mm		
	6	5	4	1	0		
<b>Rugosidade</b>	Muito rugosa	rugosa	Ligeiramente rugosa	Lisa	Estriada		
	6	5	3	1	0		
<b>Preenchimento</b>		Preenchimento duro		Preenchimento macio			
	Nenhum	<5mm	>5mm	<5mm	>5mm		
	6	4	2	2	0		
<b>Alteração</b>	Não alterada	Ligeiramente alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta		
	6	5	3	1	0		
<b>Valor (P4)</b>	Somatório das pontuações: 15						

Para o maciço estudado, obteve-se RMR = 61, Classe II, correspondente a um maciço rochoso de boa qualidade. A Tabela 5.14 apresenta a correspondência entre os intervalos de RMR, a classe do maciço e os respectivos parâmetros de resistência associados.

Tabela 5.14 Classificação RMR (Bieniawski,1989).

Valores de RMR	Descrição	Classe de Maciço	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
100-81	Muito Bom	I	>400	>45
80-61	Bom	II	300-400	35-45
60-41	Regular	III	200-300	25-35
40-21	Ruim	IV	100-200	15-25
<21	Muito Ruim	V	<100	<15

De acordo com a classificação de Bieniawski (1989), esse intervalo está associado a valores de coesão entre 300 e 400 kPa e ângulo de atrito interno entre 35° e 45°. Tais parâmetros indicam comportamento mecânico favorável, com adequada capacidade resistente e boas condições de estabilidade, coerentes com os resultados dos ensaios laboratoriais e de campo previamente apresentados.

O sistema Rock Mass Rating (RMR) também pode ser empregado na estimativa do módulo de Young ( $E_m$ ). A estimativa resultou em valores de 22 GPa pela correlação de Bieniawski (1978) e 18,8 GPa pela relação de Serafim e Pereira (1983). Esses valores representam o comportamento do maciço, incorporando os efeitos das descontinuidades, tais como foliação, juntas e microfissuras.

Por sua vez, o módulo dinâmico obtido por meio da propagação de ondas ultrassônicas apresentou valor médio de  $E_d = 96,78$  GPa. A Tabela 5.15 apresenta a compilação dos resultados obtidos.

Tabela 5.15 Estimativas do módulo de Young obtidas pelas correlações de Bieniawski (1978) e Serafim e Pereira (1983), e valor do módulo dinâmico determinado pelo ensaio de propagação de ondas ultrassônicas.

	Módulo de Young
$E_m$ - Bieniawski [GPa]	48
$E_m$ - Serafim e Pereira [GPa]	40
$E_d$ - Propagação de Ondas [GPa]	96,78

A diferença observada entre os valores de  $E_d$  e  $E_m$  é coerente do ponto de vista geomecânico, uma vez que o ensaio de propagação de ondas avalia essencialmente a rocha intacta, enquanto as correlações baseadas no RMR refletem a resposta global do maciço rochoso.

Dessa forma, a redução do módulo de Young ao passar da escala de amostra para a escala de maciço evidencia a influência das descontinuidades estruturais na deformabilidade da rocha (Goodman, 1989).

### 5.7.3 GSI

A avaliação do maciço rochoso pelo sistema *Geological Strength Index* (GSI) foi inicialmente realizada por meio do ábaco proposto por Hoek (1994), considerando a estrutura do maciço e a condição das descontinuidades observadas em campo. A interpretação indicou um intervalo de GSI entre 60 e 70 (Figura 5.6)

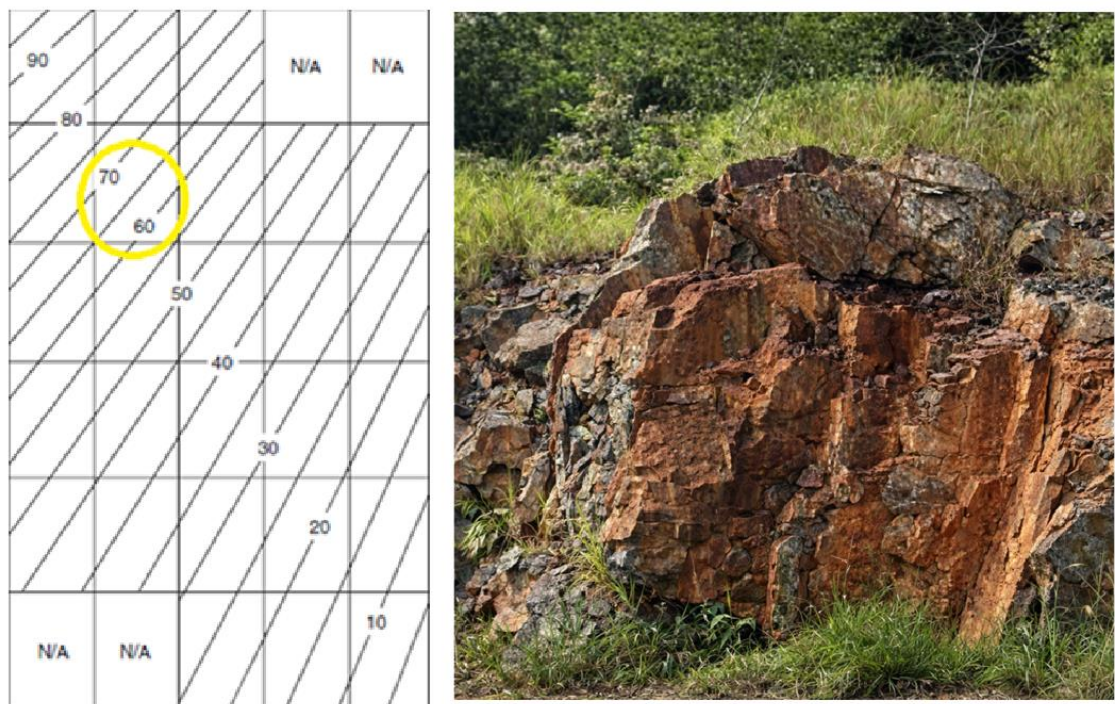


Figura 5.6 Avaliação do maciço pelo sistema GSI.

Com o objetivo de reduzir a subjetividade da estimativa gráfica, procedeu-se à quantificação do GSI utilizando a expressão proposta por Hoek, Carter e Diederichs (2013) (Equação 5.2):

$$GSI = 1,5 JCond_{89} + \frac{RQD}{2} \quad 5.2$$

O parâmetro  $JCond_{89}$ , associado à condição superficial das descontinuidades, foi determinado com base nos critérios de avaliação apresentados na Tabela 5.12 (Item 5.7.2), a

partir das observações de campo realizadas no maciço rochoso. Dessa forma, obteve-se um GSI de 65,1, valor concordante com a faixa previamente estimada pelo método gráfico.

De forma complementar, realizou-se a comparação com o sistema RMR, para o qual foi obtido  $RMR = 61$ . Utilizando a relação empírica proposta por Hoek (Equação 5.3), válida para  $RMR \geq 23$ :

$$GSI = RMR - 5 \quad 5.3$$

Obtendo-se um valor de  $GSI = 56$ , abaixo faixa estimada em campo. O valor estimado apresenta boa concordância com o intervalo obtido pelo ábaco e com o valor calculado pela expressão quantitativa. A convergência entre as três abordagens indica consistência na caracterização geomecânica e reduz a incerteza associada à estimativa do GSI.

A resistência do maciço rochoso foi estimada por meio do critério de ruptura de Hoek-Brown generalizado (Hoek et al., 2002). A partir do índice GSI igual a 65,  $\sigma_{ci} = 97,18$  MPa e considerando fator de distúrbio  $D = 0,7$ , foram determinados os parâmetros do maciço. A compilação dos resultados dos parâmetros obtidos esta apresentada na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 Parâmetros obtidos pelo critério de Hoek-Brown considerando GSI=65.

Parâmetro	Valor
$\sigma_{ci}$ [MPa]	97,18
GSI	65,00
$m_b$	6,98
$s$	0,006
$a$	0,50

Contudo, com o valor de GSI igual a 56, o resultado da resistência do maciço é menor, sendo os parâmetros utilizados apresentados na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 Parâmetros obtidos pelo critério de Hoek-Brown considerando GSI=56.

Parâmetro	Valor
$\sigma_{ci}$ [MPa]	97,18
GSI	56,00
$m_b$	4,88
$s$	0,001
$a$	0,50

Os resultados demonstraram redução expressiva da resistência quando comparada à rocha intacta, sendo a resistência estimada do maciço da ordem de 7,62 MPa para O GSI de 65 e 3,91 MPa considerando o valor do GSI como 56. Tal diferença evidencia que o comportamento é controlado predominantemente pelas descontinuidades (fraturas, juntas e planos de foliação) e não apenas pelas propriedades intrínsecas do material rochoso.

#### 5.7.4 Sistema Q

A análise das descontinuidades possibilitou a determinação dos parâmetros que compõem o índice Q — RQD,  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$ —, os quais foram avaliados para as famílias de descontinuidades. O cálculo do índice foi realizado de acordo com a Equação 3.27, onde a terceira parcela é excluída na condição de talude a céu aberto. As Tabelas 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam o procedimento de obtenção dos parâmetros  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$ .

Tabela 5.18 Número de famílias de descontinuidades -  $J_n$ , (Barton et al., 1974).

Número de famílias de juntas	
Descrição	$J_n$
A. Fraturas esparsas ou ausentes	0,5-1
B. Uma família de fraturas	2
C. Uma família de fraturas mais fraturas aleatórias	3
D. Duas famílias de fraturas	4
E. Duas famílias de fraturas mais fraturas aleatórias	6
F. Três famílias de fraturas	9
G. Três famílias de fraturas mais fraturas aleatórias	12
H. Quatro ou mais famílias, aleatórias, fortemente fraturadas, "cubos de açúcar", etc	15
J. Pedra britada, similar a solo	20

Tabela 5.19 Rugosidade das paredes -  $J_r$ , (Barton et al., 1974).

a- Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas e	
b- fraturas com deslocamento relativo (menos de 10 cm). Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
Condições de rugosidade das paredes	$J_r$
A- Fraturas não-persistentes	4
B- Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
C- Fraturas lisas, onduladas	2

D- Fraturas polidas, onduladas	1,5
E- Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F - Fraturas lisas, planas	1
G- Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
<b>c- fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas</b>	
H- Fraturas com minerais argilosos	1
I- Zonas esmagadas	1

Tabela 5.20 Alteração das paredes -  $J_a$ , (Barton et al., 1974).

Condição de alteração das paredes	Ja
<b>a-Fraturas sem deslocamento relativo. Há contato rocha-rocha entre paredes das fraturas</b>	
A- Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75
B- Paredes sem alteração, somente leve descoloração $\varphi_r=25-30^\circ$	1
C- Paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não argilosas $\varphi=20-25^\circ$	2
D- Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas $\varphi=20-25^\circ$	3
E- Paredes com películas de materias moles ou com baixo ângulo de atrito (caolinita, clorita, talco, grafita, etc) e pequena quantidade de minerais expansivos $\varphi=8-16^\circ$	4

O cálculo resultou em um índice Q igual a 28,40 (Tabela 5.21), o que enquadra o maciço rochoso na classe IV, correspondente à categoria “Bom”.

Tabela 5.21 Classificação do Sistema Q (Barton et al., 1974).

Valores de Q	Descrição	Classe de Maciço
0,0001 a 0,01	Péssimo	IX
0,01 a 0,1	Extremamente Ruim	VIII
0,1 a 1,0	Muito Ruim	VII
1,0 a 4,0	Ruim	VI
4,0 a 10,0	Regular	V
10,0 a 40,0	Bom	IV
40,0 a 100,0	Muito Bom	III
100,0 a 400,0	Ótimo	II
>400	Excelente	I

Com relação ao ângulo de atrito, a condição de alteração das paredes, expressa pelo parâmetro  $J_a$ , indicam superfícies sem alteração, permitindo estimar um ângulo de atrito entre 25° e 30°.

A Tabela 5.22 apresenta um resumo consolidado de todas as classificações obtidas, incluindo os valores de RQD, RMR, GSI e Q, com suas respectivas classes.

Tabela 5.22 Resumo de todas as classificações obtidas. Fonte: Autora (2026).

	<b>RQD</b>	<b>RMR</b>	<b>Sistema Q</b>	<b>GSI</b>
<b>Valor</b>	85,20%	61	28,40	60 - 70
<b>Classe</b>	Bom	II - Bom	IV – Bom	Bom

A concordância entre os sistemas RMR, GSI e Q reforça a confiabilidade da caracterização realizada e reduz as incertezas associadas à estimativa do comportamento do maciço.

## 5.8 Análise Cinemática

As análises cinemáticas foram realizadas com auxílio do software Dips (Rocscience), considerando o talude com orientação 82/341, com o objetivo de avaliar a possibilidade de ocorrência dos mecanismos de ruptura descritos no Item 3.4. As medidas estruturais obtidas em campo com o auxílio da bússola geológica foram inseridas no programa e, a partir da projeção estereográfica dos polos das descontinuidades, foram identificados agrupamentos representativos, interpretados como famílias distintas, com o auxílio da ferramenta *Add Set Window* (aba *Sets*).

Para o ângulo de atrito optou-se por adotar, de forma conservadora, o menor valor obtido, correspondente ao ângulo de atrito derivado do índice Q, igual a 25°. Com esse parâmetro procedeu-se à análise cinemática propriamente dita, avaliando-se as condições geométricas necessárias à ocorrência de rupturas planares, em cunha e por tombamento de blocos.

### 5.8.1 Ruptura Planar

Para a análise de ruptura planar, a probabilidade obtida está diretamente relacionada à proporção de descontinuidades que atendem simultaneamente aos critérios cinemáticos desse mecanismo. O valor de 2,13% corresponde ao número de planos que satisfazem essas condições em relação ao total de descontinuidades analisadas, equivalendo, neste caso, a 1 plano crítico

em um conjunto de 47 medidas. Esse resultado indica que apenas uma parcela restrita das descontinuidades mapeadas apresenta geometria compatível com a ocorrência de ruptura planar no maciço, conforme evidenciado na Figura 5.7.

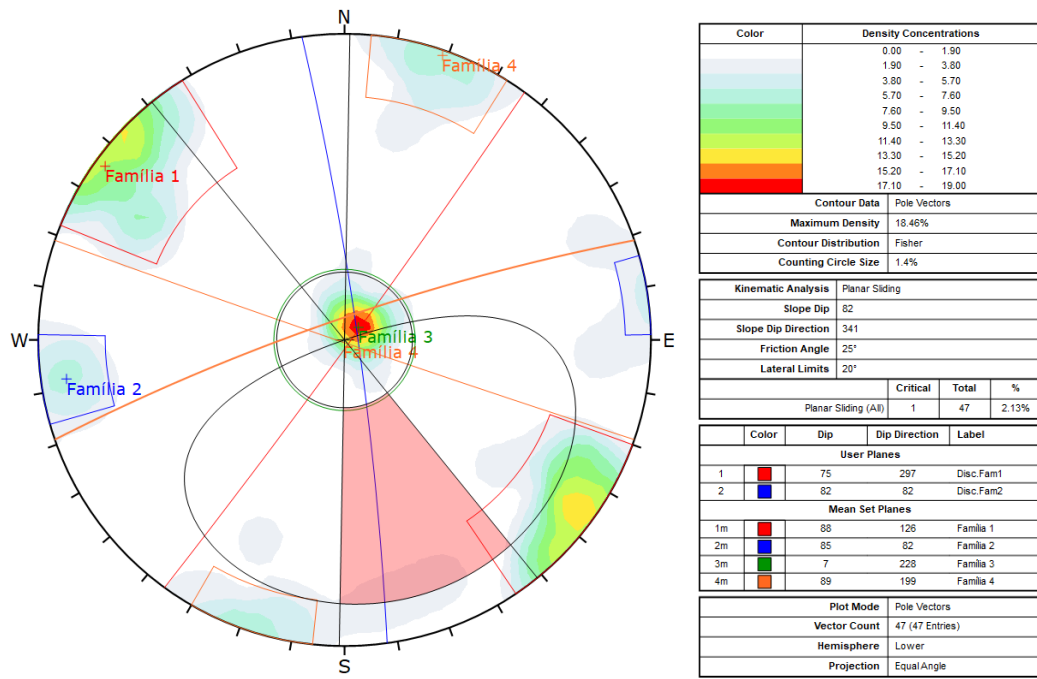


Figura 5.7 Análise de ruptura planar. Fonte: Autora (2026).

### 5.8.2 Ruptura em Cunha

Para a análise de ruptura em cunha, foram identificadas 1081 linhas de intersecção, sendo 138 inseridas dentro das zonas críticas primária (hachura vermelha) e secundária (hachura amarela), representadas pelos pontos vermelhos da Figura 5.8. Desta forma, a probabilidade de mecanismo de ruptura por cunha é de 12,77%.



Observa-se que a probabilidade desse mecanismo varia de forma significativa ao longo dos setores analisados, com valores oscilando aproximadamente entre 7,9% e 15,1%. Os maiores percentuais concentram-se principalmente no intervalo entre 117° e 120°, onde é registrado o valor máximo de aproximadamente 15%, indicando maior suscetibilidade à formação de rupturas por cunha nessas direções. Em contraste, os menores valores ocorrem entre 138° e 142°, com percentuais mínimos da ordem de 8,0%, caracterizando condições menos favoráveis ao desenvolvimento desse mecanismo. Nos demais setores, os valores mantêm-se predominantemente entre 10% e 13%.

### 5.8.3 Tombamento de Blocos

Para o tombamento por blocos, das 1081 linhas de intersecção analisadas, 51 ocorrem dentro da região de tombamento direto (hachura vermelha) e 116 na área de tombamento oblíquo (hachura amarela), correspondendo à probabilidade de ruptura de 4,72% e 12,73%, respectivamente (Figura 5.10).

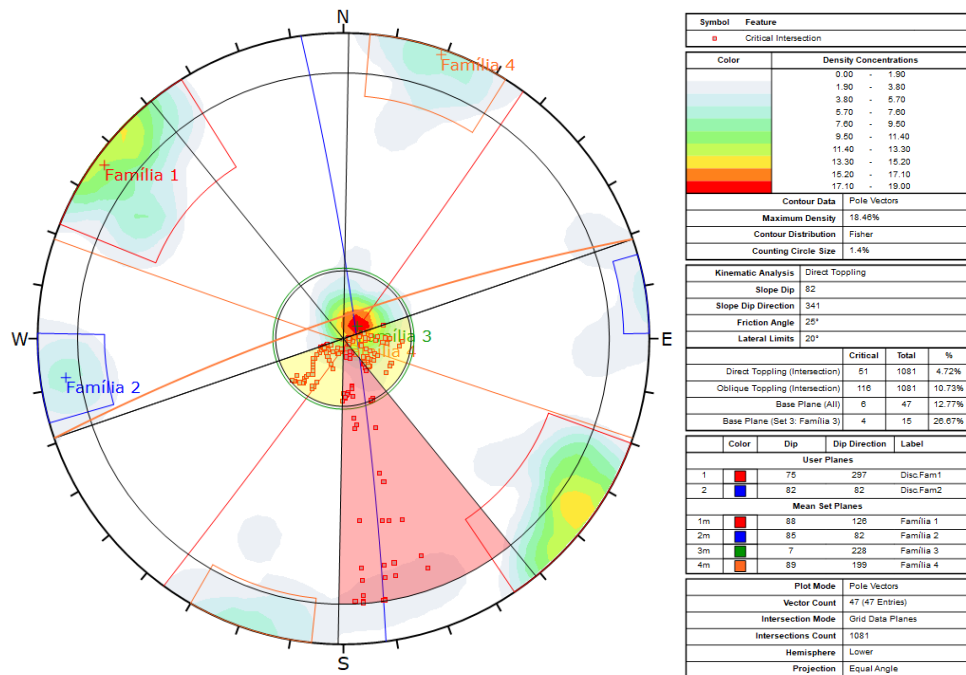


Figura 5.10 Análise para ruptura por tombamento de blocos. Fonte: Autora (2026).

O gráfico apresentado na Figura 5.11 mostra a probabilidade de ocorrência de tombamento de blocos, discriminada por setor.

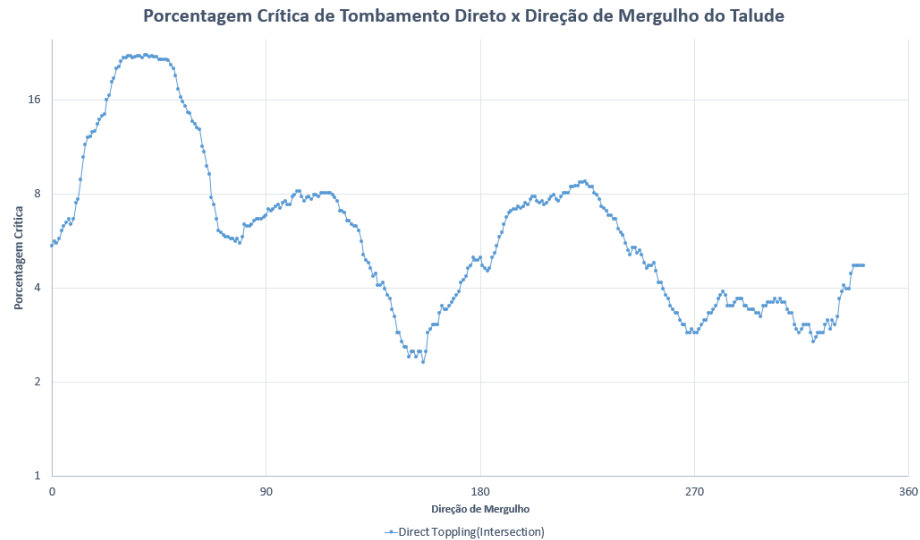


Figura 5.11 – Porcentagem crítica de tombamento direto em função da direção de mergulho do talude, a partir da análise cinemática. Fonte: Autora (2026).

Observa-se que os maiores valores de probabilidade se concentram no intervalo entre 29° e 50°, com aproximadamente 22%, indicando maior suscetibilidade ao desenvolvimento desse mecanismo nessa faixa de orientação. Outros setores que apresentam valores relevantes correspondem ao intervalo entre 105° e 108°, com cerca de 8%, e ao setor em torno de 225°, com aproximadamente 8,6% de probabilidade. Esses resultados evidenciam que determinadas direções estruturais favorecem a ocorrência do tombamento de blocos no maciço analisado.

O gráfico da Figura 5.12 mostra a variação da porcentagem crítica de ocorrência de tombamento oblíquo em função da direção de mergulho do talude.

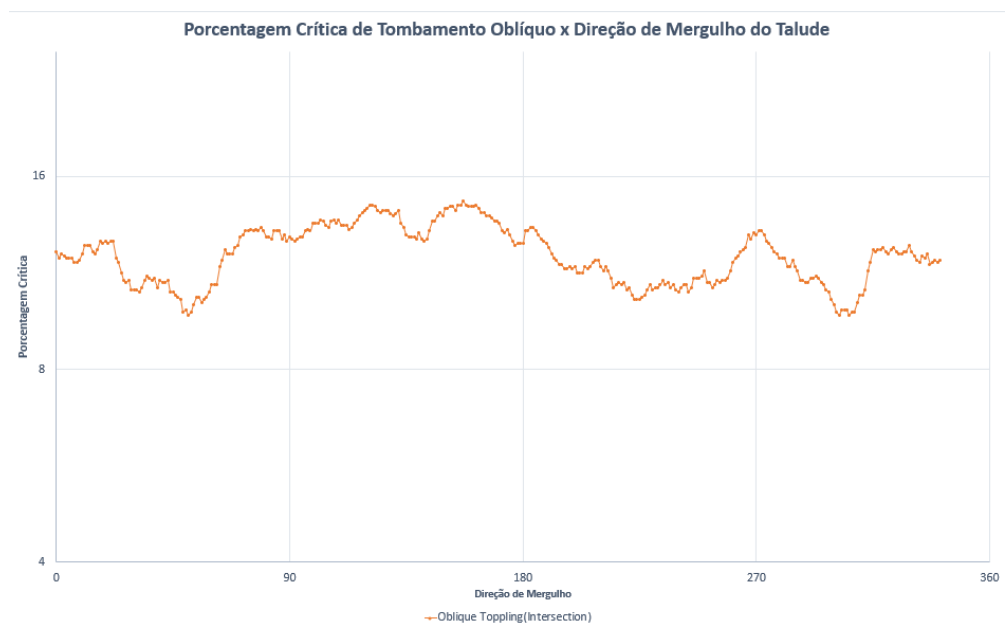


Figura 5.12 Variação da porcentagem crítica de tombamento oblíquo em função da direção de mergulho do talude, obtida a partir da análise cinemática. Fonte: Autora (2026).

Observa-se que os valores de probabilidade se mantêm relativamente constantes com a variação do mergulho, distribuindo-se ao longo dos setores analisados. Os maiores percentuais concentram-se nos setores compreendidos entre  $117^\circ$  e  $132^\circ$ , com picos próximos a 13%–14%, indicando maior suscetibilidade ao desenvolvimento desse mecanismo nessas direções. Nas demais direções, observam-se valores ligeiramente inferiores, variando aproximadamente entre 9% e 12%. De modo geral, o comportamento do gráfico indica uma distribuição mais homogênea da probabilidade de tombamento oblíquo quando comparada ao tombamento direto, sugerindo que esse mecanismo apresenta menor sensibilidade às variações na direção de mergulho do talude.

A partir dos resultados obtidos na análise cinemática, compilados na Tabela 5.23, verificou-se que o modo de ruptura com maior probabilidade é a ruptura em cunha (12,77%), seguida pelo tombamento de blocos (oblíquo) (10,73%). Os demais modos de ruptura apresentaram valores percentuais inferiores, mas também foram considerados na análise.

Tabela 5.23 Resultados das análises cinemáticas. Fonte: Autora (2026).

	<b>Probabilidades</b>
<b>Ruptura Planar</b>	2,13%
<b>Ruptura em cunha</b>	12,77%
<b>Tombamento flexural</b>	0,00%
<b>Tombamento por blocos (direto)</b>	4,72%
<b>Tombamento por blocos (oblíquo)</b>	10,73%

## 6 CONCLUSÕES

A caracterização geológica e estrutural permitiu identificar três famílias principais de descontinuidades (F1, F2 e F3), com orientações médias de 88/126, 85/082 e 07/228, respectivamente. Posteriormente, por meio do software *Dips*, foi identificada uma quarta família (F4), com orientação média de 89/199. As descontinuidades identificadas no levantamento de campo apresentam espaçamentos médios entre 24,19 cm e 36 cm, persistências variando de 0,48 m a 1,50 m, abertura superior a 1 mm, preenchimento argiloso subconsolidado e grau de alteração caracterizado por leve descoloração. As análises de rugosidade indicam superfícies variando de lisa escalonada a rugosa ondulada, características que influenciam diretamente a estabilidade do maciço.

Os ensaios laboratoriais confirmaram a boa qualidade geomecânica do maciço. A densidade relativa média de  $2,82 \text{ g/cm}^3$ , a porosidade muito baixa, com valores médios de  $0,41\%$  (aparente) e  $0,39\%$  (real).

O ensaio de carga puntiforme evidenciou um comportamento pouco anisotrópico, com valores médios de  $I_{s(50)}$  iguais a  $4,05$  para ensaios paralelos à foliação e  $4,32$  para ensaios perpendiculares, resultando em um índice anisotrópico  $I_{50a}$  igual a  $1,07$ . Esses resultados indicam que, embora a foliação represente o principal plano de fraqueza, sua influência não compromete de forma significativa a resistência da rocha intacta.

O índice de durabilidade apresentou valores elevados, com  $I_{d1}$  igual a  $99,40\%$  e  $I_{d2}$  igual a  $99,01\%$ , correspondendo a uma perda mássica inferior a  $1\%$ . Esses resultados permitem classificar a rocha como de durabilidade muito alta, corroborando seu comportamento resistente frente a processos de desagregação física.

Os ensaios de propagação de ondas sônicas apresentaram velocidades de onda longitudinal ( $V_p$ ) variando entre  $5.344 \text{ m/s}$  e  $6.653 \text{ m/s}$ , valores característicos de rochas pouco alteradas e de boa qualidade geomecânica. A partir dessas velocidades e da densidade do material, foram obtidos valores de módulo de Young dinâmico ( $E_d$ ) entre  $74,25 \text{ GPa}$  e  $111,65 \text{ GPa}$ .

As classificações geomecânicas apresentaram forte concordância entre si. O RQD igual a  $85,20\%$ , o RMR de  $61$  (Classe II – Bom), o GSI próximo de  $65$ , sendo  $56$  com mudança na correlação utilizada, e o índice Q igual a  $28,40$  (Classe IV – Bom) indicam, de forma consistente, um maciço rochoso de boa qualidade geomecânica. Entretanto, a aplicação do critério de Hoek-Brown demonstrou redução significativa da resistência ao passar da escala de rocha intacta para a escala de maciço, com resistência estimada da ordem de  $3,91$  a  $7,62 \text{ MPa}$ , a depender do GSI considerado na análise.

As análises cinemáticas indicaram que os mecanismos de ruptura com maior probabilidade de ocorrência no talude analisado são o tombamento de blocos oblíquo, com probabilidade de  $10,73\%$ , e a ruptura em cunha, com  $12,77\%$ . O tombamento por blocos direto apresentou probabilidade de  $4,72\%$ , enquanto os demais modos de ruptura apresentaram probabilidades inferiores. Esses resultados somados a variação dos ângulos de direção de mergulho evidenciam que a estabilidade do talude é fortemente controlada pela orientação das descontinuidades em relação à face do talude, sendo determinadas direções mais suscetíveis à ocorrência de instabilidades.

De forma geral, os resultados obtidos demonstram que o maciço rochoso estudado apresenta boa qualidade geomecânica, elevada resistência e comportamento estrutural favorável, embora exista probabilidade de mecanismos de ruptura em determinadas orientações do talude.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO, Izabel Christina Duarte; MARQUES, Eduardo Antonio Gomes. *Introdução à Mecânica das Rochas*. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Departamento de Engenharia Civil; Editora UFV, 2002. Apostila.

AYDIN, Adnan. *Upgraded ISRM suggested method for determining sound velocity by ultrasonic pulse transmission technique*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, v. 47, p. 255–259, 2014. Publicado online em 19 jul. 2013. DOI: 10.1007/s00603-013-0454-z.

BARTON, N. R.; CHOUBEY, V. *The shear strength of rock joints in theory and practice*. *Rock Mechanics*, v. 10, n. 1–2, p. 1–54, 1977.

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

BARTON, N.; LUNDBERG, A.; HOPKINS, D. *Rock tunneling quality index*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 100, n. SM2, p. 203–220, 1974.

BIENIAWSKI, Z. T. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, 1989.

BIENIAWSKI, Z. T. *The point load test in geotechnical practice*. *Engineering Geology*, set., 1975, p. 1–11.

BRADY, B. H.; BROWN, E. T. *Rock mechanics for underground mining*. 3. ed. USA: Springer Science and Business Media, Inc., 2005.

DAS, B. M. *Principles of geotechnical engineering*. 8. ed. Cengage Learning, 2013.

DEERE, D. U.; Deere, D. W. *Rock quality designation (RQD) after twenty years*. US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1989.

DEERE, D.U.; HENDRON, A.J.; PATTON, F.D.; CORDING, E.J. (1967) Design of surface and near surface construction in rock. *In: ARMA US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, 8., 1967, New York. Proceedings [...] Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs, 1967.

DEERE, D.U.; MILLER, R.P. *Engineering classification and index properties for intact rocks*. Tech. Report. Air Force Weapons Lab., New Mexico, p. 65 – 116. 1966.

FIORI, Alexandre; CARMIGNANI, Francisco. *Geomecânica: conceitos e aplicações*. 2. ed. São Paulo: Editora XYZ, 2009.

GOODMAN, R. E.; BRAY, J. *Toppling of rock slopes*, *In: Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes*, 2., 1976. Proc. [...]. Boulder, CO: ASCE, 1976. p. 201–34.

GOODMAN, R. E. *Introduction to Rock Mechanics*. 2. ed. New York: JohnWiley& Sons, 1989.

GOMES, R. C. *Classificações geomecânicas de maciços rochosos*. São Carlos: Universidade de São Paulo (USP), Escola de Engenharia de São Carlos, 1991. 37 p.

HOEK, E. *Practical rock engineering*. 1994. Disponível em: <http://www.rocscience.com>. Acesso em: 10 set. 2024.

HOEK, E. *Strength of rock and rock masses*. ISRM New Journal, v. 2, n. 2, p. 416, 1994.

HOEK, E.; BROWN, E. T. *Practical estimates of rock mass strength*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 34, n. 8, p. 1165–1186, dez. 1997.

HOEK, E.; BROWN, E. T. *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980. 527 p.

HOEK, E.; CARTER, T. G.; DIEDERICHS, M. S. *Quantification of the geological strength index chart*. In: US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 47., 2013, São Francisco. Proceedings [...]. São Francisco: ARMA, 2013.

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

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. Oxford: Elsevier Science Ltd., 1997.

ISRM - International Society for Rock Mechanics. Rock characterization testing and monitoring: suggested methods for quantitative description of fractures in rock mass, International Journal of Rock. 1978.

ISRM International Society for Rock Mechanics. Suggested methods of determining the point load strength index. ISRM Committee on Laboratory Tests. International Journal of Rock. 1985.

ISRM, Int. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Journal of Rock. v. 15, n. 6

JAQUES, Daniel Silva. *Caracterização e classificação de maciços rochosos da Mina de Volta Grande, Nazareno, Minas Gerais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

KOMATSU, Melissa Hitomi. *Estudos adicionais à caracterização geomecânica de um maciço rochoso em Ouro Preto – MG*. (Graduação em Engenharia de Minas). – Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023.

MACIEL FILHO, C. L.; NUMMER, A. *Introdução à Geologia de Engenharia*. 1º Edição. Associação Brasileira das Editoras Universitárias. Brasília. 1994.

MARINOS, P. E., Hoek, 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: GeoEng2000 Conference, 2000, Melbourne. Proc. [...]. Melbourne. 2000. p. 1422-1442.

MARQUES, Eduardo AG; VARGAS JR, Euripedes A. Mecânica das rochas. Oficina de Textos, 2022.

MINEIRO, Tallys Celso; CALADO, Gabriel Magno Cavalcante; GUIMARÃES FILHO, Wagner Leal; SOUZA, Ananda Barbosa de; OLIVEIRA, Shirley Minnell Ferreira de. *Classificação geomecânica e análise da estabilidade de taludes em maciço rochoso em trechos das rodovias PE-160 e BR-104*. Research, Society and Development, v. 10, n. 16, e209101623637, 2021. DOI: <http://dx.doi.org/10.33448/rsd-v10i4.23637>.

MORAES, Vinícius Pereira Pena de. *Proposta de metodologia de correlação entre módulos de elasticidade estático e dinâmico para litologias típicas do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

PALMSTRÖM, A. *The volumetric joint count: a useful and simple measure of the degree of jointing*. In: International Congress IAEG, 4., 1982, New Delhi. Proceedings [...]. New Delhi, 1982. p. 221–228.

PINTO, J. M. *Ruptura e estabilidade de taludes: fundamentos e aplicações*. São Paulo: Editora ABC, 2006.

PRIEST, STEPHEN D.; HUDSON, J. A. Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Pergamon, v.13, n. 5, p. 135-148, 1976.

RUSNAK, John; MARK, Christopher. *Using the point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock*. St. Louis, MO: Peabody Group; Pittsburgh, PA: National Institute for Occupational Safety and Health, [s.d.].

SANTOS, T. Aplicabilidade das classificações geomecânicas e retroanálises para estimação de propriedades dos maciços rochosos. 2015. 147 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

SERAFIM, J. L., PEREIRA, J. P. Considerations on the geomechanics classification of Bieniawski. In *Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology. Underground Construction LNEC, Lisbon, vol. 1(II), (1983)*

SHALABI, F. I.; CORDING, E. J.; AL-HATTAMLEH, O. H. Estimation of rock engineering properties using hardness tests. *Engineering Geology*, v. 90, n. 3-4, p. 138-147, 2007.

SHOREY, P. R.; BARAT, D.; DAS, M. N.; MUKHERJEE, K. P.; SINGH, B. (1984). Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength. *Rock Mechanics*. Abstr. v. 21, p. 39– 42, 1984.

SINGH, R.N., HASSANI, F.P., ELKINGTON, P.A.S. (1983). The application of strength and deformation index testing to the stability assessment of coal measures excavations. In: *24th US Symp. On Rock Mech, 24., Texas A&M Univ., AEG. Proc. [...]. Balkema, Rotterdam, 1983. p. 599– 609.*

SUMNER, P.; NEL, W. The effect of rock moisture on Schmidt hammer rebound: tests on rock samples from Marion Island and South Africa. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, v. 27, n. 10, p. 1137-1142, 2002.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – UFOP. *Roteiro Esclerômetro*. Ouro Preto: UFOP, 2021. Disponível em: [https://geotecnia.ufop.br/sites/default/files/nugeoma/files/roteiro\\_esclerometro.pdf?m=1631294197](https://geotecnia.ufop.br/sites/default/files/nugeoma/files/roteiro_esclerometro.pdf?m=1631294197). Acesso em: 30 dez. 2025.

VARGAS JUNIOR, E. A.; CASTILHOS, R. D. *Instabilidade de taludes: uma abordagem prática*. 2. ed. Rio de Janeiro: Editora DEF, 2015.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. *Rock slope engineering*. 4 ed. US: CRC Press, 2004. 431 p.

YAGIZ, S. Predicting uniaxial compressive strength, modulus of elasticity and index properties of rocks using the Schmidt hammer. *Bull Eng Geol Environ*, v. 68, p. 55–63, 2008.