

CAROLINA CRISSAFE DOS SANTOS LEMOS

**INFLUÊNCIA DO INTEMPERISMO NOS PARÂMETROS DE HOEK-BROWN E
NAS PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DE UM SIENOGRANITO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.

Coorientadores: Cibele Cláuver de Aguiar
Flávio Antônio Ferreira

VIÇOSA – MINAS GERAIS

2024

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

L557i
2024

Lemos, Carolina Crissafe dos Santos, 1997-
Influência do intemperismo nos parâmetros de Hoek-Brown
e nas propriedades geomecânicas de um sienogranito / Carolina
Crissafe dos Santos Lemos. – Viçosa, MG, 2024.
1 dissertação eletrônica (152 f.): il. (algumas color.).

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2024.
Referências bibliográficas: f. 146-152.
DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2024.133>
Modo de acesso: World Wide Web.

1. Geomorfologia. 2. Intemperismo. 3. Rochas graníticas.
4. Ruptura dos materiais. I. Marques, Eduardo Antônio Gomes,
1965-. II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de
Engenharia Civil. Mestrado em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624.15132

CAROLINA CRISSAFE DOS SANTOS LEMOS

**INFLUÊNCIA DO INTEMPERISMO NOS PARÂMETROS DE HOEK-BROWN E
NAS PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DE UM SIENOGRANITO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 27 de fevereiro de 2024.

Assentimento:



Documento assinado digitalmente
CAROLINA CRISSAFE DOS SANTOS LEMOS
Data: 03/04/2024 14:29:27-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Carolina Crissafe dos Santos Lemos

Autora



Documento assinado digitalmente
EDUARDO ANTONIO GOMES MARQUES
Data: 03/04/2024 17:45:56-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Eduardo Antonio Gomes Marques

Orientador

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por me sustentar em todas as áreas da minha vida e por me capacitar a chegar até aqui. Sem Ele, nada disso seria possível.

Aos meus pais, Regina Sonia e Marcos Vinicio, por nunca medirem esforços para me ajudar, me dando todo suporte, apoio e amor incondicional, e por abrirem mão de muitas coisas para que eu pudesse me dedicar aos estudos e realizar esse sonho. Ao meu irmão Vinicio, pela amizade, amor, incentivo, e por estar sempre presente. Essa conquista não é só minha, mas é de vocês também!

Ao meu querido Samuel, por todo carinho, amor e companheirismo. Obrigada por sempre me encorajar e acreditar em mim.

Aos meus avós, Alzira, Sebastião L. (*in memoriam*), Luzia e Sebastião D., por todo amor, carinho, orações e por serem meus exemplos de vida. Aos meus primos e tios, por sempre me incentivarem e torcerem por mim.

À Primeira Igreja Batista de Viçosa, em especial aos meus amigos Maria Emília, Larissa, Jamily, Alex e Gabriel, por estarem ao meu lado e tornarem essa jornada mais leve. À Maraline e à Paloma, que, mesmo de longe, se fizeram presentes nessa caminhada.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), por proporcionar uma educação pública, com excelência em ensino, pesquisa e extensão.

Ao meu orientador, Eduardo Marques, por todo suporte, oportunidades, pela amizade e orientação nos últimos anos, não só durante a realização do mestrado, mas desde a minha trajetória na graduação. Aos meus coorientadores, Cibele Cláuver e Flávio Antônio, pela disponibilidade e auxílio, que foram essenciais na realização desta pesquisa. Aos demais professores, por todos os ensinamentos durante a minha formação profissional, especialmente aos professores Paulo Sérgio e Roberto Ferraz. Todos vocês são grandes exemplos de profissionais para mim!

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Engenharia Civil da UFV, pelo suporte, que foi fundamental para a realização deste trabalho, principalmente ao Marcelo, Wellington e José Carlos. Ao professor Diôgo Silva e ao Mateus Sant'anna pelo auxílio nos ensaios de velocidade de propagação do pulso ultrassônico. Ao professor Gustavo Veríssimo e ao Caio Lopes pela ajuda na execução do ensaio de tração direta e à Thaynara pelo auxílio nos demais ensaios de laboratório.

Aos professores Eurípedes Vargas e Raquel Velloso, da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), pela parceria na realização dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial. Em especial, agradeço à Ana Baêso e ao Anderson por toda ajuda na execução desses ensaios.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos. O presente trabalho foi realizado com apoio da CAPES - Código de Financiamento 001.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

LEMOS, Carolina Crissafe dos Santos, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2024. **Influência do intemperismo nos parâmetros de Hoek-Brown e nas propriedades geomecânicas de um sienogranito.** Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques. Coorientadores: Cibele Cláuver de Aguiar e Flávio Antônio Ferreira.

Estudos referentes à determinação das propriedades geomecânicas das rochas são essenciais para prever seu comportamento quando submetidas às solicitações mecânicas em campo. Nesse contexto, a ação do intemperismo sobre a rocha pode prejudicar seu comportamento frente aos carregamentos impostos em campo, a médio e longo prazo, afetando tanto a durabilidade quanto a segurança de diversas obras de engenharia. Diante disso, o presente trabalho teve como principal objetivo a determinação dos parâmetros de rocha intacta do critério de ruptura de Hoek-Brown (m_i e σ_{ci}) para diferentes graus de alteração de um sienogranito, além da avaliação da influência da ação intempélica nas propriedades geomecânicas do material em estudo. Desta forma, foi realizada uma extensa campanha experimental, utilizando-se um sienogranito coletado no município de Cachoeiro de Itapemirim, com blocos de rocha variando desde a condição de rocha sã (W1) à moderadamente intemperizada (W3). Assim, foram executados ensaios de laboratório de índices físicos, compressão uniaxial e triaxial, tração direta e indireta, velocidade de propagação de ondas compressivas e cisalhantes, esclerômetro de Schmidt, e análise petrográfica, resultando na caracterização completa do material para os níveis de alteração estudados. Os resultados possibilitaram concluir que a ação do intemperismo sobre o sienogranito influenciou significativamente todas as propriedades geomecânicas avaliadas. Além disso, foram propostas correlações entre a resistência à tração em função da massa específica natural, descrevendo quantitativamente o comportamento mecânico em função da alteração intempélica. Adicionalmente, a determinação das envoltórias de Hoek-Brown para os graus de alteração avaliados possibilitou concluir que o comportamento dessas envoltórias e dos parâmetros m_i e σ_{ci} não depende, exclusivamente, do efeito do intemperismo, sendo influenciado por outros fatores microestruturais.

Palavras-chave: Intemperismo; Propriedades geomecânicas; Parâmetros de Hoek-Brown; Sienogranito; Critério de ruptura.

ABSTRACT

LEMOS, Carolina Crissafe dos Santos, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2024. **Influence of weathering on Hoek-Brown parameters and geomechanical properties of a syenogranite.** Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques. Co- advisers: Cibele Cláuver de Aguiar and Flávio Antônio Ferreira.

Studies to determine the geomechanical properties of rocks are essential for predicting their behavior under mechanical loads in the field. In this context, the impact of weathering on rocks can compromise their response to imposed field loads in the medium and long term, affecting both the durability and safety of various engineering structures. Therefore, the main objective of this work was to determine intact rock parameters of the Hoek-Brown failure criterion (m_i and σ_{ci}) for different degrees of alteration of a syenogranite, in addition to evaluating the influence of weathering on the geomechanical properties of the studied material. An extensive experimental campaign was conducted using a syenogranite collected in the municipality of Cachoeiro de Itapemirim, with rock blocks ranging from the sound rock (W1) to moderately weathered (W3) condition. Laboratory tests included physical index tests, uniaxial and triaxial compression, direct and indirect tensile tests, compressional and shear wave velocity measurements, Schmidt hammer tests, and petrographic analysis, resulting in a comprehensive characterization of the material for the studied alteration levels. The results led to the conclusion that weathering significantly influenced all evaluated geomechanical properties of the syenogranite. Furthermore, correlations between tensile strength and natural density have been proposed, providing a quantitative description of mechanical behavior with respect to weathering. Additionally, the determination of the Hoek-Brown envelopes for the assessed alteration degrees allowed the conclusion that the behavior of these envelopes and the parameters m_i and σ_{ci} does not depend only on the effects of weathering, but is influenced by several microstructural factors.

Keywords: Weathering; Geomechanical properties; Hoek-Brown parameters; Syenogranite; Failure criterion.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Perfil de intemperismo em blocos	19
Figura 2 – Estado de tensões em um ensaio triaxial	23
Figura 3 – Curva tensão desviadora x deformações radial e axial	24
Figura 4 – Tipos de ruptura nos ensaios de compressão: (a) cataclase, (b) cisalhamento e (c) fendilhamento.....	25
Figura 5 – Tipos de ensaio de tração: (a) tração direta, ensaio brasileiro (b) com e (c) sem mandíbulas de aço e (d) tração direta com CTC	26
Figura 6 – Curva tensão x deformação	30
Figura 7 – Ondas de corpo: (a) primárias e (b) secundárias	34
Figura 8 – Limite de aplicabilidade do critério de Hoek-Brown.....	41
Figura 9 – Gráfico combinado dos critérios de ruptura de Hoek-Brown e Fairhurst com cut-off de tração.....	43
Figura 10 – Envoltória de Hoek-Brown em termos das tensões principais	43
Figura 11 – Pedreira de extração de rochas ornamentais.....	44
Figura 12 – Exemplos de blocos de rocha encontrados na localidade da pedreira...	45
Figura 13 – Mapa litológico da região	46
Figura 14 – Fluxograma do programa experimental.....	48
Figura 15 – Blocos coletados do sienogranito.....	49
Figura 16 – Localização dos pontos de coleta dos blocos de sienogranito	50
Figura 17 – Martelo geológico utilizado na análise das amostras	50
Figura 18 – Extração dos testemunhos de rocha	53
Figura 19 – Serra circular diamantada	53
Figura 20 – Retificação das amostras	53
Figura 21 – Suporte para retificação das amostras em formato de disco	54
Figura 22 – Torno mecânico utilizado para usinagem em rochas	54
Figura 23 – Fragmentos selecionados para a confecção das lâminas de sienogranito referentes aos graus de alteração: (a) W1, (b) W1, (c) W2, (d) W2, (e) W3 e (f) W3/W4	57
Figura 24 – Amostras cilíndricas com $D = 54 \text{ mm}$ e $2,0 \leq H/D \leq 2,5$: (a) W1, (b) W2 e (c) W3.....	58

Figura 25 – Corpo de prova com extensômetros axiais e circunferencial acoplados	59
Figura 26 – Métodos para cálculo do módulo de elasticidade: (a) tangente a uma porcentagem da carga final, (b) a partir da porção linear da curva e (c) secante a uma porcentagem da carga final	60
Figura 27 – Procedimento do ensaio de compressão triaxial: (a) Posicionamento da amostra, (b) Célula triaxial fixada por parafusos e (c) reservatório com óleo usado para confinamento da amostra	62
Figura 28 – Cap utilizado para drenagem do ar	63
Figura 29 – Amostra rompida por cisalhamento	63
Figura 30 – Conversor de compressão para tração: (a) Peças constituintes: 1) adaptadores, 2) placas finais, 3) hastes verticais e 4) placas de suporte, e (b) mecanismo de transferência de carga	65
Figura 31 – Sequência de montagem do CTC	66
Figura 32 – Marcações, feitas à lápis, na placa de suporte superior	66
Figura 33 – Adaptadores confeccionados para centralização das amostras: (a) dimensões, em milímetros, dos adaptadores e (b) esquema de utilização	67
Figura 34 – Nível óptico a laser utilizado para o alinhamento do sistema: (a) equipamento utilizado e (b) esquema de utilização	67
Figura 35 – Dimensões, em milímetros, propostas por Baêso (2021) para o halter	68
Figura 36 – Dimensões, em milímetros, propostas neste estudo para o halter	68
Figura 37 – Malha de elementos finitos com carregamento fictício aplicado	69
Figura 38 – Resultados da modelagem numérica com a seção deformada: (a) tensões normais e (b) tensões cisalhantes atuantes	70
Figura 39 – Diferenças visuais entre as amostras de rocha sã: (a) tarugos extraídos, (b) amostra do Bloco 4 e (c) amostra do Bloco 10	71
Figura 40 – Realização do ensaio de compressão diametral	72
Figura 41 – Diferenças mineralógicas observadas nas amostras do Bloco 8	73
Figura 42 – Amostra com marcações delimitadas para as medições do martelo Schmidt	75
Figura 43 – Realização do ensaio do martelo Schmidt	75
Figura 44 – Equipamentos utilizados no ensaio de velocidade do pulso ultrassônico: (a) Pundit PL-200, (b) transdutores de onda P, (c) gel de acoplamento e (d) transdutores DPC de onda S	77
Figura 45 – Medição da velocidade de propagação de ondas: (a) compressivas e (b) cisalhantes	77

Figura 46 – Determinação do tempo de chegada da onda P: (a) valor automático e (b) valor ajustado.....	79
Figura 47 – Determinação do tempo de chegada da onda S: (a) valor automático e (b) valor ajustado.....	80
Figura 48 – Etapas do ensaio de índices físicos: (a) saturação das amostras, (b) pesagem hidrostática e (c) determinação da massa saturada com superfície seca .	81
Figura 49 – Textura geral da rocha, com imagens em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x. Aspectos das fases essenciais e acessórias observados nas lâminas: (a) W1(B4), (b) W2(B5) e (c) W2(B6), (d) relação entre fenocristais de plagioclásio e K-feldspato e a matriz além de cristal zonado de plagioclásio na matriz na lâmina W2(B9), e relação entre fenocristais de K-feldspato e a matriz nas lâminas (e) W3(B1) e (f) W3/W4(B1).	89
Figura 50 – Variação dos índices físicos em função do grau de alteração intempérica	91
Figura 51 – Curvas de tensão x deformação do ensaio de compressão uniaxial.....	95
Figura 52 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W1 no ensaio de compressão triaxial	103
Figura 53 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W2 no ensaio de compressão triaxial	103
Figura 54 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W3 no ensaio de compressão triaxial	104
Figura 55 – Amostras submetidas ao ensaio de tração direta: (a) ruptura válida e (b) ruptura inválida.....	109
Figura 56 – Variação de σ_t em função de ρ	113
Figura 57 – Variação de $\sigma_{t,CD}$ em função de ρ	117
Figura 58 – Variação da razão σ_c/σ_t em função da massa específica natural.....	132
Figura 59 – Comparação entre resistência à tração pelos métodos direto e indireto	134
Figura 60 – Variação das razões: (a) E/E_d e (b) u/u_d em função da massa específica natural	137
Figura 61 – Envoltórias de Hoek-Brown para cada grau de alteração intempérica.	138
Figura 62 – Influência do parâmetro m_i no formato da envoltória de Hoek-Brown ..	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos graus de alteração intempérica de maciços rochosos	20
Tabela 2 – Classificação de resistência da matriz rochosa	22
Tabela 3 – Classificação das rochas quanto ao peso específico e porosidade	33
Tabela 4 – Aspectos analisados na avaliação preliminar em campo	51
Tabela 5 – Classificação dos blocos coletados quanto ao grau de alteração	51
Tabela 6 – Quantitativo de amostras preparadas para a realização da campanha experimental	55
Tabela 7 – Resumo do programa experimental realizado na pesquisa	56
Tabela 8 – Quantitativo de amostras ensaiadas por tensão confinante para cada grau de alteração	63
Tabela 9 – Classificação final das amostras submetidas ao ensaio de compressão diametral	74
Tabela 10 – Quantitativo de amostras ensaiadas pelo esclerômetro de Schmidt	75
Tabela 11 – Estimativa modal média da mineralogia das lâminas petrográficas	86
Tabela 12 – Resultados dos índices físicos de ρ_d e η do sienogranito	90
Tabela 13 – Comparação da variação dos índices físicos com demais estudos	92
Tabela 14 – Resultados da massa específica natural do sienogranito	93
Tabela 15 – Comparação múltipla de médias do valor de ρ entre os grupos de graus de alteração	94
Tabela 16 – Resultados da resistência à compressão uniaxial	96
Tabela 17 – Comparação múltipla de médias do valor de σ_c entre os grupos de graus de alteração	97
Tabela 18 – Resultados do módulo de elasticidade estático	99
Tabela 19 – Comparação múltipla de médias do valor de E entre os grupos de graus de alteração	99
Tabela 20 – Resultados do coeficiente de Poisson estático	100
Tabela 21 – Comparação múltipla de médias do valor de ν entre os grupos de graus de alteração	101
Tabela 22 – Máxima tensão desviadora suportada pelas amostras para cada tensão confinante	104

Tabela 23 – Máxima tensão desviadora suportada para a tensão confinante de 5 MPa.....	105
Tabela 24 – Comparação múltipla de médias de σ_d , para $\sigma_3 = 5$ MPa, entre os graus de alteração.....	106
Tabela 25 – Máxima tensão desviadora suportada para a tensão confinante de 10 MPa.....	107
Tabela 26 – Comparação múltipla de médias de σ_d , para $\sigma_3 = 10$ MPa, entre os graus de alteração.....	108
Tabela 27 – Resultados do ensaio de tração direta	110
Tabela 28 – Comparação múltipla de médias do valor de σ_t entre os grupos de graus de alteração.....	111
Tabela 29 – Resultados iniciais do ensaio de compressão diametral	114
Tabela 30 – Resultados do ensaio de compressão diametral após tratamento dos dados	115
Tabela 31 – Comparação múltipla de médias do valor de $\sigma_{t,CD}$ entre os grupos de graus de alteração.....	116
Tabela 32 – Avaliação da homogeneidade das amostras do ensaio de esclerômetro Schmidt	119
Tabela 33 – Resultados do ensaio do esclerômetro de Schmidt para amostras de diâmetro de 54 mm	119
Tabela 34 – Comparação múltipla de médias do valor de Q entre os grupos de graus de alteração para as amostras cilíndricas com diâmetro de 54 mm.....	120
Tabela 35 – Resultados do ensaio do esclerômetro de Schmidt para as amostras de diâmetro de 67,5 mm	121
Tabela 36 - Comparação múltipla de médias do valor de Q entre os grupos de graus de alteração para as amostras cilíndricas com diâmetro de 67,5 mm.....	123
Tabela 37 – Avaliação da homogeneidade das amostras dos ensaios de V_p e V_s	124
Tabela 38 – Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas compressivas	125
Tabela 39 – Comparação múltipla de médias do valor de V_p entre os grupos de graus de alteração.....	126
Tabela 40 – Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas compressivas	127
Tabela 41 – Comparação múltipla de médias do valor de V_p entre os grupos de graus de alteração.....	128
Tabela 42 – Resultados das constantes elásticas dinâmicas	129

Tabela 43 – Comparação múltipla de médias do valor de E_d entre os grupos de graus de alteração.....	130
Tabela 44 – Comparação múltipla de médias do valor de u_d entre os grupos de graus de alteração.....	130
Tabela 45 – Variação da razão σ_c/σ_t de acordo com o grau de alteração intempérica	131
Tabela 46 – Variação da razão $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ de acordo com o grau de alteração intempérica.....	133
Tabela 47 – Comparação entre as constantes elásticas estáticas e dinâmicas obtidas.....	135
Tabela 48 – Comparação de correlações entre constantes elásticas estáticas e dinâmicas	138
Tabela 49 – Parâmetros do critério de Hoek-Brown para cada grau de alteração intempérica.....	139

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA	15
1.2	OBJETIVOS	16
2	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1	ALTERAÇÃO INTEMPÉRICA	18
2.2	PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DAS ROCHAS	21
2.2.1	Resistência à compressão uniaxial	21
2.2.2	Resistência à compressão triaxial	23
2.2.3	Resistência à tração	25
2.2.4	Dureza de Schmidt	28
2.2.5	Módulo de elasticidade e Coeficiente de Poisson	29
2.2.6	Propriedades-índice	31
2.2.7	Velocidade de propagação de ondas	33
2.2.8	Análise petrográfica	36
2.3	CRITÉRIOS DE RUPTURA	37
2.3.1	Critério de ruptura de Hoek-Brown	38
3	MATERIAIS E MÉTODOS	44
3.1	MATERIAIS	44
3.1.1	Sienogranito	44
3.1.2	Contexto geológico e econômico da região	45
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	47
3.3	ETAPA 1: COLETA E IDENTIFICAÇÃO DOS BLOCOS DE ROCHA	49
3.4	ETAPA 2: PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	52
3.5	ETAPA 3: CAMPANHA EXPERIMENTAL	55
3.5.1	Análise petrográfica	56
3.5.2	Ensaio de compressão uniaxial	58
3.5.3	Ensaio de compressão triaxial	60
3.5.4	Ensaio de tração direta	64
3.5.5	Ensaio de compressão diametral	72
3.5.6	Ensaio do esclerômetro de Schmidt	74
3.5.7	Ensaio de velocidade de propagação de ondas	76
3.5.8	Ensaio de índices físicos	80
3.6	ETAPA 4: ENVOLTÓRIA DE HOEK-BROWN	83
3.7	ETAPA 5: TRATAMENTO DOS DADOS	83

4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	86
4.1	ANÁLISE PETROGRÁFICA	86
4.2	ENSAIO DE ÍNDICES FÍSICOS	90
4.3	ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL	95
4.3.1	Resistência à compressão uniaxial	96
4.3.2	Módulo de elasticidade	98
4.3.3	Coeficiente de Poisson	100
4.4	ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	102
4.4.1	Tensão desviadora de 5 MPa	105
4.4.2	Tensão desviadora de 10 MPa	106
4.5	ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA	109
4.6	ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL	114
4.7	ENSAIO DO ESCLERÔMETRO DE SCHMIDT	118
4.7.1	Amostras cilíndricas com diâmetro de 54 mm	119
4.7.2	Amostras cilíndricas com diâmetro de 67,5 mm	121
4.8	ENSAIO DE VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS	124
4.8.1	Velocidade de propagação de ondas compressivas	125
4.8.2	Velocidade de propagação de ondas cisalhantes	127
4.8.3	Constantes elásticas dinâmicas	129
4.9	COMPARAÇÃO ENTRE PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS	130
4.9.1	Relação entre as resistências à compressão uniaxial e à tração	130
4.9.2	Relação entre as resistências à tração direta e indireta	133
4.9.3	Relação entre constantes elásticas e dinâmicas	135
4.10	ENVOLTÓRIA DE HOEK-BROWN	138
5	CONCLUSÕES	144
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146

1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA

Os projetos de engenharia relacionados à Mecânica das Rochas estão em constante evolução, assumindo dimensões cada vez maiores e tornando-se notavelmente mais complexos. De acordo com Lamas e Lemos (2021), esse avanço é uma resposta à crescente ocupação do terreno, tanto em superfície quanto em subsuperfície, o que tem levado à necessidade de construir em maciços rochosos mais desafiadores. Desta forma, esses projetos envolvem propriedades mecânicas e hidráulicas menos favoráveis, condições de carregamento e hidrogeologia complexas e, frequentemente, estão associados à falta de conhecimento técnico aprofundado devido às dificuldades na prospecção.

Marques e Vargas Jr. (2022) afirmam que os principais problemas relacionados às obras de engenharia em Mecânica das Rochas estão associados a dois fatores fundamentais: a resistência ao colapso do material rochoso sob um determinado estado de tensões e os deslocamentos admissíveis devido ao carregamento aplicado. Nesse sentido, estudos referentes à determinação das propriedades geomecânicas das rochas, incluindo características de resistência e deformabilidade, são essenciais para a previsão do comportamento do material quando submetido às solicitações em campo, possibilitando um melhor planejamento e execução dos projetos de engenharia, assim como uma melhor previsão dos custos associados a essas obras.

A resistência do material rochoso é avaliada, principalmente, por meio dos critérios de ruptura, que estabelecem relações entre as tensões correspondentes ao estado de ruptura de um material. Na engenharia geotécnica, o critério linear de Mohr-Coulomb e o critério não-linear de Hoek-Brown são os mais difundidos e adotados, principalmente em análises de estabilidade de taludes e projetos de escavações (RENANI; MARTIN, 2020). Além disso, Shen, Wang e Zuo (2019) destacam que a envoltória de ruptura de materiais rochosos geralmente apresenta um comportamento não-linear, especialmente em condições de baixas tensões confinantes, o que torna o critério de Hoek-Brown mais representativo e relevante para o estudo de materiais rochosos.

Adicionalmente, ressalta-se a importância do estudo da influência do intemperismo e da alterabilidade sobre as propriedades físicas e mecânicas das rochas, visto que esses fatores estão intimamente relacionados ao desenvolvimento de descontinuidades estruturais, representadas por fraturas ou microfissuras. Essas descontinuidades geram caminhos preferenciais de percolação de água em subsuperfície, aumentando a área disponível para a decomposição química. Em decorrência desses aspectos, a ação do intemperismo sobre a rocha pode prejudicar seu comportamento frente às solicitações impostas em campo, a médio e longo prazo, e a falta de conhecimento a respeito desse comportamento pode comprometer tanto a durabilidade quanto a segurança de diversas obras de engenharia.

No âmbito da pesquisa em Mecânica das Rochas, observa-se um interesse crescente em compreender os efeitos do intemperismo sobre as propriedades geomecânicas das rochas, demonstrado em diversos trabalhos disponíveis na literatura, como os desenvolvidos por Dobereiner, Durville e Restituito (1993), Marques *et al.* (2010), Ündül e Tuğrul (2012), Marques *et al.* (2017), Rocchi, Coop e Maccarini (2017), Leão *et al.* (2019) e Jaques *et al.* (2020). No entanto, apesar da abundância de pesquisas focadas na alteração das rochas devido ao intemperismo, ainda há uma carência de estudos que se concentrem na avaliação do impacto desses efeitos nos parâmetros do critério de ruptura de Hoek-Brown.

Nesse contexto, devido à importância dos critérios de ruptura na análise da resistência das rochas e ao efeito do intemperismo em suas propriedades geomecânicas, o presente trabalho buscou avaliar se a alteração intempélica exerce influência significativa nos parâmetros do critério de ruptura de Hoek-Brown, assim como em suas características geomecânicas. Desta forma, pretende-se contribuir para a expansão do conhecimento técnico-científico a respeito desse tema, dada a escassez de estudos relacionados a esse assunto.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho consistiu na determinação dos parâmetros de rocha intacta do critério de ruptura de Hoek-Brown (m_i e σ_{ci}) para diferentes graus de alteração de um sienogranito, além da avaliação da influência da ação intempélica nas propriedades geomecânicas do material em estudo.

A fim de alcançar o objetivo geral desta pesquisa, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar a caracterização geológico-geotécnica do material em estudo para diferentes níveis de intemperismo;
- Propor uma correlação empírica para estimar a resistência à tração direta em função da massa específica;
- Determinar a variação da razão entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração com a influência do intemperismo;
- Comparar as propriedades elásticas dinâmicas e estáticas; e
- Comparar a resistência à tração obtida pelos métodos direto e indireto.

2 REVISÃO DE LITERATURA

As fundamentações teóricas utilizadas para a realização deste trabalho são apresentadas a seguir. Inicialmente, são abordados conteúdos a respeito dos processos de alteração intempérica, incluindo a classificação dos maciços rochosos quanto às classes de alteração. Em seguida, são apresentadas as principais propriedades geomecânicas das rochas, destacando sua importância e como elas podem ser determinadas. Por fim, são explorados os principais critérios de ruptura disponíveis, utilizados para compreender o comportamento do material rochoso nas diversas aplicações no contexto da engenharia de rochas.

2.1 ALTERAÇÃO INTEMPÉRICA

O intemperismo é definido como o conjunto dos processos físicos, químicos e biológicos, que são responsáveis, principalmente, pela transformação de minerais primários em secundários e pela fragmentação das rochas (MARQUES; VARGAS JR., 2022). Esse fenômeno se manifesta de maneira contínua com o decorrer do tempo, por meio da interação entre as rochas com fatores não controláveis, tais como precipitação, ciclos de aquecimento e resfriamento e a ação erosiva da água e dos ventos, dentre outros. O conjunto desses fatores altera as características físicas e mecânicas das rochas, o que pode comprometer a estabilidade das obras de engenharia situadas em superfícies (IETTO; PERRI; CELLA, 2017). Nesse contexto, a alteração intempérica pode provocar a modificação das propriedades geomecânicas das rochas, ocasionada por sua exposição à ação de agentes intempéricos ao longo do tempo, visando atingir um equilíbrio frente às novas condições físico-químicas do meio em que as rochas ocorrem.

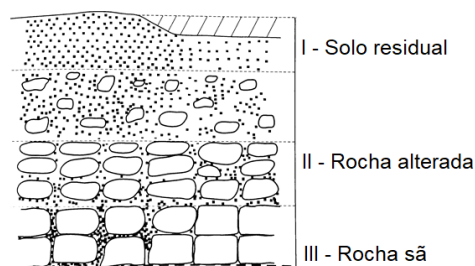
De acordo com Marques e Leão (2023), os processos de intemperismo físico são decorrentes de variações dos níveis de tensões atuantes nos maciços rochosos, que resultam na fragmentação das rochas, sem que ocorra qualquer alteração química em sua composição. Essa fragmentação provoca o surgimento de fissuras e, conseqüentemente, reduz a resistência do material. Em relação ao intemperismo químico, os autores destacam que esse fenômeno envolve os processos químicos que ocasionam a decomposição da estrutura e a modificação da composição química dos minerais. Isso ocorre devido às diferenças das condições atmosféricas

em relação às características do ambiente de formação das rochas, fazendo com que os minerais primários sejam transformados em minerais secundários, estáveis às novas condições físico-químicas da superfície terrestre. Desta forma, pode-se afirmar que o intemperismo físico atua como controlador do intemperismo químico, uma vez que ocorre de maneira mais rápida, promovendo a fragmentação das rochas e aumentando a superfície de exposição do material.

Outro aspecto de extrema relevância para o entendimento da alteração intempérica é a composição mineralógica da rocha em estudo, já que os minerais podem apresentar diferentes níveis de resistência ao intemperismo. Conforme ressaltado por Marques e Vargas Jr. (2022), devido à sua formação em condições de elevadas temperaturas e pressões, os minerais primários tornam-se instáveis quando expostos à superfície, uma vez que este ambiente é completamente distinto daquele em que foram originados, o que favorece a sua rápida alteração. Em contrapartida, os minerais secundários são originados como resultado do intemperismo químico e, devido à sua formação em condições de baixas temperaturas e pressões, apresentam maior resistência à ação do intemperismo.

Sendo assim, a ação dos processos intempéricos sobre os maciços rochosos resulta na formação dos perfis ou frentes de intemperismo, que correspondem à transição da rocha sã até a condição de solo residual. Esses perfis podem ocorrer de forma uniforme, caracterizados por uma redução gradual do grau de intemperização com a profundidade; em blocos, com a presença de blocos de rocha sã envoltos por solo ou rocha decomposta; de forma complexa, com perfil irregular em litologias de textura penetrativa; ou por dissolução, com o aumento da abertura de descontinuidades em rochas carbonáticas (MARQUES; VARGAS JR., 2022). A Figura 1 apresenta um exemplo de perfil de intemperismo em blocos, característico de rochas graníticas.

Figura 1 – Perfil de intemperismo em blocos



Fonte: Marques e Vargas Jr. (2022).

Conforme destacado por Lamas (2023), os perfis de intemperismo podem variar de forma considerável entre diferentes locais e, em alguns casos, dentro do mesmo maciço rochoso. Essa variação é influenciada por fatores como a mineralogia e textura das rochas, topografia do terreno, processos de erosão, condições climáticas e a percolação das águas subterrâneas nas descontinuidades dos maciços rochosos.

Por essa razão, ao longo da história, diversos autores propuseram sistemas de classificações de rochas e maciços rochosos quanto ao grau de alteração intempérica, baseando-se em aspectos visuais, mineralógicos e texturais, como os sugeridos por Moye (1955), Dearman (1974, 1976), IAEG (1981) e ISRM (1978, 1981). A Tabela 1 apresenta a classificação proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981), sendo a mais aceita e utilizada atualmente.

Tabela 1 – Classificação dos graus de alteração intempérica de maciços rochosos

Classe	Termo	Descrição
W1	Sã	Nenhum sinal visível de alteração da matriz rochosa. Possível leve descoloração nas paredes das descontinuidades principais.
W2	Levemente intemperizada	Descoloração indica alteração da matriz rochosa e das superfícies das descontinuidades. Toda a matriz rochosa pode estar descolorida pelo intemperismo e ser menos resistente do que a rocha sã.
W3	Moderadamente intemperizada	Menos da metade da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descolorida está presente, formando uma estrutura descontínua ou como núcleos de rocha.
W4	Altamente intemperizada	Mais da metade da matriz rochosa está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descolorida está presente, formando uma estrutura descontínua ou como núcleos de rocha.
W5	Completamente intemperizada	Toda a matriz rochosa está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada.
W6	Solo residual	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e a matriz rochosa estão destruídas. Há grande variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.

Fonte: ISRM (1978, 1981).

Conforme apontado por Jaques (2019), a ocorrência de zonas de transição, caracterizadas por perfis de intemperismo formados por materiais de diferentes graus de alteração intempérica, tem sido identificada como um fator de desenvolvimento de diferentes problemas geotécnicos em projetos de engenharia. Segundo o autor, isso ocorre devido à influência desse processo nas propriedades

geomecânicas, especialmente de resistência, deformação e permeabilidade dos maciços rochosos.

Diante desse cenário, evidencia-se a necessidade da realização de estudos que consideram a modificação dessas propriedades, em decorrência da ação do intemperismo, para o correto dimensionamento dos projetos de engenharia.

2.2 PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DAS ROCHAS

A determinação e compreensão das propriedades geomecânicas da matriz rochosa são extremamente importantes para a realização de projetos geotécnicos que sejam simultaneamente seguros e economicamente viáveis. Essas propriedades abrangem características de resistência mecânica, de deformabilidade, além de aspectos físicos e geológicos.

No contexto da resistência mecânica, as propriedades principais envolvem a resistência à compressão, tanto uniaxial quanto triaxial, a resistência à tração e, de forma indireta, a dureza medida pelo esclerômetro de Schmidt. Quanto às características de deformabilidade, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são alguns dos aspectos mais importantes a serem avaliados. Em relação às características físicas, as propriedades-índice e a velocidade de propagação do pulso ultrassônico estão associadas à integridade física das rochas e ao grau de alteração intempérica. Além disso, no âmbito das características geológicas, a principal análise refere-se à caracterização petrográfica, com destaque para a mineralogia, a textura, o microfissuramento e os produtos do intemperismo. Os conceitos essenciais a respeito de cada uma dessas propriedades serão detalhados nos tópicos a seguir.

2.2.1 Resistência à compressão uniaxial

A resistência à compressão uniaxial é uma das propriedades mecânicas da matriz rochosa mais utilizadas no desenvolvimento de projetos geotécnicos, sendo essencial para a compreensão de como o material se comporta sob a ação de carregamentos aplicados. O valor da resistência à compressão uniaxial (σ_c) corresponde à máxima tensão suportada pela rocha até a sua ruptura, em uma condição de compressão não-confinada, sendo obtido por meio da Equação 1.

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} \quad \text{Equação 1}$$

Em que:

σ_c = resistência à compressão uniaxial (MPa);

F_c = força máxima de compressão (N); e

A = área da seção transversal da amostra (mm²).

Essa propriedade pode ser determinada de forma direta, por meio do ensaio de compressão uniaxial, ou de forma indireta, mediante correlações entre os resultados de ensaios como os de compressão puntiforme, esclerômetro de Schmidt e de determinação da velocidade do pulso ultrassônico. O procedimento de ensaio para a determinação da resistência à compressão uniaxial de rochas é estabelecido pela *International Society for Rock Mechanics – ISRM* (2007) e pela *American Society for Testing and Materials – ASTM* (2014). Essas recomendações incluem diretrizes referentes às dimensões das amostras e ao processo de sua preparação, a fim de padronizar a execução desse ensaio.

A partir do valor da resistência à compressão uniaxial, é possível categorizar a matriz rochosa em diferentes grupos de resistência. As principais classificações da resistência da rocha intacta foram propostas por Bieniawski (1979), pela *International Association for Engineering Geology and the Environment – IAEG* (1979) e pela ISRM (1981), que estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação de resistência da matriz rochosa

Bieniawski (1979)		IAEG (1979)		ISRM (1981)	
σ_c (MPa)	Classificação	σ_c (MPa)	Classificação	σ_c (MPa)	Classificação
1 – 25	Muito fraca	1,5 – 15	Fraca	< 6	Muito fraca
25 – 50	Fraca	15 – 50	Moderadamente resistente	6 – 20	Fraca
50 – 100	Moderadamente resistente	50 – 120	Resistente	20 – 60	Moderadamente resistente
100 – 200	Resistente	120 – 230	Muito resistente	60 – 200	Resistente
> 200	Muito resistente	> 230	Extremamente resistente	> 200	Muito resistente

Fonte: Adaptada de Bell (2005).

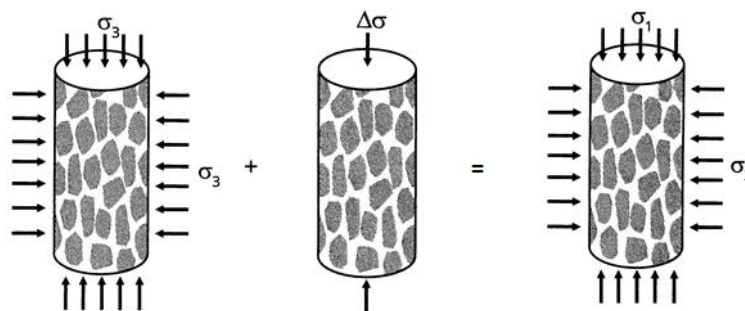
Além disso, é importante considerar que fatores intrínsecos e extrínsecos podem afetar a resistência à compressão uniaxial, conforme destacado por Marques e Vargas Jr. (2022). Os autores afirmam que a mineralogia, as propriedades-índice e a textura dos grãos minerais são fatores intrínsecos que podem influenciar essa propriedade, enquanto a geometria do corpo de prova (CP), o efeito da água, a velocidade de carregamento, a rigidez da máquina de ensaio e as condições das extremidades da amostra atuam como fatores extrínsecos. Essa compreensão é essencial para a correta interpretação dos resultados obtidos no ensaio.

2.2.2 Resistência à compressão triaxial

A resistência à compressão triaxial é uma propriedade mecânica da matriz rochosa, que pode ser representada pela máxima tensão desviadora suportada por uma amostra de rocha sob a atuação de uma tensão confinante. Desta forma, é possível prever o comportamento do material quando estiver submetido a diferentes estados de tensões, buscando representar as condições de campo em aplicações geotécnicas.

Essa propriedade é determinada por meio do ensaio de compressão triaxial, recomendado pela ISRM (2007), em que uma amostra de rocha cilíndrica é submetida a uma tensão confinante e, em seguida, é levada a ruptura por meio da aplicação de uma tensão axial. O estado de tensões ao qual a amostra é submetida durante o ensaio é esquematizado na Figura 2, onde σ_3 representa o estado hidrostático de tensões, $\Delta\sigma$ corresponde à tensão desviadora aplicada e σ_1 é a tensão principal maior atuante, resultante da soma de σ_3 e $\Delta\sigma$.

Figura 2 – Estado de tensões em um ensaio triaxial

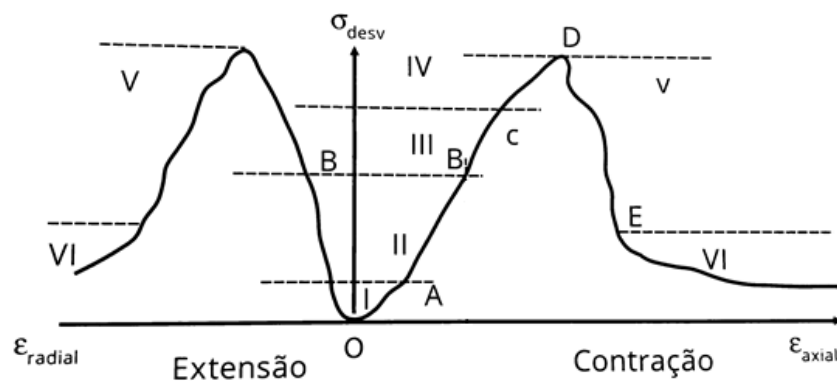


Fonte: Marques e Vargas Jr. (2022).

No ensaio de compressão triaxial, a amostra é inicialmente inserida em uma câmara triaxial e o efeito do confinamento é obtido por meio da aplicação de um óleo sob pressão nessa câmara. Goodman (1989) destaca que o efeito desse confinamento só é efetivamente realizado se a amostra estiver envolvida por uma membrana impermeável, geralmente confeccionada em borracha, a fim de evitar que o óleo infiltre na amostra no decorrer do ensaio. O autor afirma ainda que a maioria das rochas apresenta um acréscimo de resistência devido ao confinamento, quando comparado a um estado de compressão uniaxial.

No decorrer do ensaio de compressão triaxial, a amostra sofre deformações na direção axial e radial, que podem ser registradas por meio de extensômetros. A partir da medição dessas deformações, é possível obter o gráfico da tensão desviadora pelas deformações registradas, conforme exemplificado na Figura 3.

Figura 3 – Curva tensão desviadora x deformações radial e axial



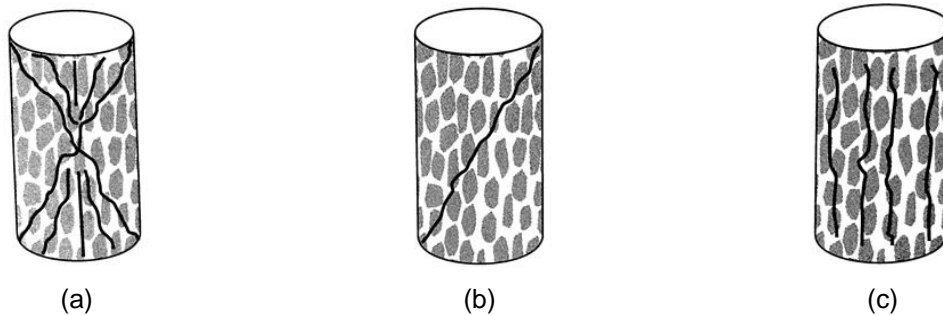
Fonte: Marques e Vargas Jr. (2022).

O comportamento dessa curva é descrito por Goodman (1989), que destaca que com a aplicação inicial da tensão desviadora ocorre o fechamento de algumas fissuras resultando em uma curvatura de concavidade voltada para cima, referente a região I. Em seguida, na região II, a relação entre a tensão e as deformações é linear, resultando em um comportamento elástico até alcançar o ponto B. A partir do ponto B, a taxa de deformação radial começa a aumentar em relação à deformação axial com a formação de novas fissuras e entre o ponto B e C (trecho III) as fissuras são consideradas estáveis. A partir do ponto C, as trincas se propagam de forma que a amostra é levada à ruptura, atingindo a sua resistência máxima no ponto D. Depois do ponto D, é possível reduzir a tensão atuante em sistemas

servocontrolados, de forma que a amostra continue se deformando até alcançar a sua resistência residual a partir do ponto E (trecho VI).

Além disso, conforme enfatizado por Marques e Vargas Jr. (2022), uma observação importante obtida com a realização dos ensaios de compressão, tanto uniaxial quanto triaxial, é o modo de ruptura dos corpos de prova, indicados na Figura 4. A ruptura do tipo cataclase é caracterizada pelo formato de cones originados pela interseção de fraturas inclinadas. Por sua vez, a ruptura por cisalhamento ocorre ao longo de uma fratura diagonal em relação à direção do carregamento. Na ruptura por fendilhamento, ou clivagem axial, as fraturas são desenvolvidas na direção paralela ao carregamento. Os autores afirmam ainda que esses tipos de ruptura podem ocorrer de forma isolada ou em conjunto em uma mesma amostra.

Figura 4 – Tipos de ruptura nos ensaios de compressão: (a) cataclase, (b) cisalhamento e (c) fendilhamento.



Fonte: Marques e Vargas Jr. (2022).

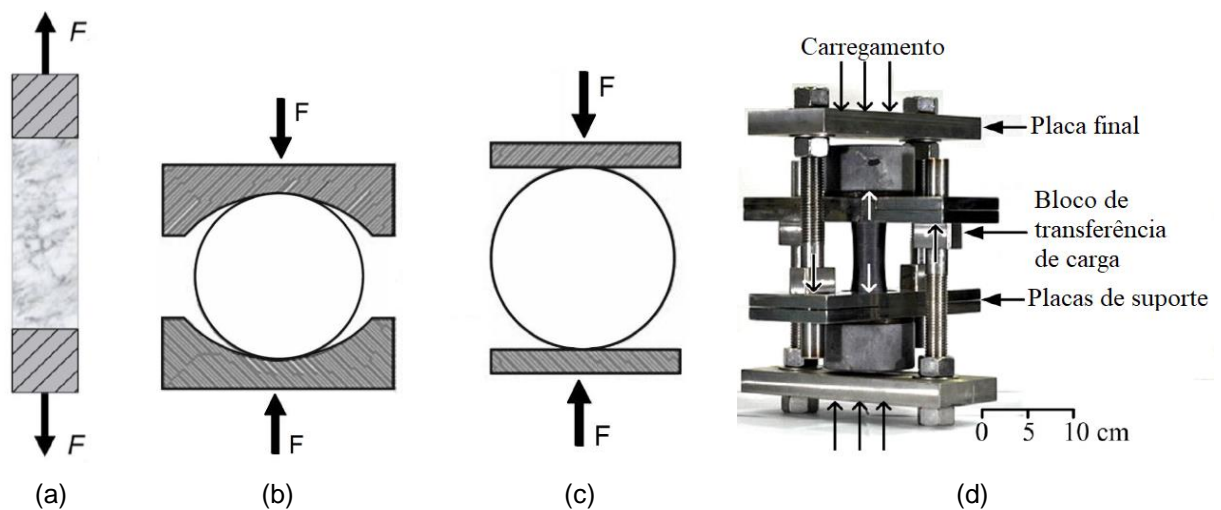
2.2.3 Resistência à tração

A resistência das rochas à tração é significativamente inferior à sua resistência à compressão ou ao cisalhamento (LIU *et al.*, 2019). Por este motivo, a resistência à tração é, muitas vezes, definida como sendo o parâmetro mecânico crítico na prática da engenharia de rochas, tornando fundamental o seu conhecimento.

Para determinar a resistência à tração da matriz rochosa, atualmente existem diversos métodos de ensaios disponíveis, tanto diretos quanto indiretos. O método direto recomendado pela ISRM (2007) é considerado como sendo o que fornece

resultados mais confiáveis e realistas, desde que seja executado corretamente. A sua execução é exemplificada na Figura 5 (a), e a resistência à tração (σ_t) obtida por esse ensaio é determinada pela Equação 2. No entanto, esse ensaio apresenta alguns desafios associados à sua realização, como garantir a axialidade no carregamento, a fim de evitar tensões de flexão ou torção causadas por excentricidades, e assegurar a confiabilidade da ligação dos suportes metálicos colados às extremidades da amostra (MARQUES; VARGAS JR., 2022).

Figura 5 – Tipos de ensaio de tração: (a) tração direta, ensaio brasileiro (b) com e (c) sem mandíbulas de aço e (d) tração direta com CTC



Fonte: (a) Perras e Diederichs (2014), (b) e (c) Adaptada de Efimov (2021) e (d) Adaptada de Klanphumeesri (2010).

$$\sigma_t = \frac{F_t}{A} \quad \text{Equação 2}$$

Em que:

σ_t = resistência à tração (MPa);

F_t = força máxima de tração (N); e

A = área da seção transversal da amostra (mm²).

Dentre os métodos indiretos disponíveis, a ISRM (2007) recomenda a realização do ensaio brasileiro, também conhecido como ensaio de compressão diametral. Nesse método, uma amostra de rocha em formato de disco é comprimida axialmente ao longo de uma superfície de contato, induzindo tensões de tração perpendiculares à direção da força de compressão, podendo ser realizado com ou

sem o auxílio de duas mandíbulas de aço, conforme exemplificado nas Figura 5 (b) e (c), respectivamente. Sendo assim, a amostra é levada à ruptura por tração na compressão diametral e o valor da sua resistência é determinado pela Equação 3.

$$\sigma_{t,CD} = 0,636 \frac{F}{Dt} \quad \text{Equação 3}$$

Em que:

$\sigma_{t,CD}$ = resistência à tração, obtida pela compressão diametral (MPa);

F = força máxima (N);

D = diâmetro da amostra (mm); e

t = espessura da amostra (mm).

Outros métodos indiretos, como os ensaios de flexão de 3 e 4 pontos e o ensaio de anel, também têm sido utilizados para determinar a resistência à tração de rochas, mas geralmente resultam em resistências superestimadas (BAËSSO, 2021).

Nesse sentido, devido às dificuldades e limitações associadas aos ensaios disponíveis, Klamphumeesri (2010) propôs um conversor de carga de compressão para tração (CTC), a fim de determinar a resistência à tração de forma direta, podendo ser utilizado nas máquinas convencionais de ensaios de compressão. Para isso, é necessário que o corpo de prova ensaiado possua um formato conhecido como “*dog bone*” ou halter, de forma que a ruptura ocorra por tração pura na seção central da amostra. A Figura 5 (d) ilustra a transferência de carregamento que ocorre nesse ensaio, por meio do CTC. Nesse ensaio, a prensa de carregamento é apoiada sobre as placas finais, fazendo com que a tensão de compressão aplicada seja direcionada para as colunas de aço até chegar aos blocos de transferência de carga e às placas de suporte, de forma a empurrar as extremidades do corpo de prova, provocando uma tensão de tração pura na seção central da amostra. Desta forma, a resistência à tração obtida por meio desse ensaio também pode ser determinada pela Equação 2, em que “A” corresponde à área da seção central do corpo de prova.

Diante do exposto, nota-se que os ensaios de determinação da resistência à tração (σ_t) apresentam desafios associados tanto à preparação das amostras quanto ao procedimento de ensaio. Nesse sentido, o valor de σ_t é comumente estimado a

partir da resistência à compressão uniaxial (σ_c), por ser um ensaio mais amplamente executado.

De acordo com Cai (2010), a relação entre $\sigma_c/|\sigma_t|$ é geralmente assumida como igual a 10. No entanto, o autor ressalta que esse valor pode variar, especialmente em função do tipo de rocha em estudo. Ao aplicar o critério de iniciação de fratura de Griffith para materiais frágeis, Cai (2010) concluiu que a resistência à compressão uniaxial das rochas é aproximadamente oito vezes maior do que o valor da resistência à tração uniaxial ($\sigma_c/|\sigma_t| = 8$). Desta forma, destaca-se a importância de aprofundar os estudos que explorem essa relação.

2.2.4 Dureza de Schmidt

A dureza de Schmidt é um índice de dureza superficial, que representa a resistência que a superfície de um material apresenta ao ser atingida pelo impacto de um pistão de aço. Essa propriedade é determinada por meio da realização de um ensaio não destrutivo, sugerido pela ISRM (2014), com a utilização de um esclerômetro popularmente conhecido por martelo de Schmidt, composto internamente por um pistão com uma mola. O princípio operacional do ensaio consiste em pressionar o martelo ortogonalmente à uma superfície, de forma que o pistão seja liberado no êmbolo, resultando em um valor que representa a resistência ao impacto, conhecido como rebote (R).

Conforme destacado por Aydin e Basu (2005), o martelo Schmidt fornece uma medida rápida e econômica da dureza superficial, que é amplamente utilizada para estimar as propriedades mecânicas do material rochoso, como a resistência à compressão uniaxial (σ_c) e o módulo de elasticidade (E), por meio de correlações propostas por outros pesquisadores. Além disso, por ser um equipamento portátil, o ensaio com o martelo Schmidt pode ser realizado tanto em laboratório quanto em campo.

É importante destacar que existem dois tipos de martelos de Schmidt disponíveis: o tipo “L”, que possui uma energia de impacto de 0,735 Nm, e o tipo “N” com uma energia de impacto de 2,207 Nm. A ISRM (2014) recomenda que a utilização do tipo “N” seja preferível em aplicações de campo, por ser menos sensível a irregularidades superficiais, enquanto o tipo “L” possui maior sensibilidade

na leitura, sendo mais indicado para o caso de rochas menos resistentes e mais intemperizadas.

Marques e Vargas Jr. (2022) ressaltam a importância de uma escolha cuidadosa entre os modelos mecânico e digital do martelo de Schmidt. Os autores afirmam que o modelo mecânico resulta no valor do rebote (R), que depende da inclinação do martelo na realização do ensaio, enquanto o modelo digital fornece o valor da resistência ao impacto (Q), que não necessita de correção da inclinação. No entanto, a maioria das correlações entre o rebote do martelo Schmidt e as demais propriedades geomecânicas das rochas são descritas em função do valor "R". Nesse contexto, Winkler e Matthews (2014) propuseram uma expressão que correlaciona os valores de "Q" e "R", indicada pela Equação 4.

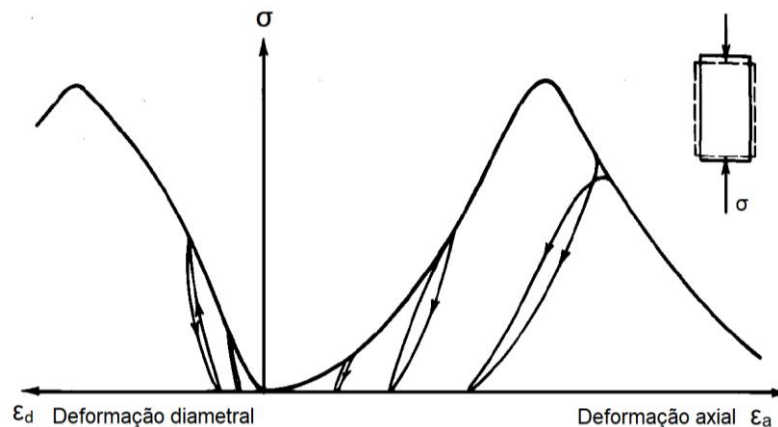
$$Q = 1,0008 \times R + 8,5605 \quad \text{Equação 4}$$

2.2.5 Módulo de elasticidade e Coeficiente de Poisson

O módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) são propriedades elásticas associadas ao comportamento de deformabilidade das rochas. Conforme definido por Goodman (1989), a deformabilidade refere-se à capacidade que uma rocha possui de se deformar sob situações de carregamento, quando submetida a um esforço compressivo, ou descarregamento, como em situações de escavação. Tal propriedade assume grande relevância em projetos geotécnicos, pois, em determinadas situações, o maciço rochoso pode possuir um alto valor de resistência mecânica e, ainda assim, ter a sua estabilidade comprometida por apresentar elevada deformabilidade.

A ISRM (2007) e a ASTM (2014) recomendam a determinação dessas constantes elásticas a partir da realização do ensaio de compressão uniaxial. No decorrer desse ensaio, a amostra sofre deformações na direção axial e diametral, que podem ser registradas por meio de extensômetros. A partir da medição dessas deformações, é possível obter a curva tensão x deformação, que descreve o comportamento da rocha em estudo, conforme ilustrada na Figura 6.

Figura 6 – Curva tensão x deformação



Fonte: Adaptada de Goodman (1989).

Com base na Figura 6, observa-se uma curvatura inicial no primeiro trecho de carregamento da curva que descreve o comportamento da tensão pela deformação axial. Em seguida, o primeiro trecho de descarregamento resulta em uma deformação residual e também exibe uma curvatura inicial. Porém, a partir do recarregamento, o gráfico manifesta uma inclinação linear, sem a curvatura inicial observada anteriormente. De acordo com Goodman (1989), devido a esse comportamento, o módulo de elasticidade não pode ser expressado pela inclinação da curva de carregamento inicial, pois essa curva abrange tanto a deformação plástica quanto a elástica sofrida pelo material. Desta forma, o autor destaca que as curvas de recarregamento após descarga são as mais indicadas para a determinação do módulo de elasticidade da rocha.

Sendo assim, o módulo de elasticidade do material pode ser obtido pela inclinação do trecho de recarregamento no ensaio de compressão uniaxial, determinado pela Equação 5, sugerida pela ISRM (2007) e pela ASTM (2014).

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a} \quad \text{Equação 5}$$

Em que:

E = Módulo de elasticidade;

$\Delta\sigma$ = Variação da tensão aplicada no trecho em análise; e

$\Delta\varepsilon_a$ = Variação da deformação axial no trecho em análise.

A partir da medição das deformações na direção axial (ϵ_a) e diametral (ϵ_d) durante a execução do ensaio, é possível obter o valor do coeficiente de Poisson (ν) por meio da Equação 6 (ISRM, 2007; ASTM, 2014).

$$\nu = - \frac{\text{inclinação da curva } (\sigma \times \epsilon_a)}{\text{inclinação da curva } (\sigma \times \epsilon_d)} \quad \text{Equação 6}$$

Vallejo *et al.* (2002) destacam que o comportamento das rochas pode ser classificado como frágil ou dúctil, a partir da análise da curva de tensão x deformação axial, exemplificada na Figura 6. Em rochas consideradas frágeis, ocorre uma perda quase instantânea da sua resistência na ruptura. Devido a essa queda abrupta, há pouca diferença entre a deformação de pico e a deformação correspondente à resistência residual. Por outro lado, rochas com o comportamento dúctil apresentam maiores deformações plásticas após atingirem a tensão de pico, com uma resistência residual mais pronunciada.

Além disso, Bell (2005) ressalta que existem fatores externos e internos que influenciam o comportamento de deformabilidade das rochas. Os internos referem-se às propriedades inerentes à rocha, como a composição mineralógica, a textura dos grãos minerais, a presença de fissuras e o grau de alteração intempérica. Dentre esses, o autor destaca que os dois últimos são mais relevantes. Além disso, fatores externos como o nível de tensões, as condições de temperatura e pressão e a presença de água também podem afetar o seu comportamento mecânico. Desta forma, esses fatores devem ser considerados ao analisar as propriedades elásticas das rochas.

2.2.6 Propriedades-índice

De acordo com Goodman (1989), existem diversas características fundamentais que descrevem as rochas, envolvendo aspectos quantitativos e qualitativos das suas estruturas e componentes. O autor destaca algumas dessas características, denominadas propriedades-índice, que são utilizadas para quantificar e caracterizar a matriz rochosa e podem ser obtidas de maneira simples. Além disso, as propriedades-índice podem ser utilizadas para estimar algumas propriedades geomecânicas importantes das rochas, por meio de correlações.

Dentre as propriedades-índice mais importantes para a engenharia de rochas, destacam-se a massa específica aparente natural, o peso específico aparente natural, a massa específica aparente seca, o peso específico aparente seco e a porosidade aparente. O valor da massa específica aparente natural (ρ) e do peso específico aparente natural (γ) são determinados pela medição direta das dimensões de uma amostra de rocha e de sua massa, obtidos pela Equação 7 e pela Equação 8, respectivamente. As propriedades de massa específica aparente seca (ρ_d), peso específico aparente seco (γ_d) e porosidade aparente (η) são determinadas de acordo com o procedimento de ensaio sugerido pela ISRM (2007), obtidas pela Equação 9, Equação 10 e Equação 11, respectivamente.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{Equação 7}$$

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{m \times g}{V} \quad \text{Equação 8}$$

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad \text{Equação 9}$$

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = \frac{m_s \times g}{V} \quad \text{Equação 10}$$

$$\eta = \frac{V_v}{V} \quad \text{Equação 11}$$

Em que:

ρ = massa específica aparente natural (g/cm^3);

γ = peso específico aparente natural (kN/m^3);

ρ_d = massa específica aparente seca (g/cm^3);

γ_d = peso específico aparente seco (kN/m^3);

η = porosidade aparente (%);

m = massa natural da amostra (g);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

P = peso natural da amostra (kN);

P_s = peso seco da amostra (kN);

V = Volume total da amostra (m^3); e

V_v = volume de vazios (m^3).

Os valores obtidos para as propriedades de massa específica aparente seca (ρ_d) e porosidade aparente (η) podem ser categorizados em grupos, de acordo com a classificação proposta pela IAEG (1979), apresentada na Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação das rochas quanto ao peso específico e porosidade

Classe	ρ_d (g/cm ³)		η (%)	
	Valor	Classificação	Valor	Classificação
1	< 1,80	Muito baixo	> 30	Muito alta
2	1,80 – 2,20	Baixo	15 – 30	Alta
3	2,20 – 2,55	Moderado	5 – 15	Média
4	2,55 – 2,75	Alto	1 – 5	Baixa
5	> 2,75	Muito alto	< 1	Muito baixa

Fonte: IAEG (1979).

Marques e Vargas Jr. (2022) afirmam que o peso específico está diretamente relacionado ao estado de tensões verticais da crosta terrestre, além de fornecer informações sobre a mineralogia e o grau de alteração das rochas. Nesse sentido, a redução no valor do peso específico indica um maior grau de alteração intempérica. Os autores também destacam que o peso específico aparente seco influencia diretamente as propriedades de resistência e deformabilidade das rochas, em que tanto a resistência quanto o módulo de elasticidade apresentam maiores valores para pesos específicos mais elevados.

A porosidade aparente da matriz rochosa pode ser influenciada por fatores como a forma e o arranjo dos grãos minerais, além da presença de fissuras que podem estar preenchidas. Ressalta-se que a porosidade impacta diretamente o valor do peso específico das rochas, uma vez que quanto maior for a proporção do volume de vazios em relação ao volume total, menor será o peso da amostra. Além disso, essa propriedade também influencia as propriedades mecânicas da matriz rochosa, em que o aumento da porosidade está associado à diminuição da resistência e ao aumento da capacidade de sofrer deformação (Goodman, 1989).

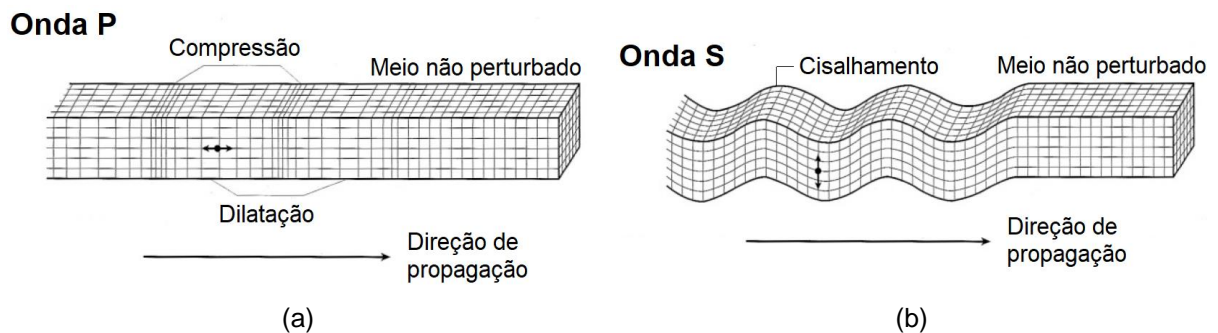
2.2.7 Velocidade de propagação de ondas

De acordo com Karey, Brooks e Hill (2009), as ondas sísmicas são pulsos de energia de deformação elástica, que se propagam de maneira radial, partindo de

uma fonte sísmica. Segundo os autores, essas ondas são muito utilizadas em levantamentos sísmicos, geradas por uma fonte controlada, e se propagam na subsuperfície, sendo aplicadas na exploração e mapeamento de interfaces. Dentre os tipos de ondas sísmicas, existem as ondas de corpo, que se propagam através do volume de um sólido elástico, e as superficiais, que se propagam ao longo das superfícies que limitam um sólido elástico confinado. No contexto das propriedades geomecânicas das rochas, o enfoque é direcionado ao estudo das ondas de corpo, que fornecem informações importantes sobre características da matriz rochosa.

As ondas de corpo são divididas em duas categorias. A primeira delas são as ondas primárias (ondas P), também conhecidas por longitudinais ou compressivas, que se propagam por deformação uniaxial seguindo a direção de propagação da onda, como exemplificado na Figura 7 (a). A segunda categoria corresponde às ondas secundárias (ondas S), também conhecidas como cisalhantes ou transversais, que se propagam por cisalhamento puro perpendicularmente à sua direção de propagação, como ilustrado na Figura 7 (b) (KAREY; BROOKS; HILL, 2009).

Figura 7 – Ondas de corpo: (a) primárias e (b) secundárias



Fonte: Adaptada de Karey, Brooks e Hill (2009).

No âmbito da Mecânica das Rochas, as velocidades de propagação das ondas P e S são determinadas por meio da propagação de um pulso ultrassônico, de acordo com os métodos não-destrutivos sugeridos pela ISRM (2014) e ASTM (2000). O termo ultrassônico refere-se a pulsos com frequências superiores à faixa de frequência audível pelo ouvido humano, compreendida entre 20 Hz a 20 kHz, correspondendo, assim, a frequências acima de 20 kHz (SCHAEFFER, 2016). Nesse ensaio, as velocidades de propagação do pulso ultrassônico, tanto compressivas quanto cisalhantes, são determinadas por meio da Equação 12.

$$V = \frac{L}{t} \quad \text{Equação 12}$$

Em que:

V = velocidade de propagação da onda (m/s);

L = comprimento da amostra (m); e

t = tempo de propagação da onda (s).

De acordo com a ISRM (2014), as velocidades de propagação das ondas P e S estão relacionadas às propriedades físicas, mecânicas e características microestruturais das rochas. Marques e Vargas Jr. (2022) destacam que, na prática da engenharia, observa-se que o grau de fissuração e o grau de alteração intempérica interferem na medida da velocidade de propagação das ondas, de forma que, quanto maior for o peso específico e menor for a porosidade, maior será o valor registrado da velocidade. Desta forma, a velocidade de propagação de ondas pode ser utilizada como um índice para avaliar a qualidade da rocha, quanto aos graus de fissuração e alteração. Além disso, os autores afirmam que fatores como o nível de tensões aplicadas ao material e o teor de umidade também podem influenciar o valor dessas velocidades.

A partir da determinação das velocidades de propagação das ondas compressivas (V_p) e cisalhantes (V_s), é possível obter as constantes elásticas dinâmicas de coeficiente de Poisson (ν_d) e módulo de elasticidade (E_d), por meio da Equação 13 e da Equação 14, respectivamente, conforme destacado por Goodman (1989).

$$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad \text{Equação 13}$$

$$E_d = 2\rho V_s^2(1 + \nu_d) \quad \text{Equação 14}$$

Em que:

ν_d = Coeficiente de Poisson dinâmico;

V_p = Velocidade de propagação de ondas compressivas (m/s);

V_s = Velocidade de propagação de ondas cisalhantes (m/s); e

E_d = módulo de elasticidade dinâmico (GPa).

É importante ressaltar que, com base nos valores das constantes elásticas dinâmicas, determinadas por meio do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico, pode-se estimar o valor das constantes elásticas estáticas “E” e “ ν ” obtidas nos ensaios de compressão uniaxial ou triaxial. Essa estimativa pode ser feita pela utilização de correlações propostas por diversos autores, como Christaras, Auger e Mosse (1994), Brotos *et al.* (2015), Davarpanah, Ván e Vásárhelyi (2020) entre outros.

Desta forma, destaca-se a importância da determinação das velocidades de propagação de ondas compressivas e cisalhantes para a obtenção de informações relativas às propriedades físicas e mecânicas das rochas, especialmente por ser um ensaio não-destrutivo e de simples realização.

2.2.8 Análise petrográfica

A análise petrográfica das rochas é um procedimento essencial para a sua caracterização geológica, fundamentada na observação detalhada de seções delgadas de amostras, também conhecidas como lâminas petrográficas. Essa análise é realizada com o auxílio de um microscópio óptico de luz transmitida e refletida, permitindo uma avaliação de aspectos relacionados à mineralogia, textura, estado de alteração dos minerais, estrutura, bem como ao grau e tipo de microfissuramento (ZAGOTTO, 2023).

A análise desses parâmetros é fundamental para a classificação da litologia em estudo, realizada com base na porcentagem de cada tipo de mineral presente na amostra, denominada análise modal. Além disso, a análise petrográfica permite a identificação da proporção de material intemperizado e do microfissuramento nas lâminas avaliadas.

É importante ressaltar que a avaliação desses parâmetros petrográficos pode apresentar variações, dependendo da precisão e experiência do especialista responsável pela realização da análise. Assim, a seção delgada preparada para a análise deve ser representativa do material em avaliação, a fim de minimizar possíveis variações nos resultados.

Além disso, conforme apontado por Bell (2005), a composição e a textura de uma rocha são influenciadas por sua origem e história geológica. O autor destaca que as propriedades dos minerais podem apresentar variações devido a fatores

como clivagem, geminação, inclusões, fissuras e alterações, além de pequenas diferenças na composição. Essas características, por sua vez, refletem no comportamento mecânico das rochas resultantes, uma vez que as relações de tamanho e forma dos minerais ou grãos componentes exercem influência sobre esses parâmetros mecânicos. Segundo o autor, no geral, observa-se que quanto menor o tamanho dos minerais, maior é a resistência da rocha. Desta forma, destaca-se a importância da análise petrográfica na avaliação das propriedades geomecânicas das rochas.

2.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Os critérios de ruptura estabelecem relações entre as tensões correspondentes ao estado de ruptura de um material, associados à tensão de pico na curva tensão x deformação (MARQUES; VARGAS JR., 2022). Com base nesses critérios, é possível ter uma previsão do comportamento da rocha quando solicitada a um determinado estado de tensões, especialmente em aplicações práticas nas obras de engenharia geotécnica, envolvendo projetos de escavações subterrâneas, mineração, fundações, barragens e estabilidade de taludes, por exemplo.

Dentre os critérios de ruptura desenvolvidos para determinar a resistência da rocha intacta, os mais abrangentes e utilizados em projetos geotécnicos são o critério linear de Mohr-Coulomb e o critério empírico de Hoek-Brown (1980, 2018).

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb considera que a resistência ao cisalhamento é composta por duas principais parcelas, sendo uma devido à coesão e a outra devido ao ângulo de atrito interno do material. Nesse critério, a envoltória de ruptura é linear, caracterizada por uma reta descrita pela Equação 15.

$$\tau_p = c + \sigma_n \operatorname{tg}\phi \quad \text{Equação 15}$$

Em que:

τ_p = resistência ao cisalhamento de pico;

c = intercepto coesivo;

σ_n = tensão normal ao plano de ruptura; e

ϕ = ângulo de atrito interno do material.

Diversos pesquisadores têm se dedicado ao estudo do comportamento da resistência da rocha intacta e do maciço rochoso, especialmente no que diz respeito aos critérios de ruptura. Nesse contexto, destacam-se os trabalhos desenvolvidos por You (2015), Shen, Wan e Zuo (2019) e Renani e Martin (2020), os quais afirmam que a envoltória de ruptura das rochas exhibe um comportamento não-linear, especialmente para baixas tensões confinantes. Esses autores ressaltam que, devido a envoltória de ruptura do critério de Mohr-Coulomb ser linear, os resultados de coesão e ângulo de atrito obtidos nesse critério são fortemente sensíveis aos níveis de tensões confinantes ensaiados. Em contrapartida, a não linearidade do critério de Hoek-Brown possibilita uma melhor avaliação dos parâmetros de resistência com a variação das tensões confinantes nos ensaios. Assim, o critério de Hoek-Brown torna-se mais representativo para prever o comportamento das rochas sob diferentes estados de tensões.

Nesse sentido, destaca-se que o presente trabalho se concentrará na aplicação do critério de ruptura de Hoek-Brown (1980, 2018) para o estudo da matriz rochosa, sem abordar aspectos referentes ao maciço rochoso.

2.3.1 Critério de ruptura de Hoek-Brown

O critério de ruptura de Hoek-Brown foi originalmente desenvolvido em 1980, com o principal objetivo de fornecer informações a respeito do comportamento dos maciços rochosos para projetos de escavações subterrâneas (HOEK; MARINOS, 2007). No entanto, em 2018 esse critério foi atualizado por Hoek e Brown, introduzindo-se o índice de resistência geológica (GSI – *Geological Strength Index*) para uma melhor obtenção dos parâmetros de resistência de um maciço rochoso, a fim de vincular o critério de ruptura às observações da geologia de engenharia em campo.

De acordo com Hoek e Brown (1980), a instabilidade de obras de superfície, como taludes e túneis rasos, pode estar associada às características estruturais do maciço rochoso, enquanto em escavações subterrâneas profundas a estabilidade pode depender fortemente da relação entre as tensões induzidas no maciço e a resistência da rocha intacta. Os autores afirmam ainda que, em alguns casos, o maciço rochoso pode ser fortemente articulado, de modo que, na escala do

problema, possa ser considerado como um conjunto isotrópico de partículas interligadas. Nesse sentido, o modelo a ser considerado dependerá de fatores como o tamanho da escavação em relação ao espaçamento da descontinuidade, as condições de contorno, o nível de tensões atuantes e as orientações das descontinuidades.

Devido à escassez de critérios aplicáveis às condições descritas anteriormente, inicialmente Hoek e Brown (1980) propuseram um critério de resistência empírico, a partir de diversos resultados de ensaios triaxiais. Ele foi desenvolvido para descrever tanto o comportamento da rocha intacta sob condições de tensões confinantes encontradas em aplicações práticas, quanto para fornecer uma indicação da resistência de um maciço rochoso contendo diversas famílias de descontinuidades.

Para a elaboração do critério de ruptura de Hoek-Brown, os autores basearam-se na teoria de ruptura frágil desenvolvida por Griffith (1921, 1924). Essa teoria sugere que a ruptura em materiais frágeis, como rocha, cerâmica e vidro, tem início nas extremidades de pequenas trincas ou imperfeições no material intacto, resultante da concentração de tensões nessas regiões. Nas rochas, essas imperfeições podem ser fissuras preexistentes, contorno de grãos ou outras descontinuidades (MARQUES; VARGAS JR., 2022). Griffith (1924) estudou o comportamento de materiais frágeis sob condições de carregamento de compressão biaxial, obtendo como resultado uma envoltória de ruptura não-linear para tais circunstâncias.

Desta forma, o critério empírico proposto por Hoek e Brown (1980, 2018) para a matriz rochosa (rocha intacta) é definido pela Equação 16, em termos das tensões principais. Hoek e Martin (2014) enfatizam que no desenvolvimento do critério de Hoek-Brown, o estado de tensões atuantes foi avaliado em duas dimensões, assumindo que a tensão principal intermediária (σ_2) exerce influência mínima na iniciação e propagação das fraturas nas amostras e, portanto, apenas as tensões principais σ_1 e σ_3 foram consideradas.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad \text{Equação 16}$$

Em que:

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor;

σ_{ci} = resistência à compressão não confinada; e

m_i = constante de material, para a rocha intacta.

Os parâmetros “ m_i ” e “ σ_{ci} ” são determinados por meio de análises de regressão, a partir da realização de ensaios de compressão triaxial em diferentes tensões confinantes. Hoek e Martin (2014) destacam que a constante “ m_i ” pode ser utilizada como um indicador da fragilidade do material em estudo, em que rochas menos resistentes e mais dúcteis apresentam baixos valores de “ m_i ”, enquanto rochas mais resistentes e mais frágeis resultam em valores elevados desse parâmetro. Além disso, é importante ressaltar que o valor de “ σ_{ci} ” não será, necessariamente, idêntico ao valor da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta obtido nos ensaios de laboratório, mas trata-se de uma constante de ajuste da envoltória, que corresponde à resistência à compressão no estado não confinado (HOEK; BROWN, 2018).

O critério generalizado de Hoek-Brown (2018), definido pela Equação 17, é utilizado para estimar a resistência de maciços rochosos. As constantes “ m_b ”, “ s ” e “ a ” são referentes ao material do maciço rochoso, obtidas pelas equações a seguir.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Equação 17}$$

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad \text{Equação 18}$$

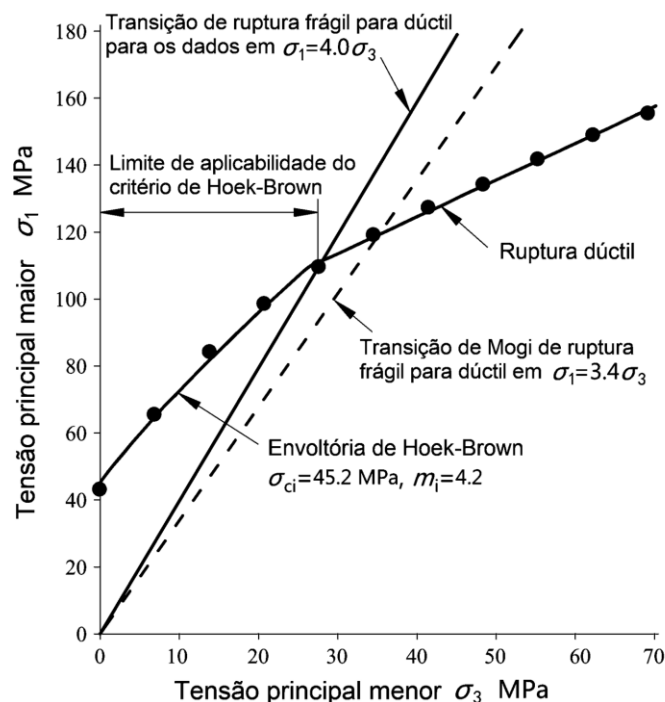
$$s = \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \quad \text{Equação 19}$$

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

Nessas equações, “ D ” é um fator que depende do grau de dano ao qual o maciço rochoso foi exposto por explosões e alívio de tensões, variando de 0, quando não há danos ao maciço rochoso circundante de uma escavação, até 1, quando há muito dano. Para a rocha intacta, as constantes “ s ” e “ a ” são iguais a 1,0 e 0,5, respectivamente.

É importante ressaltar que o critério proposto por Hoek e Brown (2018) foi desenvolvido para representar a ruptura por cisalhamento em rochas, sendo aplicável a tensões confinantes dentro do intervalo definido por $\sigma_3 = 0$ e a transição da ruptura por cisalhamento para ruptura dúctil, conforme indicado na Figura 8. Essa transição é representada por uma reta, descrita como $\sigma_1 = 4\sigma_3$ com base nos dados de ensaios triaxiais realizados por Schwartz (1964), e como $\sigma_1 = 3,4\sigma_3$ no estudo realizado por Mogi (1966).

Figura 8 – Limite de aplicabilidade do critério de Hoek-Brown



Fonte: Adaptada de Hoek e Brown (2018).

De acordo com Hoek e Martin (2014), quando o critério de Hoek-Brown foi inicialmente proposto, havia pouco interesse em conhecer a resistência à tração das rochas e, frequentemente, presumia-se que esse valor era nulo. Contudo, à medida que as escavações em projetos de engenharia civil, mineração e exploração de petróleo atingiam maiores profundidades, a necessidade de compreensão dessa propriedade tornou-se cada vez mais evidente. Além disso, os autores afirmam que o critério de Hoek-Brown não representa adequadamente o comportamento da rocha em condições de tração confinada ($\sigma_3 < 0$) e, simplesmente estender a Equação 16 até o ponto em que σ_3 intercepta o valor nulo de σ_1 não forneceria um valor representativo para a resistência à tração da rocha.

Nesse contexto, Hoek e Martin (2014) apresentaram uma solução prática para o problema em questão, propondo uma envoltória de ruptura de Hoek-Brown com um *cut-off* de tração. Essa abordagem foi desenvolvida com base na teoria de iniciação de fratura de Griffith, generalizada por Fairhurst (1971) em termos da razão $\sigma_{ci}/|\sigma_t|$, descrita pelas seguintes condições:

- Se $w(w-2)\sigma_3 + \sigma_1 \leq 0$, a ruptura ocorre quando $\sigma_3 = \sigma_t$;
- Se $w(w-2)\sigma_3 + \sigma_1 > 0$, a ruptura ocorre quando:

$$\sigma_1 = \frac{(2\sigma_3 - A\sigma_t) + \sqrt{(A\sigma_t - 2\sigma_3)^2 - 4(\sigma_3^2 + A\sigma_t\sigma_3 + 2AB\sigma_t^2)}}{2}$$

Em que “ σ_t ” corresponde à resistência à tração, e os valores de “A”, “B” e “w” são obtidos pelas seguintes equações:

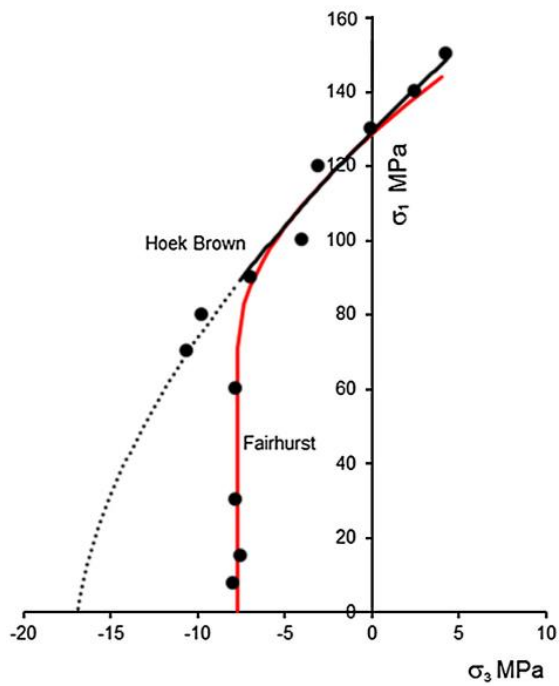
$$A = 2(w - 1)^2, \quad B = \left(\frac{w - 1}{2}\right)^2 - 1, \quad w = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} + 1}$$

Desta forma, a relação aproximada entre as resistências à compressão (σ_{ci}) e à tração (σ_t) e o parâmetro de Hoek-Brown “ m_i ”, proposta por Hoek e Martin (2014), é descrita pela Equação 21, recomendada a ser utilizada na ausência de dados experimentais que definam o comportamento na região de tração. Essa equação foi obtida a partir de dados de ensaios triaxiais, incluindo ensaios de tração direta, realizados por Ramsey e Chester (2004) e Bobich (2005), ajustando as equações de Hoek-Brown (1980, 2018) e Fairhurst (1971) a esses dados, conforme mostrado na Figura 9.

$$\frac{\sigma_{ci}}{|\sigma_t|} = 0,81m_i + 7 \quad \text{Equação 21}$$

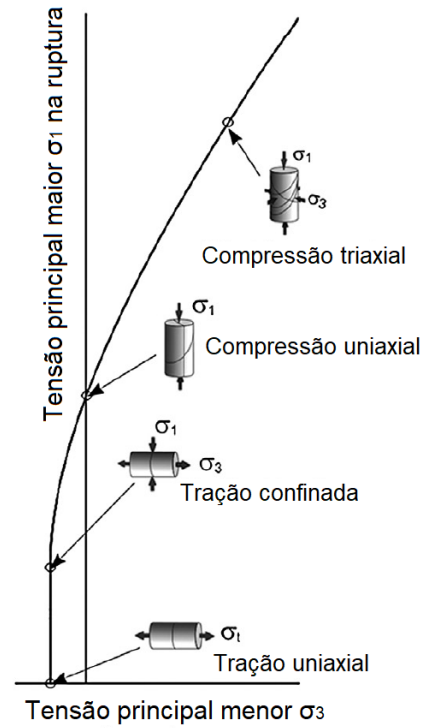
A envoltória de ruptura de Hoek-Brown em termos das tensões principais é apresentada na Figura 10, com a indicação dos estados de tensão que podem ser avaliados a partir da realização de ensaios de laboratório, incluindo o *cut-off* de tração.

Figura 9 – Gráfico combinado dos critérios de ruptura de Hoek-Brown e Fairhurst com *cut-off* de tração



Fonte: Hoek e Martin (2014).

Figura 10 – Envoltória de Hoek-Brown em termos das tensões principais



Fonte: Adaptada de Hoek e Martin (2014).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Sienogranito

Os granitos, classificados como rochas ígneas intrusivas, são originados do processo de solidificação do magma, cujo resfriamento gradual permite a completa cristalização dos minerais (MARQUES; LEÃO, 2023). Por sua vez, o sienogranito é identificado como um subtipo específico de granito, em que a sua denominação litológica é determinada com base na relação entre as porcentagens de K-feldspato, quartzo e plagioclásio (LE MAITRE *et al.*, 2002).

Para a realização do programa experimental desta pesquisa, foram utilizados blocos de rocha intacta de um sienogranito. Esses blocos apresentavam-se na condição de rocha sã (W1), levemente intemperizada (W2) e moderadamente intemperizada (W3), de acordo com a classificação da ISRM (1978, 1981), apresentada anteriormente na Tabela 1. Os blocos de sienogranito estavam situados em uma pedreira de extração de rochas ornamentais, localizada no município de Cachoeiro de Itapemirim – ES. A principal jazida dessa pedreira é apresentada na Figura 11, onde o processo de lavra é realizado pelo método de bancadas baixas e o corte dos blocos de rocha é feito com a utilização de fio diamantado.

Figura 11 – Pedreira de extração de rochas ornamentais



Fonte: A autora (2024).

Na localidade pertencente à empresa proprietária da pedreira, foram encontrados blocos de dimensões reduzidas, conforme indicados na Figura 12. Dentre os blocos de rocha identificados na região, parte deles resultou do processo de extração e corte das rochas, apresentando dimensões inadequadas para comercialização, enquanto outros estavam localizados em maciços adjacentes. Diante do exposto, esses blocos foram selecionados para a realização desta pesquisa, principalmente devido à disponibilidade de amostras que abrangem desde a rocha sã até moderadamente intemperizada, além de considerar a relevância econômica e geológica da região.

Figura 12 – Exemplos de blocos de rocha encontrados na localidade da pedreira



(a)



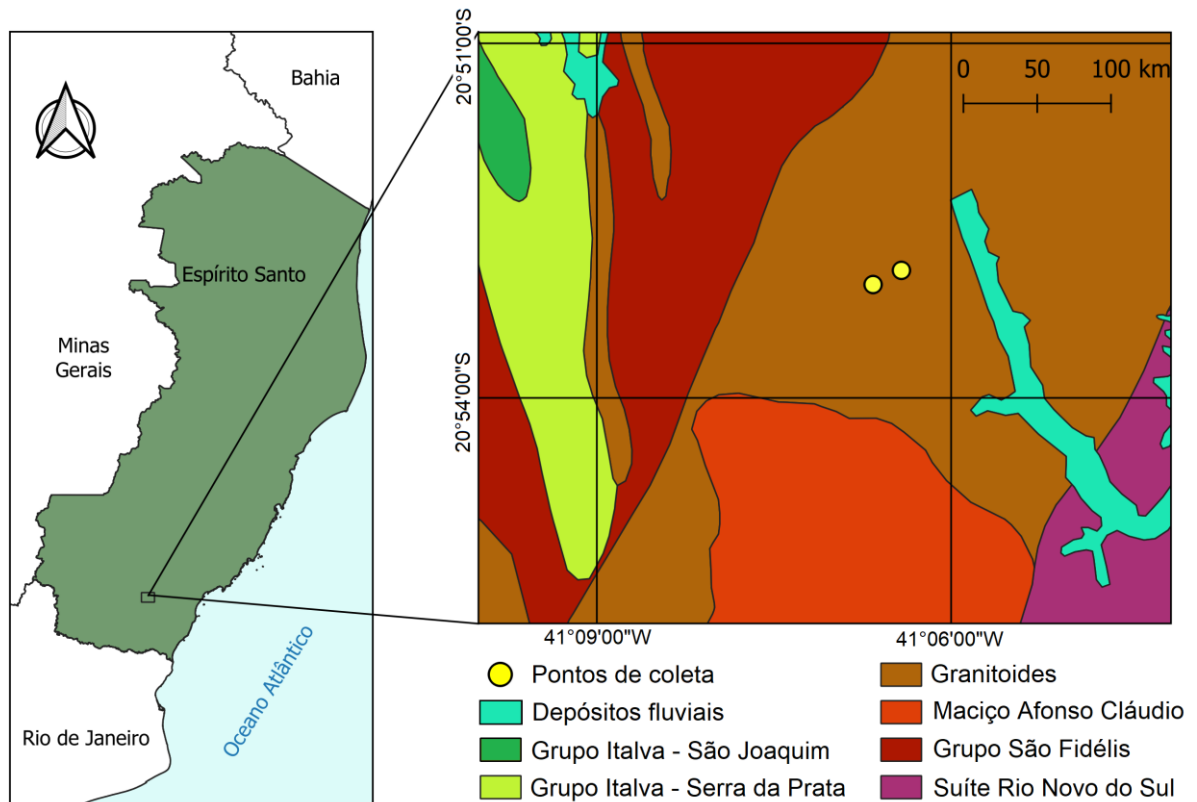
(b)

Fonte: A autora (2024).

3.1.2 Contexto geológico e econômico da região

O contexto litológico da região onde está situada a pedreira em questão é apresentado no mapa exibido na Figura 13, contendo a indicação dos pontos de coleta dos blocos de sienogranito. Esse mapa foi elaborado com base nas informações divulgadas pelo Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2018), referentes à versão nº 4 do Mapa Geológico do Espírito Santo, datada de 06 de junho de 2019.

Figura 13 – Mapa litológico da região



Fonte: A autora (2024).

Com base na Figura 13, é possível observar que os pontos de coleta dos blocos estão situados sobre a unidade litoestratigráfica “Granitoides”. De acordo com o CPRM (2015), esses granitoides são classificados como foliados a gnáissicos, predominantemente metaluminosos, calcialcalinos, do tipo I (cordilheiranos). Foram formados na Era Neoproterozoica, no estágio pré a sin-orogênico, a partir de um magmatismo plutônico félsico, e estão geotectonicamente situados no Orógeno do Araçuá.

Segundo o CPRM (2015), a região litoestratigráfica em que os pontos estão inseridos corresponde a uma faixa alongada, de aproximadamente 60 km de comprimento por 8 km de largura, disposta segundo a direção NE-SW, e abrange desde a localidade de Vargem Grande do Soturno, ao norte, até o limite leste do estado do Espírito Santo, próximo à localidade de Ponte do Itabapoana. Nessa região, as rochas podem exibir uma estrutura granítica ou estruturada, com granulação fina a média e coloração cinza-clara. A mineralogia principal é, geralmente, formada por plagioclásio de composição oligoclásio-andesina, com abundantes geminações complexas. A mineralogia acessória inclui microclina,

subdiomórfica, com abundante geminação segundo a lei da Albita-Periclina. Outros minerais acessórios menores, como zircão, apatita, granada, opacos, allanita e titanita podem estar presentes, além de alguns plagioclásios encontrarem-se sericitizados e a biotita epidotizada (CPRM, 2015).

Além disso, o Instituto Euvaldo Lodi – IEL/ES (2013) afirma que, no contexto das rochas ornamentais, as jazidas de granito englobam uma ampla variedade de rochas silicáticas, cuja associação mineralógica mais comum é composta por quartzo, feldspatos e micas. Esse material é extensamente comercializado no segmento das rochas ornamentais, sendo muito utilizado na construção civil, em aplicações como revestimentos internos e externos, bancadas, soleiras, entre outras. A ampla utilização dos granitos nesse setor deve-se, principalmente, à sua maior durabilidade e resistência em relação aos mármore, além dos padrões estéticos diferenciados e possibilidades de paginação em pisos e fachadas (IEL/ES, 2013).

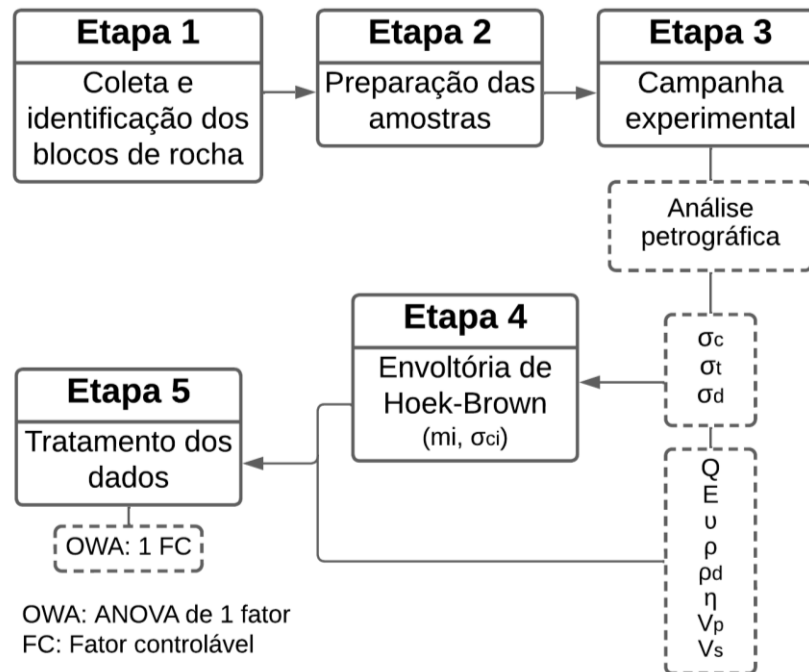
Segundo o relatório do Centro Brasileiro dos Exportadores de Rochas Ornamentais – CENTROROCHAS (2023), o estado do Espírito Santo foi responsável por 82,2% do faturamento das exportações de rochas ornamentais do Brasil em 2023. Nesse cenário, destaca-se o município de Cachoeiro de Itapemirim como o principal exportador de blocos de granito do país, sendo popularmente conhecido como a capital nacional do mármore e granito. Diante disso, o município possui diversas jazidas de granito, predominantemente localizadas em maciços rochosos superficiais, susceptíveis à ação dos agentes intempéricos, o que resulta na formação de perfis de intemperismo.

Desta forma, em virtude de sua relevância tanto no âmbito econômico quanto geológico, o conhecimento a respeito das propriedades geomecânicas desse material torna-se essencial. Tal compreensão é fundamental para garantir a segurança e estabilidade dos maciços durante os processos de lavra, bem como a qualidade em relação às características de resistência e durabilidade do produto final.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desenvolvido nesta pesquisa foi dividido em cinco principais etapas, apresentadas na Figura 14.

Figura 14 – Fluxograma do programa experimental



Fonte: A autora (2024).

A Etapa 1 consistiu na coleta dos blocos de rocha e na identificação inicial do grau de alteração das amostras coletadas. Na Etapa 2, procedeu-se à extração dos corpos de prova dos blocos previamente coletados, seguida da preparação das amostras a serem ensaiadas posteriormente.

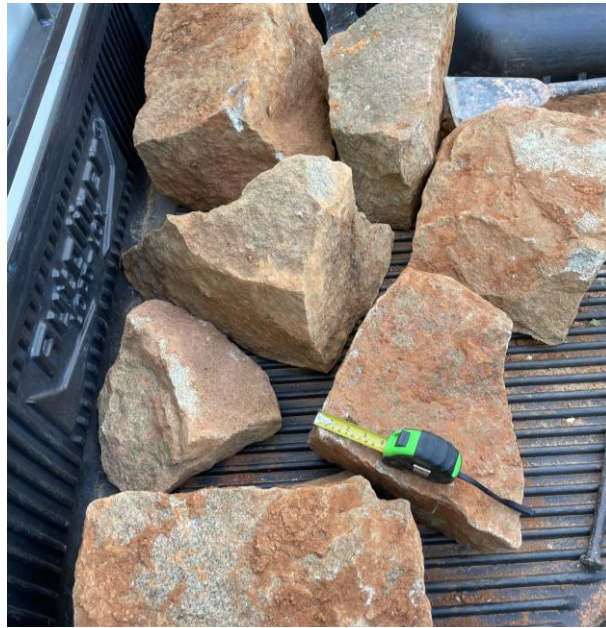
A Etapa 3 consistiu na realização de uma extensa campanha experimental, resultando na determinação das propriedades de resistência, de deformabilidade e da caracterização física do material. Nesse sentido, foram executados os ensaios de compressão uniaxial e triaxial, tração direta com a utilização do CTC, tração indireta pelo ensaio brasileiro (compressão diametral), ensaio do martelo Schmidt, bem como a determinação dos índices físicos e da velocidade de propagação de ondas compressivas e cisalhantes.

Na etapa 4 foram obtidas as envoltórias de ruptura, pelo critério de Hoek-Brown, para os graus de alteração intempérica estudados. Por fim, na Etapa 5, foi realizado o tratamento estatístico dos dados por meio da análise de variância (ANOVA), a fim de avaliar se o intemperismo foi capaz de influenciar significativamente as propriedades geomecânicas do sienogranito. Essas etapas estão descritas, detalhadamente, nos tópicos a seguir.

3.3 ETAPA 1: COLETA E IDENTIFICAÇÃO DOS BLOCOS DE ROCHA

Na etapa inicial desta pesquisa, realizou-se a coleta de 14 blocos de rocha intacta do sienogranito, dos quais alguns deles estão apresentados na Figura 15.

Figura 15 – Blocos coletados do sienogranito



Fonte: A autora (2024).

Esses blocos foram coletados em dois pontos de amostragem, especificados na Figura 16. Ambos os pontos estão situados em uma área pertencente a uma pedreira de extração de rochas ornamentais, localizada no município de Cachoeiro de Itapemirim – ES. O primeiro ponto de coleta corresponde aos arredores da jazida principal de extração, enquanto o segundo local refere-se a uma área destinada à fabricação de paralelepípedos para calçamento de ruas, em que os blocos de rocha coletados foram encontrados em maciços circundantes a essa área.

Destaca-se que os materiais localizados nos dois pontos de coleta correspondem à mesma litologia, segundo o Mapa Geológico do Espírito Santo (CPRM, 2018), conforme apresentado anteriormente na Figura 13.

Figura 16 – Localização dos pontos de coleta dos blocos de sienogranito



Fonte: Google Earth (2024).

A identificação dos blocos de rocha em relação ao seu grau de alteração intempérica baseou-se na classificação proposta pela ISRM (1978, 1981), conforme apresentado na Tabela 1. Para isso, foi realizada uma avaliação visual durante a coleta dos blocos em campo, observando-se aspectos como a coloração da rocha, a presença de fissuras aparentes, o preenchimento dessas fissuras e a ocorrência de minerais visivelmente intemperizados. Adicionalmente, utilizou-se o teste do martelo geológico, recomendado pela ISRM (1978), para avaliar a resistência dos blocos de rocha ao risco e à desagregação, atentando-se também para o som produzido pelo impacto do martelo sobre os blocos, o qual está apresentado na Figura 17.

Figura 17 – Martelo geológico utilizado na análise das amostras



Fonte: A autora (2024).

Nesse sentido, os principais aspectos observados na avaliação realizada em campo estão resumidos na Tabela 4, enquanto a identificação e a classificação de cada bloco quanto ao grau de alteração intempérica são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 4 – Aspectos analisados na avaliação preliminar em campo

Classe	Aspectos visuais (ISRM, 1981)	Teste do martelo geológico (ISRM, 1978)
Rocha sã (W1)	Nenhum sinal visível de alteração da matriz rochosa e das paredes das descontinuidades. O brilho dos minerais está preservado.	A amostra de rocha só pode ser lascada com o martelo geológico. O som produzido pelo impacto do martelo na rocha é agudo e estridente.
Levemente intemperizada (W2)	Descoloração indica alteração da matriz rochosa e das superfícies das descontinuidades. O brilho dos minerais pode estar mais opaco.	A amostra requer vários golpes do martelo para ser fraturada. O som produzido pelo impacto do martelo na rocha é mais ameno.
Moderadamente intemperizada (W3)	Menos da metade da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. Descontinuidades alteradas e podem estar preenchidas. Minerais visivelmente alterados.	A amostra pode ser fraturada com um golpe firme do martelo geológico. O som produzido pelo impacto do martelo na rocha é grave e abafado.

Fonte: A autora (2024).

Tabela 5 – Classificação dos blocos coletados quanto ao grau de alteração

Identificação	Grau de alteração	Classificação
Bloco 1 (B1)	W3	Moderadamente alterada
Bloco 2 (B2)	W2	Levemente alterada
Bloco 3 (B3)	W3	Moderadamente alterada
Bloco 4 (B4)	W1	Rocha sã
Bloco 5 (B5)	W1	Rocha sã
Bloco 6 (B6)	W2	Levemente alterada
Bloco 7 (B7)	W2/W3	Levemente/Moderadamente alterada
Bloco 8 (B8)	W2	Levemente alterada
Bloco 9 (B9)	W2	Levemente alterada
Bloco 10 (B10)	W1	Rocha sã
Bloco 11 (B11)	W1	Rocha sã
Bloco 12 (B12)	W2	Levemente alterada
Bloco 13 (B13)	W2	Levemente alterada
Bloco 14 (B14)	W3	Moderadamente alterada

Fonte: A autora (2024).

Desta forma, os blocos selecionados para a realização desta pesquisa encontravam-se na condição de rocha sã, levemente alterada e moderadamente

alterada, correspondendo às classes de alteração intempérica de W1, W2 e W3, respectivamente. É importante destacar que essa classificação foi uma avaliação preliminar, sujeita à reavaliação nas etapas posteriores, após a preparação das amostras individuais que foram submetidas aos ensaios de laboratório.

3.4 ETAPA 2: PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Após a coleta dos blocos de rocha, os Blocos 1 ao 10 foram levados para o Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal de Viçosa (UFV) para a preparação das amostras que foram, posteriormente, submetidas aos ensaios de laboratório que compreenderam a campanha experimental desta pesquisa.

Devido à indisponibilidade do equipamento específico para a execução do ensaio de compressão triaxial na UFV, esse procedimento foi conduzido na Pontifícia Universidade Católica (PUC-Rio), juntamente com o ensaio de compressão uniaxial, ambos realizados na mesma máquina de ensaios. Em virtude disso, os Blocos 11 ao 14 foram encaminhados para o Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio onde as amostras foram preparadas e, posteriormente, submetidas aos ensaios específicos mencionados anteriormente.

Inicialmente, os testemunhos foram extraídos dos blocos de rocha por meio de uma máquina perfuratriz, composta por um cálice cilíndrico com uma coroa diamantada acoplada em sua extremidade, conforme apresentado na Figura 18. Nesse processo, foram utilizadas duas coroas diamantadas, sendo a primeira com diâmetro interno de 67,5 mm, destinada à extração das amostras para o ensaio de tração direta, e outra com diâmetro interno de 54 mm, utilizada para as amostras direcionadas aos demais ensaios.

Posteriormente, os corpos de prova foram serrados, utilizando-se uma serra circular diamantada, apresentada na Figura 19, a fim de atenderem às dimensões necessárias para a realização dos ensaios. Em seguida, as amostras foram retificadas, para garantir que as suas extremidades estivessem lisas e paralelas, utilizando-se uma retífica composta por um disco diamantado e um pistão para acoplamento das amostras, conforme apresentado na Figura 20. Esse procedimento é importante para evitar a formação de pontos de concentração de tensões no decorrer dos ensaios.

Figura 18 – Extração dos testemunhos de rocha

Fonte: A autora (2024).

Figura 19 – Serra circular diamantada

Fonte: A autora (2024).

Figura 20 – Retificação das amostras

Fonte: A autora (2024).

A ASTM (2014) recomenda que os corpos de prova submetidos ao ensaio de compressão uniaxial possuam a relação altura/diâmetro (H/D) entre 2,0 e 2,50. Enquanto isso, a ISRM (2007) sugere que as amostras preparadas para o ensaio de compressão triaxial possuam a relação H/D entre 2,0 e 3,0. Desta forma, todas as amostras preparadas para os ensaios de compressão uniaxial e triaxial foram serradas com a relação H/D entre 2,0 e 2,5, já que esse intervalo atende às duas recomendações supracitadas.

Em relação às amostras que foram submetidas ao ensaio brasileiro, a ISRM (2007) sugere que a relação H/D esteja próxima de 0,5. Nesse sentido, para a preparação desses corpos de prova, houve a necessidade de produzir um suporte que mantivesse as amostras fixas durante o processo de retificação. Esse suporte, apresentado na Figura 21, foi fabricado em PVC e possui abraçadeiras metálicas para garantir a fixação adequada da amostra durante o procedimento.

Figura 21 – Suporte para retificação das amostras em formato de disco



Fonte: A autora (2024).

Para a execução do ensaio de tração direta, utilizando-se o conversor de compressão para tração (CTC), proposto por Klamphumeesri (2010), é necessário que as amostras possuam o formato de halter ou “*dog bone*”. Desta maneira, após a extração e a preparação dos tarugos na UFV, as amostras foram encaminhadas para a PUC-Rio para serem usinadas, devido à ausência desse equipamento específico de usinagem em rochas na UFV. Esse procedimento foi conduzido em um torno mecânico, apresentado na Figura 22. Devido às limitações desse equipamento, o formato viável para a execução das amostras foi o de halter, com diâmetro de 67,5 mm e comprimento mínimo de 160 mm cada.

Figura 22 – Torno mecânico utilizado para usinagem em rochas



Fonte: A autora (2024).

Desta forma, o quantitativo de amostras preparadas é detalhado na Tabela 6, totalizando 183 corpos de prova, que foram utilizados para a realização da campanha experimental desta pesquisa.

Tabela 6 – Quantitativo de amostras preparadas para a realização da campanha experimental

Dimensões dos corpos de prova	W1	W2	W3	Total
D = 54 mm e $2,0 < H/D < 2,5$	26	19	23	68
D = 54 mm e $H/D \approx 0,5$	20	37	39	96
D = 67,5 mm e $H \geq 160$ mm	6	7	6	19
				183

Fonte: A autora (2024).

É importante destacar que após a preparação das amostras, procedeu-se à classificação de cada uma delas, conforme indicado na Tabela 6, segundo os critérios propostos pela ISRM (1978, 1981). Essa classificação individual, realizada após a prévia classificação dos blocos, é de extrema importância, já que em alguns blocos a parte superficial externa apresentava sinais de maior alteração em comparação às áreas centrais. Assim, um mesmo bloco de rocha resultou em amostras de diferentes graus de alteração intempérica. Além disso, após a realização dos ensaios de laboratório, essa classificação foi reavaliada, considerando os resultados quantitativos obtidos.

Diante desse cenário, a avaliação individual das amostras, após a classificação inicial dos blocos, torna-se imprescindível para garantir a representatividade do material e a correta avaliação das características da rocha em função do grau de alteração.

3.5 ETAPA 3: CAMPANHA EXPERIMENTAL

Nesta etapa da pesquisa, realizou-se uma extensa campanha experimental por meio de ensaios laboratoriais, com o objetivo de caracterizar o material em estudo e avaliar suas propriedades geomecânicas em relação à alteração intempérica.

As propriedades referentes à caracterização do sienogranito incluíram a análise petrográfica, os índices físicos de massa específica aparente seca (ρ_d), massa específica aparente natural (ρ) e porosidade aparente (η), além da determinação das velocidades de propagação de ondas compressivas (V_p) e cisalhantes (V_s). Em relação às propriedades associadas à resistência do material, foram determinadas a resistência à compressão uniaxial (σ_c), a resistência à tração

indireta ($\sigma_{t,CD}$) obtida pelo ensaio de compressão diametral, a resistência à tração direta (σ_t) com o auxílio do conversor de compressão para tração (CTC), a máxima tensão desviadora (σ_d) suportada na condição de compressão triaxial e a resistência ao impacto do esclerômetro de Schmidt (Q). No que diz respeito às características associadas à deformabilidade do material, foram obtidos as constantes elásticas estáticas de módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), além do módulo de elasticidade dinâmico (E_d) e o coeficiente de Poisson dinâmico (ν_d).

Desta forma, a campanha experimental compreendeu 3 tratamentos, cada um correspondendo a um dos graus de alteração intempérica estudados (W1, W2 e W3), onde cada tratamento incluiu a realização da análise petrográfica, além da execução de sete tipos de ensaios de laboratório, a fim de obter as propriedades geomecânicas mencionadas anteriormente. O resumo dessas informações, contendo os ensaios executados, suas diretrizes, as propriedades obtidas e o local de realização dos ensaios de laboratório está apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 – Resumo do programa experimental realizado na pesquisa

Ensaio	Diretrizes	Propriedades obtidas	Local
Análise petrográfica	Le Maitre <i>et al.</i> (2002)	Litologia; mineralogia; textura	Laboratório Arkad
Compressão uniaxial	ASTM (2014)	σ_c , E, ν	PUC-Rio
Compressão triaxial	ISRM (2007)	σ_d	PUC-Rio
Tração direta (CTC)	Klamphumeesri (2010); Baêso (2019)	σ_t	UFV
Tração indireta (compressão diametral)	ISRM (2007)	$\sigma_{t,CD}$	UFV
Esclerômetro de Schmidt	ISRM (2014)	Q	UFV
Índices físicos	ISRM (2007)	ρ_d , η	UFV
Velocidade de propagação do pulso ultrassônico	ASTM (2000)	V_p , V_s , E_d , ν_d	UFV

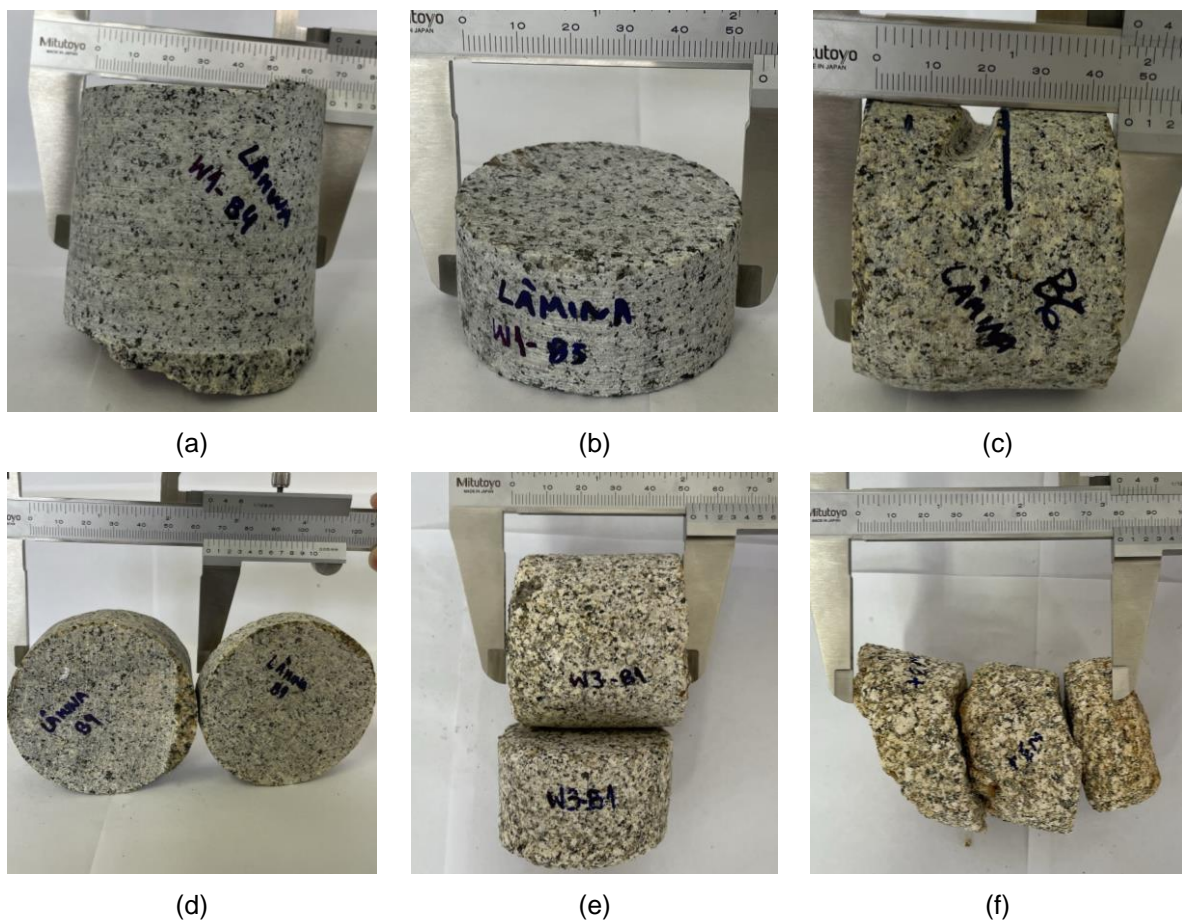
Fonte: A autora (2024).

3.5.1 Análise petrográfica

Foram confeccionadas seis lâminas delgadas para a realização da análise petrográfica do sienogranito em estudo. Assim, para a preparação dessas lâminas,

foram selecionados seis grupos de fragmentos, previamente categorizados de acordo com o grau de alteração intempérica, segundo a classificação da ISRM (1978, 1981). Dentre eles, dois eram referentes à rocha sã (W1), outros dois correspondiam à rocha levemente alterada (W2), um encontrava-se moderadamente intemperizado (W3), e o último grupo apresentava maiores sinais de alteração intempérica, sendo classificado como W3/W4, por estar, visivelmente, na transição entre esses dois grupos, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Fragmentos selecionados para a confecção das lâminas de sienogranito referentes aos graus de alteração: (a) W1, (b) W1, (c) W2, (d) W2, (e) W3 e (f) W3/W4



Fonte: A autora (2024).

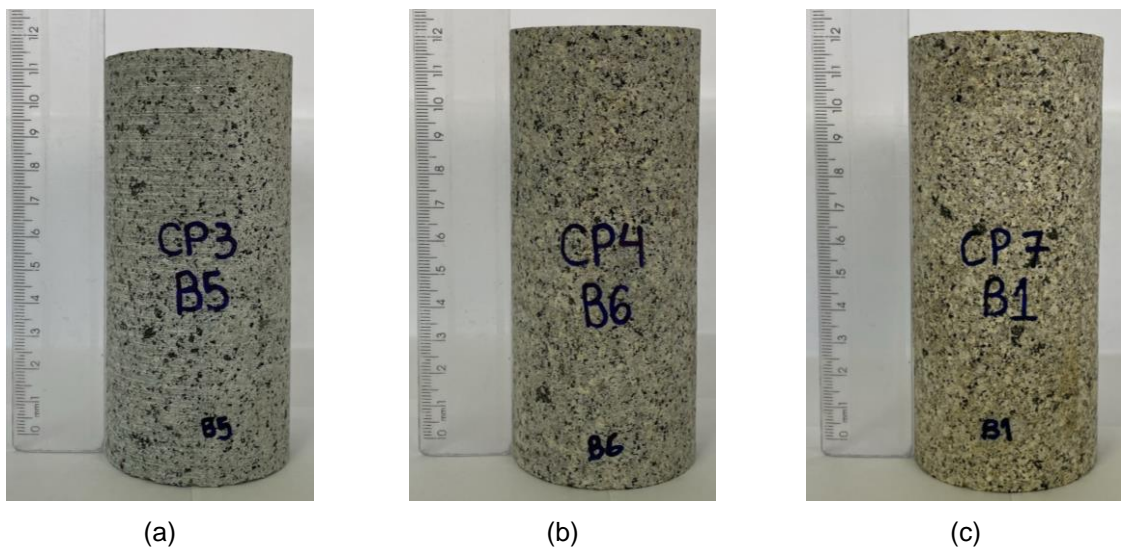
Essa análise foi executada com o objetivo de obter a classificação litológica da rocha, além da determinação da porcentagem de material intemperizado, a fim de auxiliar a identificação do grau de alteração das amostras. Adicionalmente, foram identificados aspectos mineralógicos, texturais e estruturais do sienogranito, assim como o número de fraturas por centímetro observadas em cada lâmina.

A confecção das lâminas e a descrição petrográfica foram realizadas pelo Laboratório Arkad, utilizando-se um microscópio petrográfico de luz polarizada. A classificação litológica seguiu o sistema proposto por Le Maitre *et al.* (2002).

3.5.2 Ensaio de compressão uniaxial

Para a realização do ensaio de compressão uniaxial, foram utilizadas amostras cilíndricas com diâmetro aproximado de 54 mm e relação altura/diâmetro (H/D) entre 2,0 a 2,5, conforme as diretrizes da ASTM (2014). No total, sete amostras foram submetidas ao ensaio de compressão uniaxial, em que três encontravam-se na condição de rocha sã (W1), duas estavam levemente intemperizadas (W2) e as outras duas eram moderadamente intemperizadas (W3). As amostras nas três condições de alteração são exemplificadas na Figura 24.

Figura 24 – Amostras cilíndricas com $D = 54$ mm e $2,0 \leq H/D \leq 2,5$: (a) W1, (b) W2 e (c) W3



Fonte: A autora (2024).

Após a preparação das amostras, o ensaio de compressão uniaxial foi realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, de acordo com o procedimento sugerido pela ASTM (2014). Para a execução desse ensaio, utilizou-se uma prensa servocontrolada da marca MTS, modelo 815, que possui garras hidráulicas e capacidade de carga compressional de até 4600 kN. Essa prensa é controlada pelo software *MTS TestSuite™ Multipurpose Elite (MPE)* da MTS. Além disso, foram acoplados três extensômetros aos corpos de prova, em que dois deles

foram utilizados para medir a deformação na direção axial, referentes ao modelo MTS 632.90F-12, e o terceiro foi empregado para medir a deformação circunferencial durante o ensaio, equivalente ao modelo MTS 632.92H-03. A aquisição dos dados referentes à instrumentação do ensaio foi realizada por meio do software MTS *FlexTest* (TM) 60, versão nº 6.0A6388. Durante o procedimento, o controle da força e do deslocamento do equipamento foi executado através do módulo 1, pelo sistema MX-1615B, enquanto os extensômetros foram controlados através do módulo 2, no sistema MX440B.

Os corpos de prova preparados para esse ensaio foram envoltos por uma membrana termo retrátil, utilizada, neste caso, com o intuito de evitar a desagregação do corpo de prova após a ruptura, como demonstrado na Figura 25.

Figura 25 – Corpo de prova com extensômetros axiais e circunferencial acoplados



Fonte: A autora (2024).

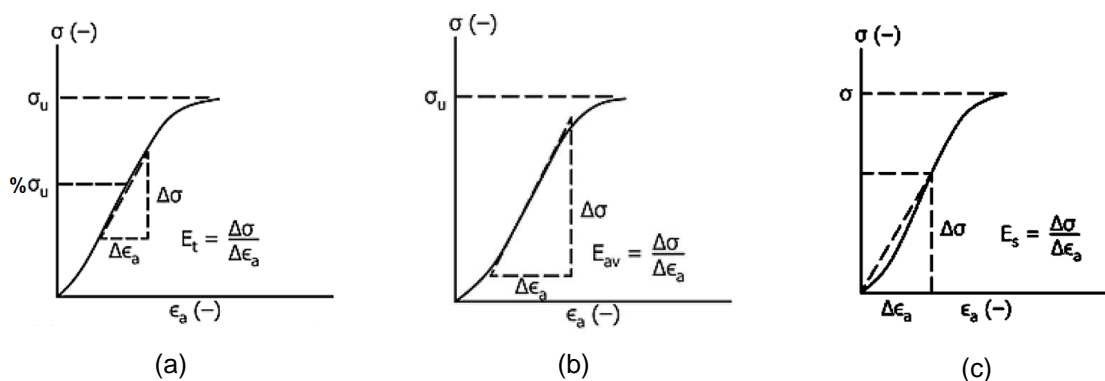
O procedimento do ensaio consistiu em um carregamento inicial até o valor correspondente a 60% da carga última suportada pela rocha, que havia sido previamente determinada em um corpo de prova de teste para os grupos de W1 e W3. Em seguida, as amostras foram descarregadas até atingir 10% da carga última e, posteriormente, o carregamento foi aumentado até a ruptura do material. Para as amostras de W2, os pontos de descarregamento e recarregamento basearam-se nas porcentagens da carga última suportada pelas amostras de W1, devido à semelhança no comportamento observado entre essas amostras. O ensaio foi realizado por controle de deformação axial com taxa de 0,00005 mm/mm/s, desde o

seu início até atingir o ponto de recarregamento correspondente a 60% da carga máxima anteriormente obtida. A partir desse ponto, foi realizado o controle por deslocamento circunferencial, mantendo uma taxa de 0,0015 mm/s até a ruptura do corpo de prova.

O valor da resistência à compressão uniaxial (σ_c) das amostras foi obtido pela Equação 1, definida como o quociente da carga máxima suportada dividida pela área da seção transversal do corpo de prova, conforme sugerido pela ASTM (2014).

Para a determinação do módulo de elasticidade, a ASTM (2014) propõe três métodos de cálculos, baseados no resultado do ensaio de compressão uniaxial, como apresentados na Figura 26. Neste estudo, utilizou-se o método de cálculo indicado na Figura 26 (b), no trecho de recarregamento, para a determinação do módulo de elasticidade do sienogranito, o qual foi obtido por meio da Equação 5. Quanto ao coeficiente de Poisson (ν), a sua determinação foi realizada por meio da Equação 6. Cabe destacar que, para a determinação das constantes elásticas “E” e “ ν ”, os corpos de prova de teste de W1 e W3 foram desconsiderados, uma vez que eles foram inicialmente empregados para conhecer a carga de compressão máxima suportada pelas amostras e, nestes casos, o procedimento do ensaio foi feito sem o trecho de descarregamento e recarregamento.

Figura 26 – Métodos para cálculo do módulo de elasticidade: (a) tangente a uma porcentagem da carga final, (b) a partir da porção linear da curva e (c) secante a uma porcentagem da carga final



Fonte: ASTM (2014).

3.5.3 Ensaio de compressão triaxial

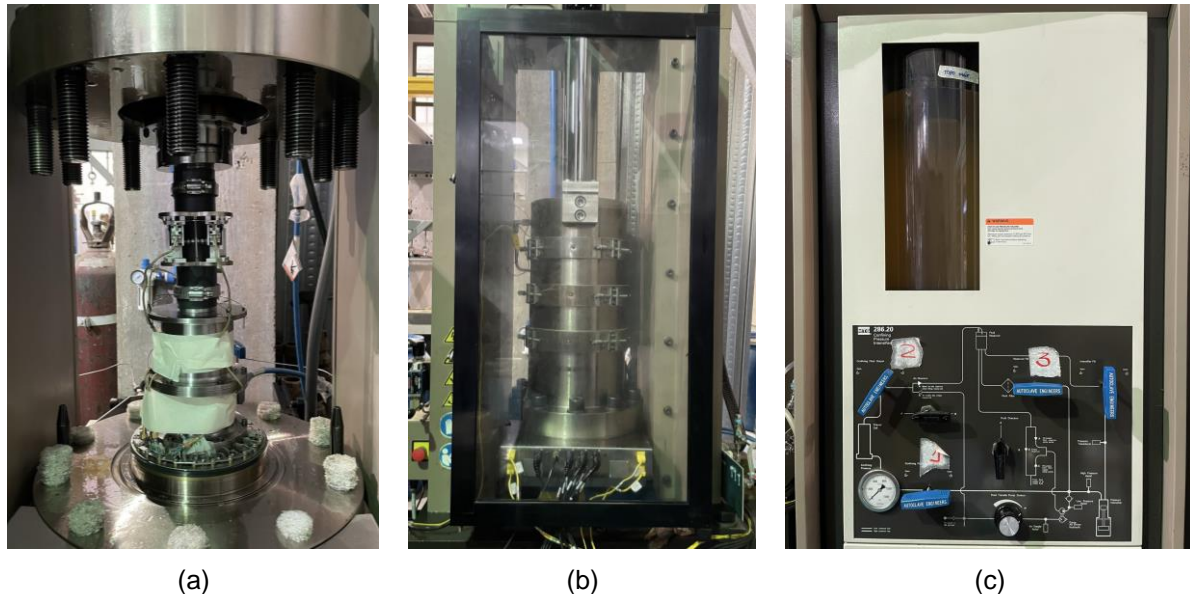
Para a realização do ensaio de compressão triaxial, foram utilizadas amostras cilíndricas com diâmetro aproximado de 54 mm e relação altura/diâmetro (H/D) entre

2,0 a 2,5, atendendo ao intervalo estabelecido pela ISRM (2007), conforme exemplificado, anteriormente, na Figura 24. Cada amostra foi posicionada entre dois suportes metálicos, denominados “caps”, para a aplicação de uma membrana termo retrátil ao longo de todo o seu comprimento. Após ser posicionada ao redor da amostra, a membrana foi aquecida, para se ajustar à sua superfície. Em seguida, foram fixadas duas abraçadeiras metálicas, uma em cada extremidade do corpo de prova, para garantir a sua completa vedação e evitar a penetração do líquido confinante durante o decorrer do ensaio.

Após a preparação das amostras, o ensaio de compressão triaxial foi realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, de acordo com o procedimento sugerido pela ISRM (2007). Para a execução deste ensaio, utilizou-se a mesma prensa servocontrolada usada no ensaio de compressão uniaxial, referente ao modelo 815 da marca MTS, que possui garras hidráulicas, capacidade de carga compressional de até 4600 kN e aplicação de tensões confinantes de até 82,7 MPa. Além disso, também foram utilizados os dois extensômetros do modelo MTS 632.90F-12 para medir a deformação na direção axial, e o extensômetro do modelo MTS 632.92H-03 para fazer a leitura da deformação na direção circunferencial da amostra no decorrer do ensaio.

O procedimento do ensaio consistiu em posicionar a amostra, com os extensômetros acoplados, na máquina de ensaios, de forma que ambas as extremidades do corpo de prova estivessem em contato com a prensa, conforme apresentado na Figura 27 (a). Para garantir esse contato, foi aplicada uma carga de 0,5 kN. Em seguida, a célula triaxial deslocou-se até envolver toda a amostra, sendo fixada por meio de parafusos, como indicada na Figura 27 (b). Posteriormente, o óleo de confinamento, que estava armazenado no reservatório, mostrado na Figura 27 (c), foi transferido para o interior da célula triaxial, mediante a abertura da válvula do sistema, sendo utilizado para aplicar a tensão confinante na amostra. Após toda a transferência do óleo para o interior do sistema, a tensão axial foi aumentada até levar a amostra à ruptura. O ensaio foi realizado com uma taxa de deformação axial constante de 0,00005 mm/mm/s.

Figura 27 – Procedimento do ensaio de compressão triaxial: (a) Posicionamento da amostra, (b) Célula triaxial fixada por parafusos e (c) reservatório com óleo usado para confinamento da amostra



Fonte: A autora (2024).

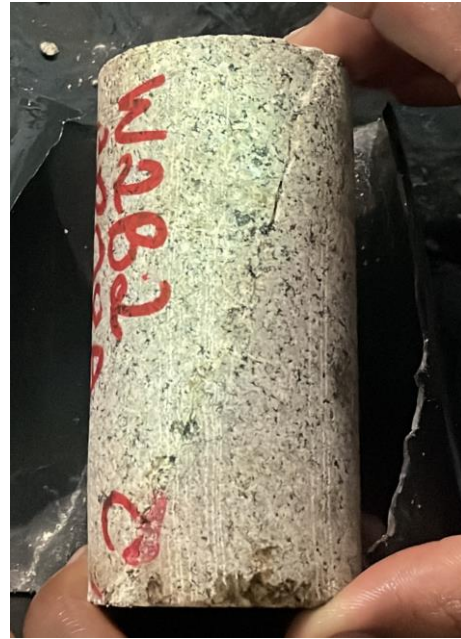
No que diz respeito às amostras de W1 e W2, foi observado que a porosidade apresentada era muito baixa, e por esse motivo os ensaios foram executados sem a drenagem do ar dos poros. Essas amostras foram submetidas a tensões confinantes de 5, 10 e 15 MPa. No entanto, as amostras de W3 apresentaram valores de porosidade mais elevada, sendo necessário realizar a drenagem do ar no decorrer do ensaio. Para isso, foi utilizado um “cap” específico, que permitisse a saída do ar das amostras, conforme apresentado na Figura 28.

Contudo, devido às limitações nas dimensões desse “cap”, a vedação das amostras de W3 para a tensão confinante de 15 MPa não pôde ser garantida, resultando na infiltração do óleo de confinamento nas amostras em decorrência da elevada tensão confinante aplicada. Diante desse cenário, as amostras de W3 foram ensaiadas com tensões confinantes de 2,5, 5 e 10 MPa, para as quais as condições de vedação foram devidamente asseguradas.

A Figura 29 exemplifica uma amostra após a ruptura, indicando que a mesma permaneceu seca ao final do ensaio, sem ocorrência de infiltração do óleo. Neste caso, a ruptura ocorreu por cisalhamento.

Figura 28 – Cap utilizado para drenagem do ar

Fonte: A autora (2024).

Figura 29 – Amostra rompida por cisalhamento

Fonte: A autora (2024).

No total, foram utilizados 29 corpos de prova no ensaio de compressão triaxial, incluindo amostras de W1, W2 e W3, submetidas a diferentes níveis de tensões confinantes, conforme indicado pela Tabela 8.

Tabela 8 – Quantitativo de amostras ensaiadas por tensão confinante para cada grau de alteração

Tensão confinante (σ_3)	W1	W2	W3
2,5 MPa	-	-	2
5,0 MPa	4	2	2
10,0 MPa	3	5	2
15,0 MPa	5	4	-
Total	12	11	6

Fonte: A autora (2024).

Durante o decorrer dos ensaios, foram registradas as medidas de deformação axial e circunferencial, tensão confinante e tensão axial, por meio do software MTS FlexTest (TM) 60, versão nº 6.0A6388. Desta forma, foi possível obter as curvas de tensão x deformação, além da determinação da tensão desviadora máxima suportada por cada amostra, por meio da Equação 22.

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

Equação 22

Em que:

σ_d = tensão desviadora;

σ_1 = tensão principal maior na ruptura; e

σ_3 = tensão principal menor na ruptura.

3.5.4 Ensaio de tração direta

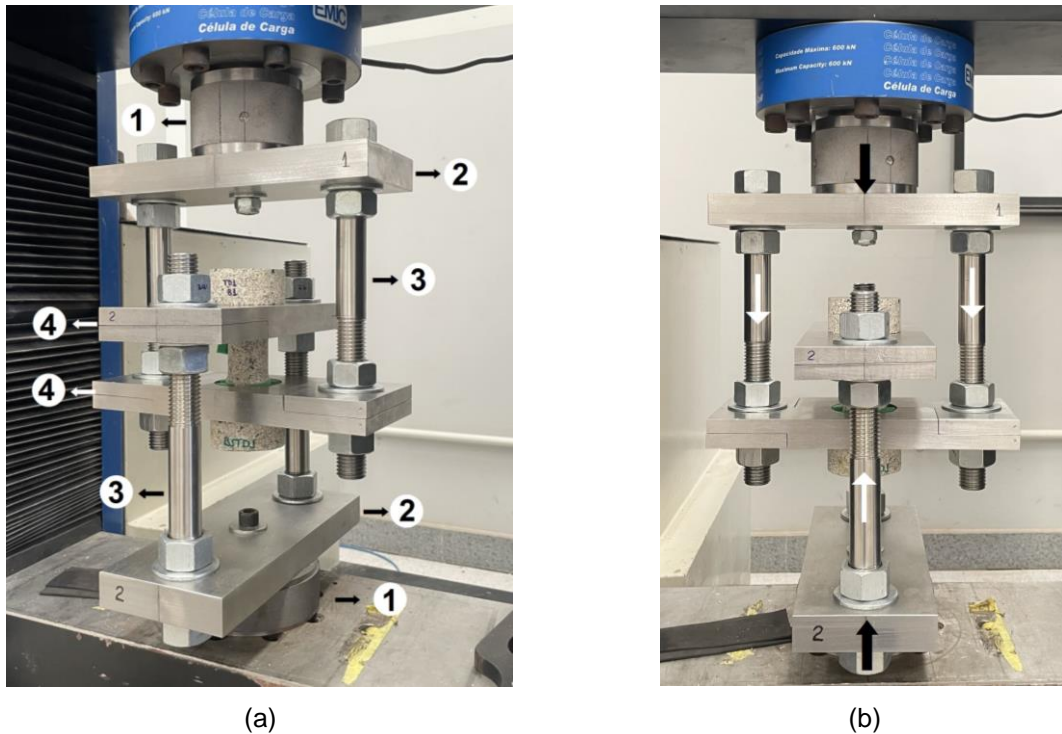
O ensaio de tração direta foi executado por meio do conversor de compressão para tração (CTC), originalmente desenvolvido por Klamphumeesri (2010), que permite a utilização de prensas convencionais de carregamento de compressão uniaxial na execução do ensaio. A fabricação do CTC utilizado nesta pesquisa foi realizada pela UFV, utilizando-se aço inoxidável, devido às suas características de alta resistência à oxidação e corrosão, boa conformabilidade e soldabilidade, além do uso de porcas e arruelas galvanizadas, conforme destacado por Baêso (2021).

A realização do ensaio de tração direta com o CTC foi conduzida no Laboratório de Estruturas da UFV. Para a execução desse procedimento, utilizou-se a máquina universal de ensaios da marca EMIC, modelo DL 60000, que possui capacidade de cargas compressivas de até 200 toneladas e carregamentos de tração de até 60 toneladas. O ensaio foi realizado com uma taxa de deslocamento constante de 0,1 mm/min, assim como no estudo desenvolvido por Baêso (2021) para amostras de um sienogranito da mesma localidade em questão. Durante o procedimento, a leitura dos carregamentos aplicados foi registrada por meio do sistema de aquisição de dados modular HBX Quantum X, que possui 64 canais.

Com o objetivo de garantir a fixação do CTC na prensa de carregamento durante o decorrer do ensaio, foram produzidas duas peças adaptadoras, fabricadas com o mesmo material do conversor. As peças que compõem esse dispositivo, demonstradas na Figura 30 (a), foram confeccionadas de acordo com as dimensões indicadas no detalhamento construtivo descrito por Baêso (2021). Além disso, o mecanismo de transferência de carregamento realizado pelo CTC é ilustrado na Figura 30 (b). Durante a execução do ensaio, um esforço compressivo é aplicado nas placas finais, as quais estão conectadas à prensa de carregamento por meio dos adaptadores. Esse carregamento é transferido através das hastes verticais até as placas de suporte, em que a amostra é posicionada, empurrando as

extremidades do corpo de prova e provocando uma tensão de tração pura na seção central da amostra.

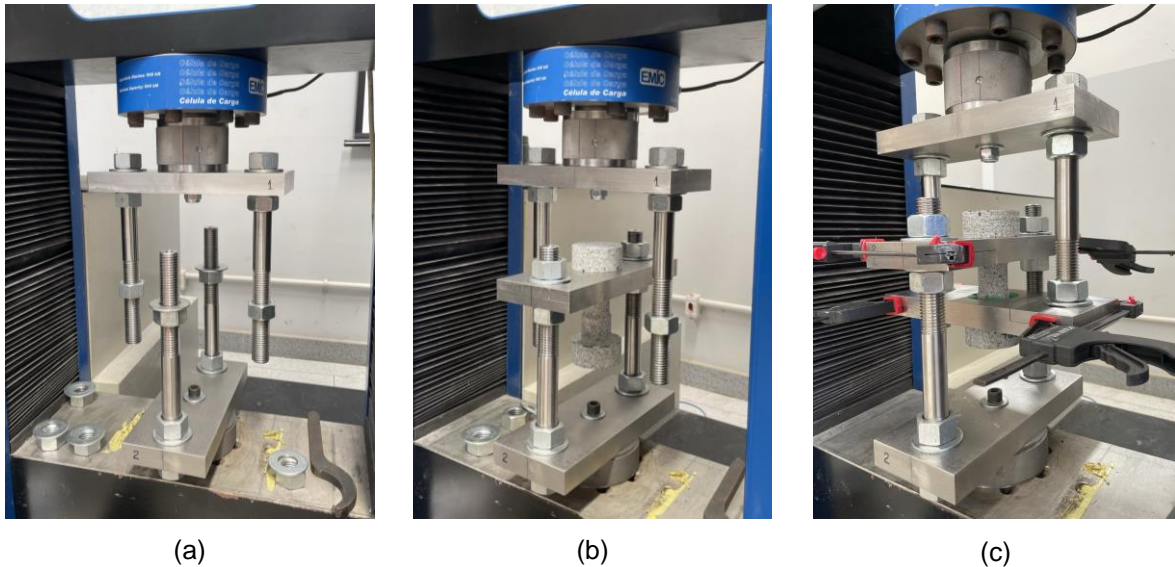
Figura 30 – Conversor de compressão para tração: (a) Peças constituintes: 1) adaptadores, 2) placas finais, 3) hastes verticais e 4) placas de suporte, e (b) mecanismo de transferência de carga



Fonte: A autora (2024).

A sequência de montagem do CTC é apresentada na Figura 31. Inicialmente, as placas das extremidades foram fixadas à prensa por meio dos adaptadores, como indicado na Figura 31 (a), com as duas hastes verticais já conectadas a cada uma dessas placas por meio de porcas e arruelas. Em seguida, a placa de suporte superior foi adicionada, com o corpo de prova previamente posicionado, conforme demonstrado na Figura 31 (b). Posteriormente, a placa de suporte inferior foi inserida, apoiando-se na superfície inferior da amostra, como ilustrado na Figura 31 (c). Adicionalmente, foram utilizados grampos para auxiliar o fechamento e a estabilidade dessas placas de apoio do corpo de prova. Por fim, o posicionamento das placas de suporte foi ajustado pelas porcas e arruelas, assegurando a horizontalidade e o paralelismo entre elas com o auxílio de um nível de bolha tubular.

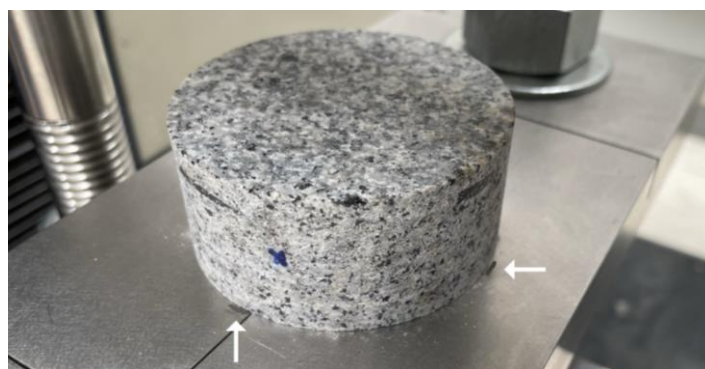
Figura 31 – Sequência de montagem do CTC



Fonte: A autora (2024).

As placas de suporte do CTC são bipartidas e possuem um furo central de 60 mm de diâmetro, projetado para permitir o encaixe do corpo de prova durante a sequência de montagem. Com o intuito de garantir o alinhamento do corpo de prova com o furo das placas durante a realização do ensaio, foram feitas marcações à lápis na placa de suporte em que a extremidade superior da amostra se apoiava, correspondente ao tamanho do diâmetro externo do corpo de prova, conforme mostrado na Figura 32.

Figura 32 – Marcações, feitas à lápis, na placa de suporte superior

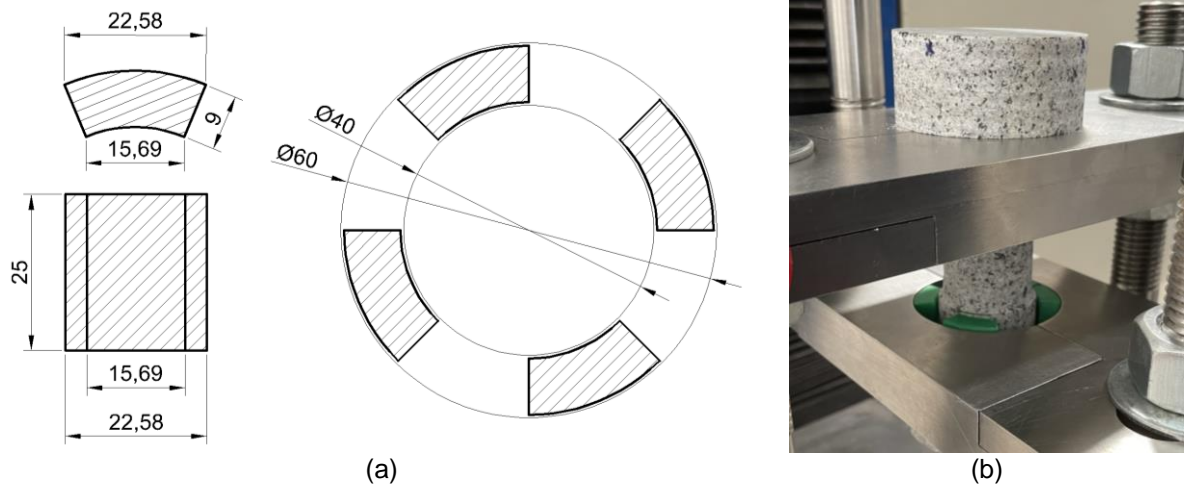


Fonte: A autora (2024).

Entretanto, para garantir o alinhamento da extremidade inferior da amostra, foram produzidos quatro adaptadores, com as dimensões apresentadas na Figura 33 (a), para preencherem o espaçamento entre a amostra e o furo, conforme

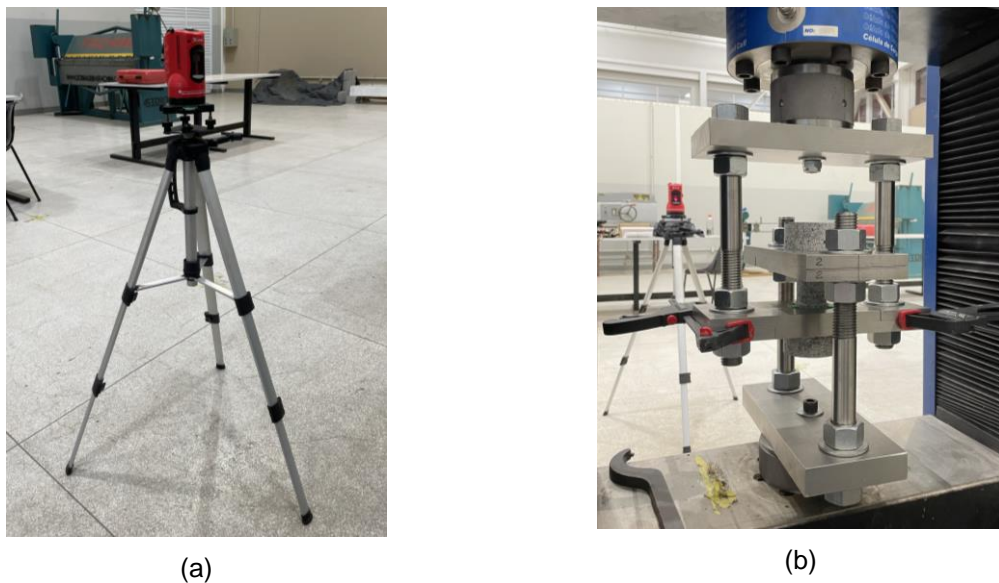
indicado na Figura 33 (b). Esses adaptadores foram produzidos com filamentos LPA, através de uma impressora 3D. Desta forma, foi possível garantir a centralização das amostras durante a execução do ensaio, assegurando o carregamento na direção uniaxial.

Figura 33 – Adaptadores confeccionados para centralização das amostras: (a) dimensões, em milímetros, dos adaptadores e (b) esquema de utilização



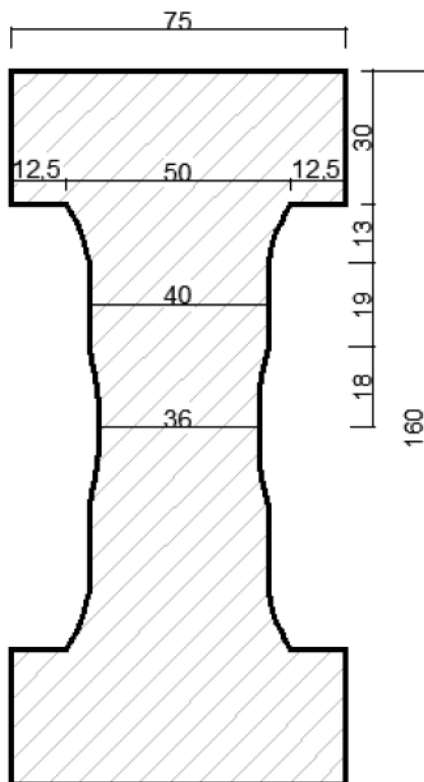
Além disso, com o objetivo de conferir o alinhamento do sistema, foi utilizado um nível óptico a laser, posicionado por meio de tripés, como indicado na Figura 34.

Figura 34 – Nível óptico a laser utilizado para o alinhamento do sistema: (a) equipamento utilizado e (b) esquema de utilização



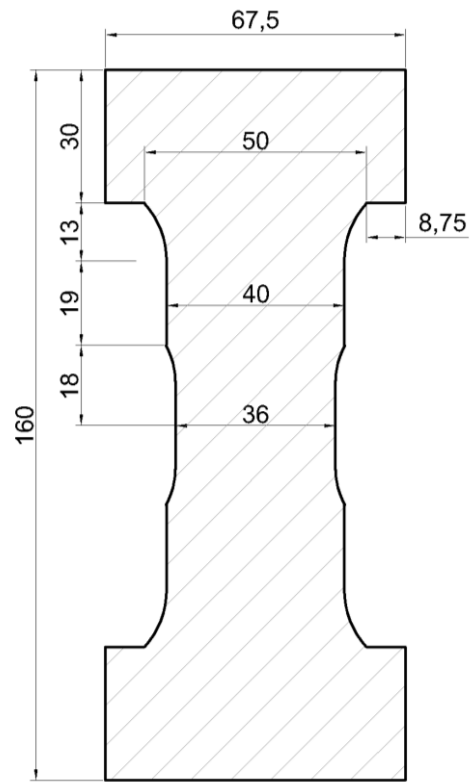
Conforme destacado por Klamphumeesri (2010), as amostras submetidas ao ensaio de tração direta com o CTC devem possuir o formato de halter ou “*dog bone*”. No entanto, em decorrência das limitações do torno mecânico disponível, o formato adotado para a usinagem das amostras foi o de halter. Nesse contexto, Baêso (2021) realizou um estudo, por meio de uma análise por elementos finitos, com o objetivo de determinar a geometria ideal para os corpos de prova em formato de halter, a serem utilizados nesse ensaio. A geometria considerada como adequada é apresentada na Figura 35, onde os resultados apresentaram tensão de tração pura e uniforme no comprimento médio da amostra ensaiada sob carga de tração direta.

Figura 35 – Dimensões, em milímetros, propostas por Baêso (2021) para o halter



Fonte: Baêso (2021).

Figura 36 – Dimensões, em milímetros, propostas neste estudo para o halter



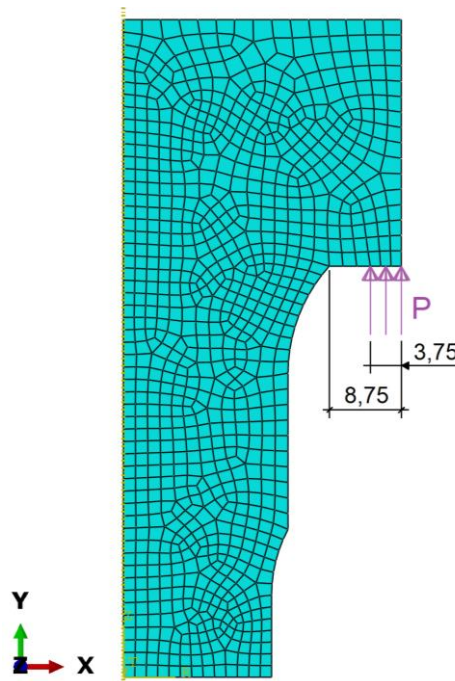
Fonte: A autora (2024).

Entretanto, os equipamentos de extração de amostras disponíveis na UFV possibilitavam a fabricação de corpos de prova com diâmetro de aproximadamente 54 mm ou 67,5 mm. Diante desse cenário, foi proposta uma nova geometria para as amostras, conforme ilustrado na Figura 36, adotando o formato de halter com o diâmetro externo de 67,5 mm e mantendo as demais dimensões iguais às propostas

por Baêso (2021). Além de otimizar a utilização dos equipamentos já disponíveis, essa abordagem viabiliza a obtenção de um maior número de amostras com esse diâmetro reduzido. Contudo, devido à alteração na área de contato entre a amostra e o CTC, foi necessário realizar uma nova modelagem numérica, a fim de confirmar se a geometria proposta para este estudo ainda resultaria em um esforço de tração pura na seção central do corpo de prova.

Nesse contexto, a análise numérica foi executada no software “Abaqus/CAE”, utilizando-se a versão estudantil disponibilizada gratuitamente. Devido à simetria do corpo de prova em relação aos eixos vertical e horizontal, realizou-se a modelagem do tipo axissimétrica. Nessa análise, a seção da amostra foi considerada como sólida e homogênea, composta por um material elástico e isotrópico. Além disso, os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) foram assumidos como 55,35 GPa e 0,32, respectivamente, assim como na análise desenvolvida por Baêso (2021) para o sienogranito em estudo. A malha de elementos finitos e a condição de carregamento definida na análise numérica são apresentadas na Figura 37.

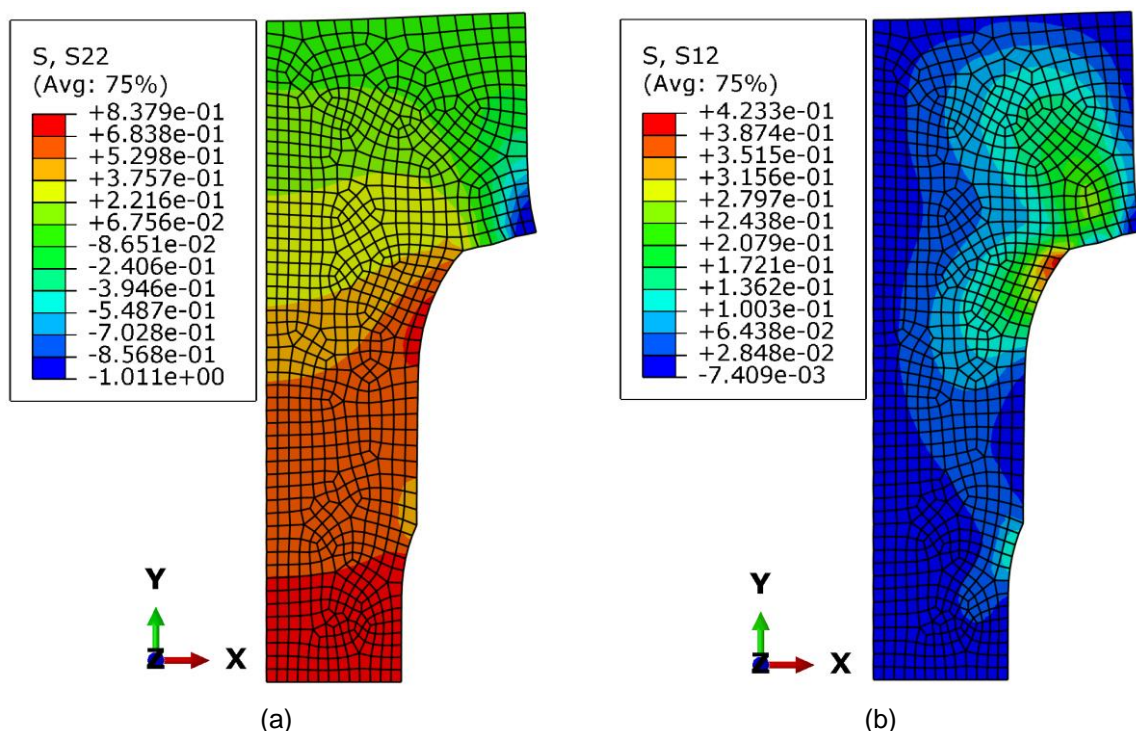
Figura 37 – Malha de elementos finitos com carregamento fictício aplicado



Fonte: A autora (2024).

Os resultados obtidos a partir da modelagem numérica estão indicados na Figura 38. A Figura 38 (a) apresenta a distribuição de tensões atuantes na direção normal à seção transversal da amostra, em que os valores positivos indicam esforços de tração e os negativos de compressão. Com base nessa figura, observa-se que a seção central do corpo de prova é a mais solicitada, estando totalmente submetida a uma mesma faixa de esforço de tração. Por sua vez, a Figura 38 (b) exhibe os esforços cisalhantes atuantes na amostra, evidenciando a ausência de tensão de cisalhamento na seção central do corpo de prova. Além disso, nota-se que a área crítica em relação ao cisalhamento ocorre em um ponto distante do centro do corpo de prova, em que a magnitude desse esforço corresponde a cerca de metade do valor máximo de tração atuante. Desta forma, conclui-se que a seção central do corpo de prova com as dimensões propostas neste estudo continuou sendo a mais crítica, conforme constatado por Baêso (2021).

Figura 38 – Resultados da modelagem numérica com a seção deformada: (a) tensões normais e (b) tensões cisalhantes atuantes

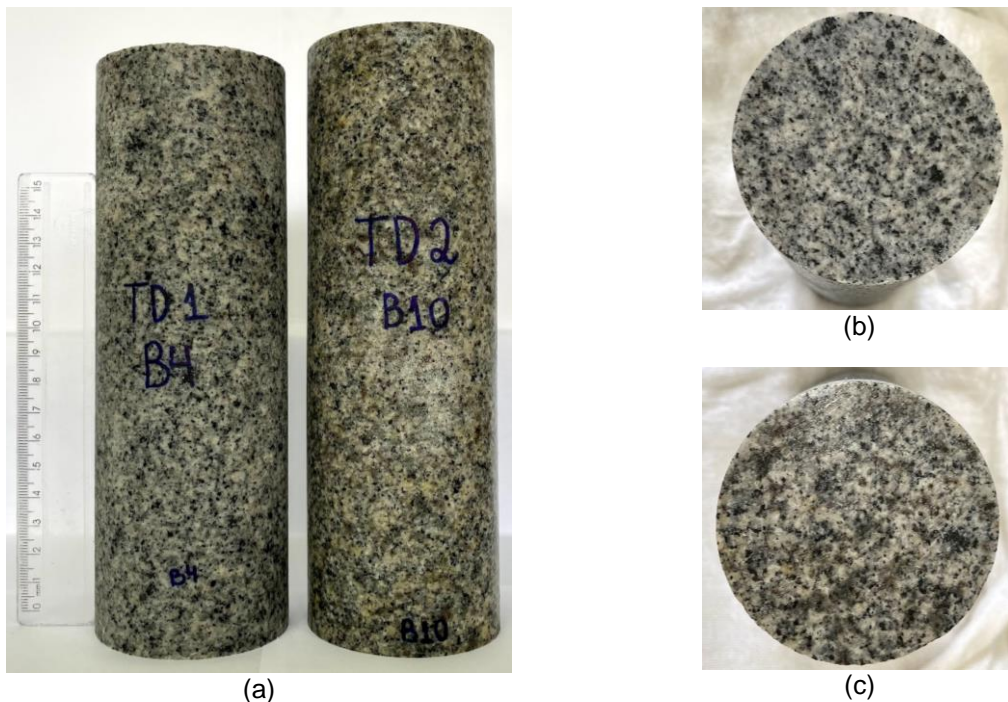


Fonte: A autora (2024).

Diante desse cenário, as amostras submetidas ao ensaio de tração com a utilização do CTC foram preparadas com as dimensões apresentadas na Figura 36.

No total, foram ensaiados 16 corpos de prova com diâmetro aproximado de 67,5 mm e altura mínima de 160 mm, sendo 5 amostras de W1, 6 de W2 e 5 de W3. Contudo, destaca-se que foram observadas diferenças visuais entre as amostras de W1. Dentre elas, duas foram extraídas do Bloco 4 e as outras três eram provenientes do Bloco 10. Apesar de ambos os blocos terem sido classificados como rocha sã, as amostras do Bloco 10 exibiam sinais visíveis de uma mineralogia distinta, evidenciada por alguns pontos de coloração amarronzada. Esse comportamento pode ser observado na Figura 39, que apresenta os tarugos de rocha após a extração dos blocos, antes de serem usinados nas dimensões especificadas para o ensaio.

Figura 39 – Diferenças visuais entre as amostras de rocha sã: (a) tarugos extraídos, (b) amostra do Bloco 4 e (c) amostra do Bloco 10



Fonte: A autora (2024).

Diante desse contexto, as amostras de rocha sã foram divididas em dois grupos distintos. O primeiro foi classificado como “W1”, referente às amostras do Bloco 4, enquanto o outro grupo foi categorizado como “W1(DM)”, abrangendo as amostras do Bloco 10, onde o termo “DM” representa as diferenças mineralógicas visualmente observadas. Essa separação foi realizada com o intuito de investigar se as diferenças visuais influenciaram a resistência à tração das amostras, isolando o efeito do grau de alteração intempérica, que é o principal fator avaliado nesta

pesquisa. Em contrapartida, ressalta-se que as amostras de W2 e W3 eram uniformes dentro de cada respectivo grupo, não evidenciando variações visuais relevantes. Sendo assim, a partir da realização deste ensaio, a resistência à tração foi obtida de forma direta pela Equação 2, definida como o quociente da carga máxima suportada pela amostra dividida pela área da seção central do corpo de prova em formato de halter.

3.5.5 Ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro ou ensaio de tração indireta, foi realizado no Laboratório de Estruturas da UFV. Para a execução deste ensaio, utilizou-se a máquina universal da marca EMIC, modelo DL 60000, que possui capacidade de cargas compressivas de até 200 toneladas e carregamentos de tração de até 60 toneladas.

As amostras submetidas ao ensaio de compressão diametral possuíam diâmetro de aproximadamente 54 mm, e a relação altura/diâmetro (H/D) em torno de 0,5, conforme sugerido pela ISRM (2007). Após a preparação, essas amostras foram posicionadas na máquina de ensaios, utilizando-se uma rótula acoplada à célula de carga, para se adequar melhor à superfície dos corpos de prova, como apresentado na Figura 40.

Figura 40 – Realização do ensaio de compressão diametral



Fonte: A autora (2024).

Em seguida, as amostras foram levadas à ruptura por tração na compressão diametral. Os ensaios foram realizados com uma taxa de carregamento constante de 0,25 MPa/s, de forma que as amostras menos resistentes rompessem em um intervalo de 15 a 30 segundos, segundo as recomendações da ISRM (2007). Assim, a resistência à tração obtida pelo ensaio de compressão diametral ($\sigma_{t,CD}$) foi determinada por meio da Equação 3.

No total, foram ensaiadas 96 amostras, abrangendo desde a condição de rocha sã até moderadamente alterada. Inicialmente, essas amostras foram classificadas de acordo as categorias W1, W2 e W3, somando 20, 37 e 39 corpos de prova, respectivamente, em cada um dos grupos. No entanto, essa classificação foi reavaliada após a conclusão dos ensaios, com base nos valores de peso específico e resistência à tração obtidos, uma vez que alguns corpos de prova pareciam estar na transição entre esses grupos.

Nesse contexto, durante a análise dos resultados dos ensaios, o grupo W2 foi subdividido em amostras de W2 e W2/W3, enquanto as amostras de W3 foram subdivididas entre W3 e W3/W4. Os grupos W2/W3 e W3/W4 referem-se às amostras que exibiram características da transição entre os grupos principais. Além disso, é importante ressaltar que foram observadas diferenças visuais entre as amostras classificadas como levemente alteradas (W2). Essas amostras foram extraídas dos Blocos 6, 7 e 8. Dentre elas, as provenientes dos Blocos 6 e 7 eram visualmente semelhantes entre si, enquanto as amostras do Bloco 8 exibiam sinais visíveis de mineralogia distinta, conforme evidenciado na Figura 41.

Figura 41 – Diferenças mineralógicas observadas nas amostras do Bloco 8



Fonte: A autora (2024).

Assim, as amostras de rocha levemente alterada foram redivididas em dois grupos distintos. O primeiro foi classificado como “W2”, referente às amostras dos Blocos 6 e 7, enquanto o outro grupo foi categorizado como “W2(DM)”, abrangendo as amostras do Bloco 8, onde o termo “DM” representa as diferenças mineralógicas visualmente observadas. Essa separação foi realizada com o intuito de investigar se as diferenças visuais influenciaram a resistência à tração dessas amostras, isolando o efeito do grau de alteração intempérica, que constitui o principal fator avaliado nesta pesquisa. Desta forma, ao término da análise descrita, as amostras foram redistribuídas em seis grupos, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 – Classificação final das amostras submetidas ao ensaio de compressão diametral

Classificação	Descrição	Número de amostras
W1	Rocha sã	20
W2(DM)	Levemente intemperizada com diferenças mineralógicas	16
W2	Levemente intemperizada	11
W2/W3	Levemente/Moderadamente intemperizada	10
W3	Moderadamente intemperizada	26
W3/W4	Moderadamente/Altamente intemperizada	13
Total		96

Fonte: A autora (2024).

3.5.6 Ensaio do esclerômetro de Schmidt

Para a realização do ensaio esclerométrico, popularmente conhecido como ensaio do martelo Schmidt, foi utilizado um esclerômetro *SilverSchmidt* do tipo L, da fabricante Proceq, que possibilita a obtenção do valor do impacto “Q”. O procedimento de ensaio seguiu as recomendações da ISRM (2014).

No total, foram ensaiadas 51 amostras, livres de fissuras visíveis, incluindo corpos de prova com diâmetro de 54 mm e relação altura/diâmetro (H/D) entre 2,0 e 2,5, além de amostras com diâmetro aproximado de 67,5 mm e altura mínima de 160 mm. Dentro do conjunto de amostras de menor diâmetro, o grau de alteração intempérica variava entre as condições de rocha sã (W1), levemente alterada (W2) e moderadamente intemperizada (W3), além de uma amostra que visualmente parecia estar na transição entre os graus de alteração de W2 e W3. Em relação às amostras

de maior diâmetro, os graus de alteração identificados foram W1, W2 e W3, além de um grupo de amostras de rocha sã com mineralogia visualmente distinta, classificado como W1(DM), conforme discutido anteriormente no item 3.5.4. O quantitativo das amostras submetidas a esse ensaio é detalhado na Tabela 10.

Tabela 10 – Quantitativo de amostras ensaiadas pelo esclerômetro de Schmidt

Dimensões dos corpos de prova	W1	W1(DM)	W2	W2/W3	W3	Total
D = 54 mm e $2,0 < H/D < 2,5$	14	-	5	1	12	32
D = 67,5 mm e $H \geq 160$ mm	3	3	7	-	6	19
						51

Fonte: A autora (2024).

Inicialmente, foram demarcados na face lateral das amostras os pontos destinados às medições, respeitando o distanciamento mínimo correspondente ao diâmetro da ponta do pistão entre cada ponto, conforme estabelecido pela ISRM (2014). Além disso, os pontos situados nas extremidades afastavam-se da borda da amostra a uma distância equivalente à metade do diâmetro do corpo de prova, como exemplificado na Figura 42.

Figura 42 – Amostra com marcações delimitadas para as medições do martelo Schmidt



Fonte: A autora (2024).

Figura 43 – Realização do ensaio do martelo Schmidt



Fonte: A autora (2024).

Em seguida, foram efetuadas 20 medições em cada corpo de prova, utilizando o martelo na posição vertical, conforme indicado na Figura 43. Para isso, as amostras foram posicionadas em um suporte metálico maciço, garantindo sua estabilidade durante o ensaio. Após a conclusão das medições, calculou-se a média dos valores do impacto “Q” para cada corpo de prova.

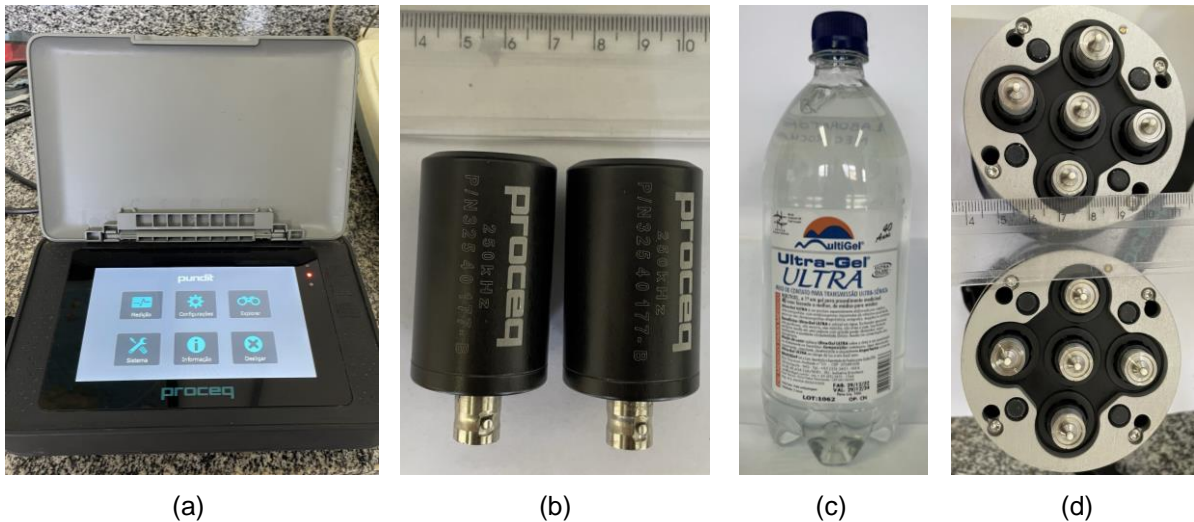
3.5.7 Ensaio de velocidade de propagação de ondas

O ensaio de determinação da velocidade de propagação do pulso ultrassônico foi realizado com as mesmas amostras submetidas ao ensaio não destrutivo do esclerômetro de Schmidt. Assim, um total de 51 amostras sem fissuras visíveis foram ensaiadas, incluindo corpos de prova com diâmetro de 54 mm e relação altura/diâmetro (H/D) entre 2,0 e 2,5, além de amostras com diâmetro aproximado de 67,5 mm e altura mínima de 160 mm. Dentro do conjunto de amostras de menor diâmetro, o grau de alteração intempérica variava entre as condições de rocha sã (W1), levemente alterada (W2) e moderadamente intemperizada (W3), além de uma amostra que visualmente parecia estar na transição entre os graus de alteração de W2 e W3. Em relação às amostras de maior diâmetro, os graus de alteração identificados foram W1, W2 e W3, além de um grupo de amostras de rocha sã com mineralogia visualmente distinta, classificado como W1(DM). O quantitativo das amostras submetidas a esse ensaio está detalhado na Tabela 10, anteriormente apresentada, referente aos mesmos corpos de prova submetidos ao ensaio do esclerômetro de Schmidt.

Para a realização desse ensaio, utilizou-se o equipamento “Pundit PL-200”, da fabricante Proceq, apresentado na Figura 44 (a). A determinação da velocidade de propagação de ondas compressivas, também conhecidas como ondas P, foi efetuada através de um par de transdutores de 250 kHz, apresentados na Figura 44 (b). Com o intuito de garantir uma boa aderência entre a amostra e esses transdutores, além de otimizar a qualidade do sinal registrado, utilizou-se um gel à base de água para a leitura dessas ondas, conforme indicado na Figura 44 (c). Em relação à determinação da velocidade de propagação das ondas cisalhantes, também denominadas ondas S, foi empregado um par de transdutores DPC (*Dry Point Shear Wave Transducers*) de 40 kHz, como mostrado na Figura 44 (d). Esse modelo de transdutor dispensa a necessidade de gel de acoplamento, uma vez que

a transmissão e recepção do sinal são realizadas diretamente pelas ponteiros do transdutor.

Figura 44 – Equipamentos utilizados no ensaio de velocidade do pulso ultrassônico: (a) Pundit PL-200, (b) transdutores de onda P, (c) gel de acoplamento e (d) transdutores DPC de onda S



Fonte: A autora (2024).

Inicialmente, efetuou-se a calibração dos transdutores antes do registro das leituras. Em seguida, o ensaio foi conduzido conforme as recomendações da ASTM (2000), em que o procedimento de medição da velocidade de onda P é exemplificado pela Figura 45 (a), enquanto o da onda S é mostrado na Figura 45 (b).

Figura 45 – Medição da velocidade de propagação de ondas: (a) compressivas e (b) cisalhantes



(a)



(b)

Fonte: A autora (2024).

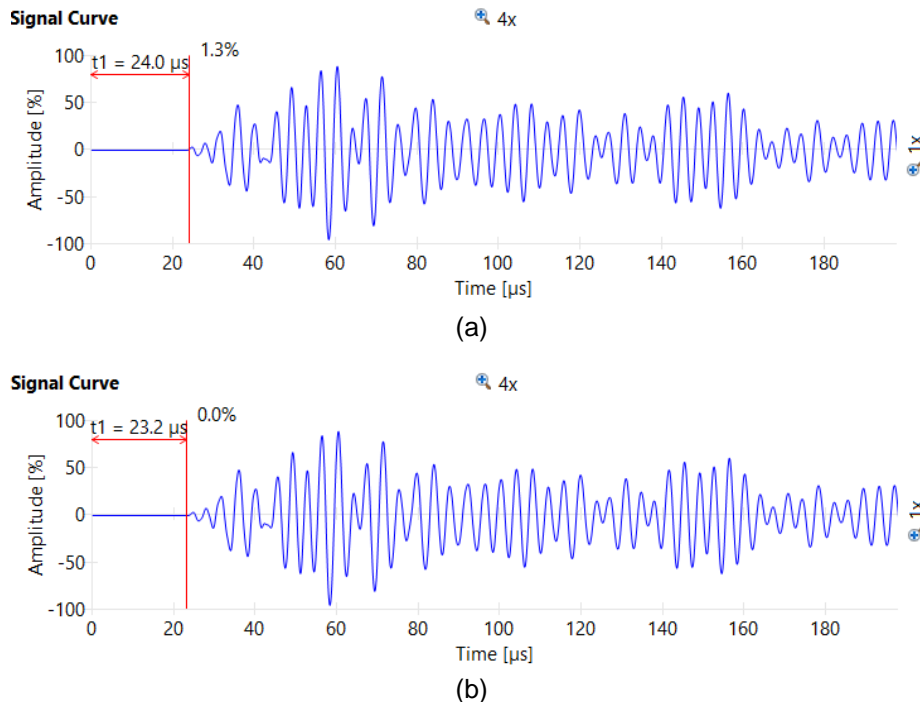
É fundamental destacar que, durante a medição das ondas de cisalhamento, os conectores dos transdutores devem estar alinhados, de forma a garantir que o nível máximo de sinal seja obtido, como exemplificado pela Figura 45 (b). Isso se deve ao fato de que o transdutor do modelo DPC 40 kHz realiza a leitura de ondas polarizadas e qualquer desalinhamento entre os transdutores pode resultar em um sinal registrado muito inferior ao esperado.

Durante a realização das medições, foi necessário ajustar os parâmetros de entrada no Pundit PL-200 para atingir uma amplitude de sinal desejável, conforme sugerido pela ASTM (2000). Essa adaptação se fez necessária devido à variação nas dimensões das amostras ensaiadas e à mudança entre os transdutores utilizados, os quais possuem frequências distintas. Desta forma, as leituras da onda P foram realizadas com um ganho de 10x, tanto para as amostras com diâmetro de 54 mm quanto para as de diâmetro igual a 67,5 mm. No caso da onda S, o ganho utilizado foi de 200x para as amostras com diâmetro de 54 mm e de 500x para as amostras com diâmetro de 67,5 mm. Em todas as leituras foi utilizada a uma voltagem do pulso transmissor de 50 V.

A determinação do tempo de chegada de cada onda é realizada de forma automatizada pelo equipamento de medição, no momento em que a leitura se estabiliza. Entretanto, com o intuito de assegurar uma leitura mais precisa, o tempo de chegada das ondas foi refinado utilizando-se o software *PL-Link* da fabricante Proceq, por meio de um ajuste fino manual.

O instante de chegada da onda P foi definido como o último ponto de amplitude 0,0% antes do início do primeiro sinal. Esse procedimento é ilustrado pela Figura 46, onde o ponto determinado automaticamente pelo equipamento é mostrado na Figura 46 (a), enquanto o tempo de chegada ajustado manualmente é destacado na Figura 46 (b). Desse modo, nota-se a importância do ajuste manual no aprimoramento da precisão das leituras.

Figura 46 – Determinação do tempo de chegada da onda P: (a) valor automático e (b) valor ajustado

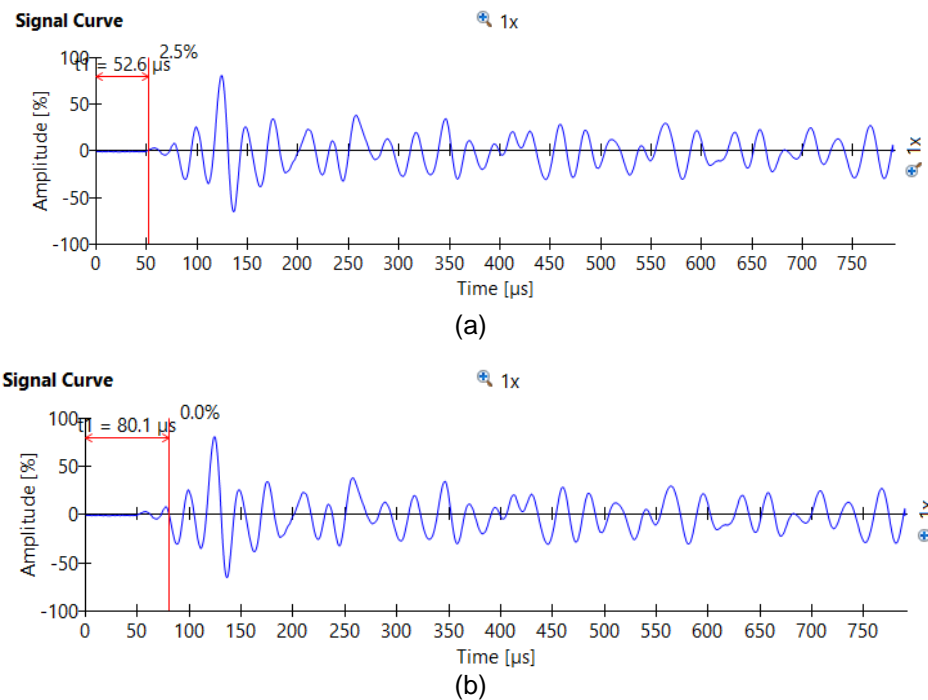


Fonte: A autora (2024).

Para a determinação do tempo de chegada da onda S, também foi realizado o ajuste fino manual por meio do software *PL-Link*. No entanto, a onda S possui um comportamento distinto da onda P, devido à polarização das ondas cisalhantes no transdutor DPC 40 kHz. Segundo o “Manual de referência rápida dos transdutores DPC de onda de cisalhamento” da Proceq (2023), o instante de chegada das ondas S, obtido por meio da utilização desse transdutor, refere-se ao início do primeiro pulso negativo significativo. Sendo assim, o tempo de chegada da onda S foi determinado como o ponto de amplitude 0,0% anterior ao primeiro pico negativo significativo da curva. Esse pico foi considerado como significativo ao apresentar uma amplitude de sinal mínima de 10%, conforme indicado pelo manual de referência da fabricante. Além disso, ressalta-se que essa metodologia foi previamente empregada nos estudos conduzidos por Rios *et al.* (2017), Candelaria *et al.* (2020) e Ferreira *et al.* (2021).

Desta forma, o procedimento de determinação do tempo de chegada da onda S é apresentado na Figura 47, onde o ponto determinado automaticamente pelo equipamento é exibido na Figura 47 (a), enquanto o tempo de chegada ajustado manualmente por meio do software *PL-Link* é apresentado na Figura 47 (b).

Figura 47 – Determinação do tempo de chegada da onda S: (a) valor automático e (b) valor ajustado



Fonte: A autora (2024).

Nesse contexto, as velocidades de propagação de ondas compressivas (V_p) e cisalhantes (V_s) foram calculadas como a média de três repetições de leituras feitas em cada amostra. Além disso, a partir dos valores determinados para V_p e V_s , foram obtidas as constantes elásticas dinâmicas de coeficiente de Poisson (ν_d) e módulo de elasticidade (E_d), utilizando a Equação 13 e a Equação 14, respectivamente.

3.5.8 Ensaio de índices físicos

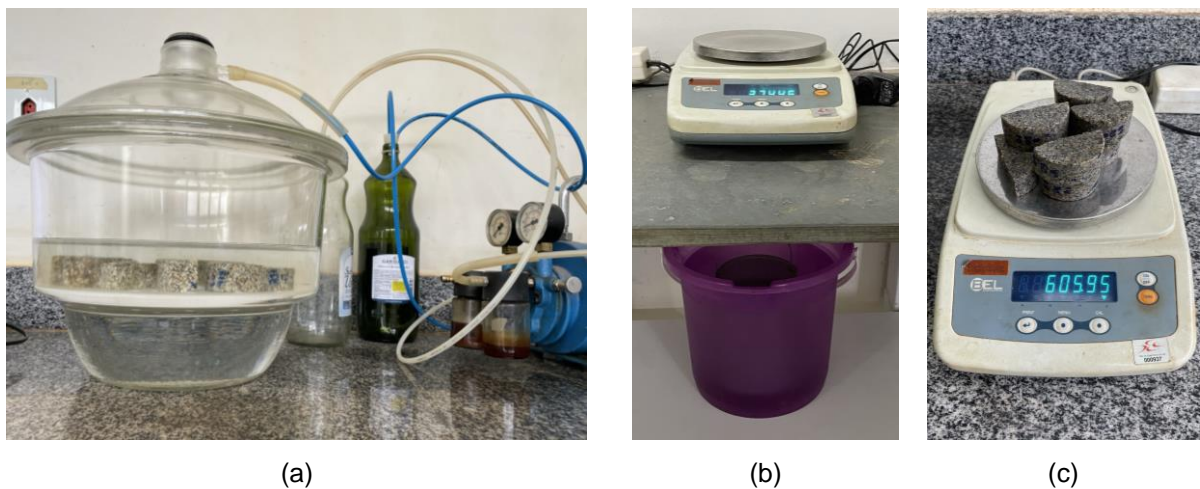
Neste ensaio, foram determinados os índices físicos de massa específica aparente seca (ρ_d) e porosidade aparente (η), pela técnica de flutuação, conforme o procedimento sugerido pela ISRM (2007).

Para a execução do ensaio de índices físicos, foram utilizados os fragmentos provenientes das amostras previamente submetidas ao ensaio de compressão diametral. Nesse sentido, foram selecionados seis conjuntos de amostras, cada um composto por dez fragmentos de rocha, em que dois deles correspondiam à classe W1, e cada um dos demais eram referentes às classes W2, W2(DM), W3 e W3/W4, descritas anteriormente no item 3.5.5. No total, foram ensaiados 60 fragmentos de rocha, com no mínimo 50 g cada um deles. Assim, esses grupos de amostras foram

categorizados de acordo com o grau de alteração intempérica, seguindo a mesma classificação adotada no ensaio de compressão diametral para essas amostras.

Inicialmente, os fragmentos de rocha foram colocados em um dessecador de vidro, para o procedimento de saturação. As amostras foram imersas em água e submetidas a uma pressão máxima de 800 Pa, por no mínimo uma hora, utilizando-se uma bomba a vácuo, conforme exemplificado na Figura 48 (a). Ao longo do período de saturação, o dessecador foi agitado periodicamente para auxiliar a remoção do ar retido nas amostras.

Figura 48 – Etapas do ensaio de índices físicos: (a) saturação das amostras, (b) pesagem hidrostática e (c) determinação da massa saturada com superfície seca



Fonte: A autora (2024).

Posteriormente, os fragmentos foram pesados em uma balança hidrostática, para a determinação da massa submersa, como apresentado na Figura 48 (b). Em seguida, a superfície das amostras foi cuidadosamente seca com um pano úmido, para que apenas a água superficial fosse removida. Assim, as amostras foram novamente pesadas, obtendo-se a massa saturada com superfície seca, como ilustrado na Figura 48 (c). Por fim, os corpos de prova foram levados à estufa, em uma temperatura de 105°C, onde permaneceram por 24 horas e, após esse período, foi determinada a massa seca das amostras. Esse procedimento foi realizado para cada um dos seis grupos de amostras ensaiados. Desta forma, a partir da obtenção das medidas de massa seca, massa submersa e massa saturada com superfície seca, foram determinados o volume total e o volume de vazios para cada conjunto de amostras, utilizando-se a Equação 23 e a Equação 24, respectivamente.

$$V = \frac{M_{SSS} - M_{sub}}{\rho_w} \quad \text{Equação 23}$$

$$V_v = \frac{M_{SSS} - M_s}{\rho_w} \quad \text{Equação 24}$$

Em que:

M_{SSS} = massa saturada com superfície seca (g);

M_{sub} = massa submersa (g);

M_s = massa seca (g);

ρ_w = massa específica da água (g/cm³);

V = volume total (cm³); e

V_v = volume de vazios (cm³).

Sendo assim, os índices físicos de massa específica aparente seca (ρ_d) e porosidade aparente (η), foram obtidos por meio da Equação 9 e da Equação 11, respectivamente. Ressalta-se que, para a determinação dos índices físicos das amostras de rocha sã (W1), foi realizada uma média entre os valores obtidos pelos dois conjuntos de fragmentos.

Além disso, foi determinada a massa específica aparente natural (ρ) das amostras, através da medição direta das dimensões de diâmetro e altura, com o auxílio de um paquímetro, bem como da massa de cada corpo de prova, por meio de uma balança. Com base nesses valores, a massa específica aparente natural foi calculada utilizando-se a Equação 7.

Esse procedimento foi realizado para as amostras submetidas aos ensaios de tração direta e compressão diametral, previamente à sua ruptura, e aos ensaios não destrutivos de velocidade de propagação de ondas e martelo Schmidt. No total, foram ensaiadas 120 amostras, sendo 31 delas de W1, 3 de W1(DM), 14 de W2(DM), 22 de W2, 8 de W2/W3, 33 de W3 e 9 de W3/W4, sendo esses grupos anteriormente descritos nos itens 3.5.4 e 3.5.5. Entre essas amostras, algumas possuíam um diâmetro aproximado de 54 mm e relação H/D próxima de 0,5; outras, com o mesmo diâmetro e relação H/D entre 2,0 e 2,5; e as demais tinham um diâmetro de aproximadamente 67,5 mm e altura mínima de 160 mm.

3.6 ETAPA 4: ENVOLTÓRIA DE HOEK-BROWN

Após a conclusão da campanha experimental, foi possível determinar a envoltória de ruptura do critério de Hoek-Brown (2018), assim como os parâmetros σ_{ci} e m_i , para os três diferentes níveis de alteração do sienogranito (W1, W2 e W3) investigados nessa pesquisa.

Esse procedimento foi realizado a partir dos resultados dos ensaios de tração direta, compressão uniaxial e compressão triaxial, previamente executados conforme descrito nos tópicos anteriores, com o auxílio do software *RSDData*, da empresa Rocscience, por meio de uma licença fornecida pela UFV.

Nesse sentido, para a determinação da envoltória de cada um dos graus de alteração, foram plotados os pontos referentes ao ensaio triaxial, em pares de σ_3 e σ_1 , assim como um ponto médio referente à resistência à compressão uniaxial (σ_c) com uma tensão confinante nula. Além disso, determinou-se um *cut-off* de tração, referente ao valor da resistência à tração obtida no ensaio de tração direta, com a utilização do conversor de compressão para tração (CTC). Assim, a partir dos dados fornecidos, a envoltória de Hoek-Brown juntamente com os parâmetros σ_{ci} e m_i , foram obtidos através de análises de regressão realizadas pelo software *RSDData*.

Desta forma, foi possível avaliar o comportamento desses parâmetros para cada grau de alteração intempérica, durante a etapa de tratamento dos dados.

3.7 ETAPA 5: TRATAMENTO DOS DADOS

Após a realização dos ensaios de laboratório que constituem a campanha experimental desta pesquisa, foi realizado o tratamento estatístico dos dados obtidos. Desse modo, para cada conjunto de amostras, foram calculados os valores máximos, mínimos, a média, o desvio padrão amostral e o coeficiente de variação de cada propriedade geomecânica avaliada.

De acordo com Gomes (1990), o coeficiente de variação (CV) é uma medida associada à dispersão dos dados amostrais, e representa a precisão de um experimento. Nesse sentido, o autor propôs uma classificação desse coeficiente, na qual valores de CV inferiores a 10% são considerados como baixos, enquanto os de 10% a 20% são considerados como médios, de 20% a 30% são caracterizados altos e acima de 30% são considerados muito altos. Embora essa classificação tenha

sido, inicialmente, proposta com base em dados de ensaios agrícolas, sua aplicabilidade se estende a diversas áreas de pesquisa, incluindo a engenharia. Sendo assim, com o objetivo de assegurar a consistência nos resultados, bem como a homogeneidade dos dados de cada conjunto, estabeleceu-se um limite máximo de 10% para o coeficiente de variação de cada grupo de amostras ensaiadas.

Nos ensaios com grupos de amostras com CV superiores a 10%, o tratamento dos dados foi executado por meio da remoção das leituras extremas, em pares de valores máximos e mínimos, até que o coeficiente de variação estivesse dentro do intervalo desejado. Desta forma, o valor médio obtido após a remoção desses *outliers* resultou em dados mais consistentes e confiáveis, com menor dispersão em torno da média. É importante ressaltar que a realização desse procedimento foi viável nos ensaios onde o grande volume de amostras possibilitou o refinamento dos dados, como o de compressão diametral. Em contrapartida, nos ensaios que possuíam menos do que 5 amostras por grupo, optou-se por manter os resultados brutos iniciais, devido à escassez de dados, mesmo quando o coeficiente de variação ultrapassava os 10%.

Posteriormente, cada propriedade geomecânica foi avaliada, individualmente, por meio de uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA), com um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), utilizando-se um *software* de análises estatísticas. Nessa análise, caso o Valor-P obtido seja inferior ao nível de significância adotado, conclui-se que o fator avaliado exerce influência significativa sobre as propriedades determinadas. Por outro lado, se o Valor-P for superior ao nível de significância, não há evidências que comprovem a significância estatística do fator estudado. Sendo assim, esse procedimento permitiu determinar se o grau de alteração intempérica exerceu influência significativa sobre as propriedades geomecânicas do sienogranito. Em seguida, foi realizada uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, a fim de determinar se os grupos de amostras correspondentes a cada grau de alteração diferem significativamente entre si.

Após a determinação das propriedades geomecânicas individuais, foi realizada uma comparação entre algumas delas, de forma a atender os objetivos específicos desta pesquisa. Dessa maneira, foram determinadas as razões entre as resistências à compressão uniaxial e à tração direta (σ_d/σ_t), entre a resistência à tração obtida pelos métodos indireto e direto ($\sigma_{t,CD}/\sigma_t$) e entre as constantes elásticas

estáticas e dinâmicas (E/E_d e ν/ν_d), para cada grau de alteração em estudo. Essas relações foram obtidas com o objetivo de compreender o comportamento de uma propriedade em relação à outra, além de avaliar se a alteração intempérica influencia essas relações, que são de extrema importância para a engenharia geotécnica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 ANÁLISE PETROGRÁFICA

A partir da análise das seis lâminas delgadas, a rocha foi caracterizada como ígnea, com base em sua mineralogia, de acordo com o sistema de classificação de Le Maitre *et al.* (2002). A Tabela 11 apresenta a estimativa modal média de cada uma das lâminas avaliadas, feita a partir de 12 visadas por amostra, com a indicação do grau de alteração intempérica e do bloco de origem de cada lâmina. Assim, para cada lâmina, é possível identificar os minerais essenciais, que se apresentam em porcentagens superiores a 5%; os minerais acessórios, que ocorrem em porcentagens inferiores a 5%; além dos minerais secundários, resultantes do intemperismo químico.

Tabela 11 – Estimativa modal média da mineralogia das lâminas petrográficas

Estimativa modal da mineralogia das lâminas (%)						
Mineral	W1 (B4)	W1 (B5)	W2 (B6)	W2 (B9)	W3 (B1)	W3/W4 (B1)
K-Feldspato	53	55	55	42	50	50
Quartzo	27	19	24	23	26	27
Plagioclásio	12	16	14	28	14	1
Biotita	5	6	4	4	4	4
Sericita	2	2	3	3	1	1
Allanita	1	1	<1	<1	<1	<1
Titanita	<1	1	<1	<1	<1	<1
Apatita	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Zircão	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Rutilo	<1	<1	-	<1	<1	-
Pirita	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Ilmenita	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Magnetita	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Calcopirita	<1	<1	-	<1	-	-
Epidotos	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Carbonato	<1	<1	<1	<1	<1	-
Cloritas	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Hematita	-	-	<1	<1	<1	<1
Argilominerais	-	-	-	-	5	17
Óxidos/Hidróxidos de Ferro	<1	<1	<1	<1	<1	<1

Fonte: A autora (2024).

A partir da contagem modal, apresentada na Tabela 11, as lâminas petrográficas denominadas W1(B4), W1(B5), W2(B6), W3(B1) e W3/W4(B1) foram classificadas como sienogranito, enquanto a lâmina W2 (B9) foi caracterizada como monzogranito, em decorrência da proporção entre as porcentagens de K-feldspato, plagioclásio e quartzo.

Em relação aos aspectos texturais, em todas as lâminas a rocha foi classificada como fanerítica, holocristalina e inequigranular. O termo “fanerítica” está associado ao grau de visibilidade, demonstrando que os minerais são distinguíveis a vista desarmada, enquanto “holocristalina” indica o grau de cristalinidade, demonstrando que ocorreu a cristalização completa dos minerais, e “inequigranular” está relacionado ao tamanho relativo dos cristais, revelando que os minerais apresentam dimensões variáveis (MHE, 2024). Além disso, os cristais foram classificados, quanto à sua forma, como xenomórficos a idiomórficos em todas as lâminas. Adicionalmente, as lâminas W1(B4), W1(B5) e W2(B6) indicaram que o sienogranito possui granulação fina a média, com até 4,2 mm, enquanto as lâminas W2 (B9), W3(B1) e W3/W4(B1) apresentaram fenocristais de granulação média a grossa, com até 6,6 mm, imersos em matriz de granulação fina a média. Quanto aos aspectos estruturais, não foram identificadas estruturas penetrativas em nenhuma das lâminas avaliadas.

No que diz respeito aos aspectos relacionados aos processos de alteração intempérica, as duas lâminas de W1 indicaram poucas fraturas pela rocha, em média 2 fraturas por centímetro, predominantemente sem preenchimento. Quanto aos minerais secundários observados, grande parte possivelmente se formou devido a processos magmáticos tardios, enquanto uma pequena parte da sericita, carbonato e óxidos/hidróxidos de ferro são associados ao intemperismo, contabilizando no máximo 1% da rocha como produtos intempéricos.

As lâminas referentes à rocha levemente alterada (W2) mostraram que também existem poucas fraturas pela rocha, predominantemente sem preenchimento, com cerca de 2 fraturas por centímetro na lâmina W2(B6) e 3 fraturas por centímetro na lâmina W2(B9). Em relação aos minerais secundários, nas duas lâminas de W2 concluiu-se que grande parte possivelmente se formou devido a processos magmáticos tardios, enquanto uma pequena parte da sericita, carbonato, hematita e óxidos/hidróxidos de ferro são associados ao intemperismo,

contabilizando, no máximo, 2% da rocha como produtos intempéricos. Além disso, nessas lâminas a allanita comumente exibiu zonamento composicional, apresentando típico fraturamento radial nos minerais vizinhos. Ressalta-se que tanto a lâmina W2(B6) quanto a W2(B9) indicaram um estado de alteração mais avançado do que aquele observado nas lâminas W1.

A lâmina W3(B1), referente à rocha na condição moderadamente alterada, apresentou poucas fraturas pela rocha, em média 4 fraturas por centímetro, que podem estar preenchidas por sericita, óxidos/hidróxidos de ferro, pirita ou argilominerais. Apesar dos minerais secundários, uma pequena parte possivelmente se formou devido a processos magmáticos tardios, enquanto a maior parte da sericita, argilominerais, carbonato, hematita e óxidos/hidróxidos de ferro são associados ao intemperismo, contabilizando aproximadamente 6% da rocha como produtos intempéricos. Além disso, a allanita comumente exibiu zonamento composicional, apresentando típico fraturamento radial nos minerais vizinhos. Destaca-se que essa lâmina demonstrou um estado de alteração mais avançado que aquele observado nas lâminas W1 e W2, evidenciado pela quantidade considerável de argilominerais.

Por fim, na lâmina denominada W3/W4(B1), referente à rocha na transição entre as condições moderadamente e altamente alteradas, foram identificadas fraturas que, frequentemente, se encontravam preenchidas por óxidos/hidróxidos de ferro, argilominerais ou sericita, contabilizando cerca de 4 fraturas por centímetro. Quanto aos minerais secundários, uma pequena parte possivelmente se formou devido a processos magmáticos tardios, enquanto a maior parte da sericita, argilominerais, hematita e óxidos/hidróxidos de ferro são associados ao intemperismo, contabilizando cerca de 18% da rocha como produtos intempéricos. Nessas lâminas, a allanita comumente apresenta típico fraturamento radial nos minerais vizinhos e ocorre de forma dispersa ou associados à biotita. É importante destacar que essa lâmina exibiu um estado de alteração mais avançado que aquele observado nas lâminas de W1, W2 e W3, evidenciado pela grande quantidade de argilominerais.

Os aspectos texturais de cada uma das lâminas avaliadas estão demonstrados na Figura 49.

Figura 49 – Textura geral da rocha, com imagens em luz transmitida com os polarizadores cruzados com a objetiva de 2,5x. Aspectos das fases essenciais e acessórias observados nas lâminas: (a) W1(B4), (b) W2(B5) e (c) W2(B6), (d) relação entre fenocristais de plagioclásio e K-feldspato e a matriz além de cristal zonado de plagioclásio na matriz na lâmina W2(B9), e relação entre fenocristais de K-feldspato e a matriz nas lâminas (e) W3(B1) e (f) W3/W4(B1).



Nota: Aln: Allanita; Ap: Apatita; Bt: Biotita; Cb: Carbonato; Chl: Cloritas; Clays: Argilominerais; Ep: Epidotos; Hem: Hematita; Ilm: Ilmenita; Kfs: K-Feldspato; Mag: Magnetita; O/HFe: Óxidos/Hidróxidos de Ferro; Pl: Plagioclásio; Py: Pirita; Qtz: Quartzo; Rt: Rutilo; Ser: Sericita; Ttn: Titanita; Zrn: Zircão.

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados apresentados, verificou-se que os processos de intemperismo físico e químico se manifestaram progressivamente nas lâminas analisadas, de forma proporcional ao aumento do grau de alteração intempérica. Do ponto de vista quantitativo, constatou-se um incremento gradual no número de fraturas por centímetro ao avançar das lâminas de W1 para W2, W3 e W3/W4. Em relação à proporção de minerais categorizados como produtos intempéricos, evidenciou-se um aumento gradual entre as lâminas de W1 para W2, tornando-se mais expressivo a partir da condição de W3 para W3/W4. Desta forma, é possível inferir que, nas classes iniciais de alteração, o intemperismo físico atua de forma predominante e, a partir da classe W2 em diante, a ação do intemperismo químico torna-se mais expressiva e notória, assim como evidenciado por Jaques (2019) em seu estudo com um sienogranito da mesma localidade em questão.

4.2 ENSAIO DE ÍNDICES FÍSICOS

Os resultados obtidos no ensaio de índices físicos estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Resultados dos índices físicos de ρ_d e η do sienogranito

Índices físicos					
Estatística	W1	W2(DM)	W2	W3	W3/W4
Massa específica aparente seca - ρ_d (g/cm ³)	2,67	2,67	2,66	2,47	2,19
Porosidade aparente - η (%)	1,00	0,91	1,74	7,55	15,82
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B8	B7	B1	B1

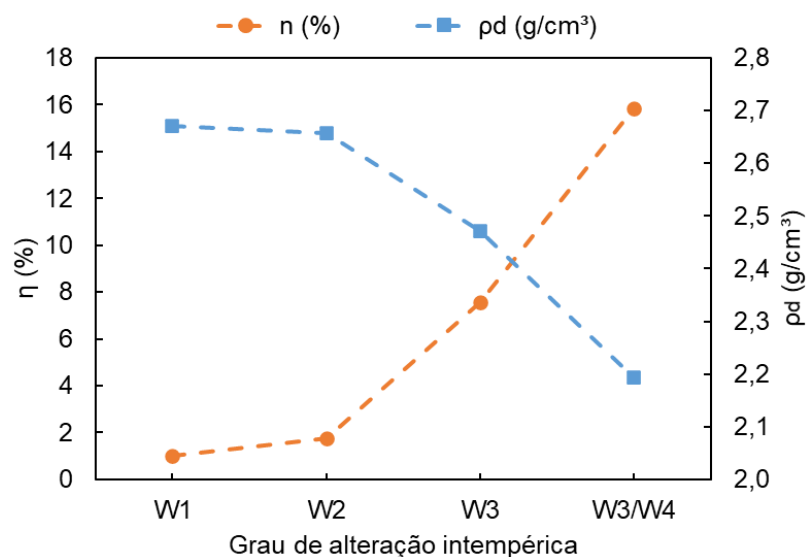
Fonte: A autora (2024).

Com base nesses resultados, observa-se que a massa específica aparente seca (ρ_d) apresentou uma ligeira variação de 2,67 g/cm³ para 2,66 g/cm³ ao passar da condição de rocha sã (W1) para levemente intemperizada (W2), equivalente a cerca de 1%. Entretanto, para a condição moderadamente intemperizada (W3), essa propriedade reduziu para 2,47 g/cm³, enquanto para as amostras na transição entre as condições moderadamente e altamente alteradas (W3/W4) esse valor atingiu 2,19 g/cm³, representando uma redução aproximada de 7,5% e 18% para esses grupos, respectivamente, em comparação à rocha sã.

Em relação à porosidade aparente (η), a rocha sã apresentou um valor de 1,00%. Esse índice aumentou para 1,74%, 7,55% e 15,82% nas classes W2, W3 e W3/W4, respectivamente. Com isso, nota-se um pequeno incremento de porosidade entre a condição de rocha sã para levemente alterada, mas esse aumento torna-se mais expressivo à medida que o grau de alteração aumenta. Na transição entre as condições moderadamente e altamente alteradas (W3/W4), a porosidade atingiu um valor cerca de 15 vezes superior à observada na rocha sã, destacando a sensibilidade dessa propriedade em relação ao processo de intemperismo.

Além disso, o grupo de amostras levemente alteradas nas quais foram observadas diferenças mineralógicas visuais, denominado “W2(DM)”, apresentou um valor de massa específica aparente seca superior ao do grupo de W2, equivalente ao da rocha sã, enquanto a sua porosidade mostrou-se inferior à observada em W2 e, inclusive, à da rocha sã (W1). Esses resultados indicam que as diferenças visuais observadas podem ter exercido influência nas propriedades-índice do sienogranito em estudo. Nesse contexto, a Figura 50 ilustra a variação quantitativa nos índices físicos de massa específica aparente seca (ρ_d) e porosidade aparente (η), decorrente do aumento do grau de alteração intempérica. Destaca-se que as amostras classificadas como W2(DM) foram desconsideradas dessa visualização, uma vez que as diferenças visuais exerceram uma influência mais expressiva nessas propriedades do que o próprio processo de intemperismo neste caso.

Figura 50 – Variação dos índices físicos em função do grau de alteração intempérica



Fonte: A autora (2024).

Esse comportamento exibido pelos índices físicos pode ser explicado a partir das observações constatadas nas lâminas petrográficas, em que, nos estágios iniciais de alteração intempérica, notou-se a predominância dos processos de intemperismo físico, enquanto a partir das classes W2 em diante, a decomposição química tornou-se mais expressiva, contribuindo, para a redução da massa específica e para o aumento observado na porosidade.

Com o intuito de comparar os resultados obtidos nesta pesquisa com estudos anteriores disponíveis na literatura, a Tabela 13 apresenta os valores dos índices físicos de ρ_d e η determinados por diversos autores para rochas graníticas. Esses estudos foram conduzidos para as mesmas condições de alteração intempérica investigadas, abrangendo as classes de W1, W2 e W3. Desta forma, é possível observar um comportamento bastante similar ao do sienogranito em questão, onde nos graus de alteração intempérica iniciais, correspondentes às categorias de W1 e W2, a variação nas propriedades físicas é mais suave, enquanto de W2 para W3 torna-se mais expressiva.

Tabela 13 – Comparação da variação dos índices físicos com demais estudos

Massa específica aparente seca - ρ_d (g/cm³)					
Autores	Litotipo	Localização	W1	W2	W3
Presente estudo (2024)	Sienogranito	Brasil	2,67	2,66	2,47
Lamas (2023)	Granito	Portugal	2,68	2,66	2,54
Jaques <i>et al.</i> (2020)	Sienogranito	Brasil	2,67	2,62	2,14
Heidari, Momeni e Naseri (2013)	Granito	Irã	2,65	2,57	2,41
Dagdelenler, Sezer e Gokceoglu (2011)	Granito	Turquia	2,68	2,62	2,55
Ceryan, Tudes e Ceryan (2008)	Granito	Turquia	2,66	2,63	2,58
Basu, Celestino e Bortolucci (2008)	Granito	Brasil	2,66	2,64	2,52
Porosidade aparente - η (%)					
Autores	Litotipo	Localização	W1	W2	W3
Presente estudo (2024)	Sienogranito	Brasil	1,00	1,74	7,55
Lamas (2023)	Granito	Portugal	0,45	1,38	5,07
Jaques <i>et al.</i> (2020)	Sienogranito	Brasil	0,80	1,83	9,81
Heidari, Momeni e Naseri (2013)	Granito	Irã	1,12	2,48	4,71
Dagdelenler, Sezer e Gokceoglu (2011)	Granito	Turquia	1,18	1,90	3,11
Ceryan, Tudes e Ceryan (2008)	Granito	Turquia	1,50	1,92	3,74

Fonte: A autora (2024).

Adicionalmente, os resultados da determinação da massa específica aparente natural (ρ), obtida para os grupos de amostras ensaiadas, são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultados da massa específica aparente natural do sienogranito

Estatística	Massa específica aparente natural (ρ)						
	W1	W1(DM)	W2(DM)	W2	W2/W3	W3	W3/W4
Valor máximo (g/cm ³)	2,68	2,67	2,65	2,67	2,59	2,51	2,35
Valor mínimo (g/cm ³)	2,62	2,66	2,61	2,60	2,55	2,38	2,28
Valor médio (g/cm ³)	2,64	2,66	2,63	2,63	2,58	2,46	2,32
Desvio padrão (g/cm ³)	0,02	0,00	0,01	0,02	0,02	0,04	0,03
Coefficiente de variação (%)	0,6%	0,1%	0,4%	0,9%	0,6%	1,4%	1,1%
Número de amostras	31	3	14	22	8	33	9
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B10	B8	B6, B7 e B9	B2 e B7	B1 e B7	B1 e B3

Fonte: A autora (2024).

A partir desses resultados, é possível observar um decréscimo no valor médio da massa específica aparente natural (ρ) das amostras da rocha sã (W1) para as classes de W2, W2/W3, W3 e W3/W4, passando de 2,64 g/cm³ para 2,63 g/cm³, 2,58 g/cm³, 2,46 g/cm³ e 2,32 g/cm³, respectivamente.

Nota-se, ainda, que para as amostras de rocha sã em que foram observadas diferenças mineralógicas visuais, categorizadas como W1(DM), o valor médio de ρ foi de 2,66 g/cm³, superior ao da rocha sã (W1) sem essas variações perceptíveis. Esse resultado sugere que, possivelmente, essas diferenças mineralógicas influenciaram o valor da massa específica aparente natural do sienogranito. Além disso, a classe W2(DM) exibiu um valor médio de ρ igual ao das amostras de W2. No entanto, conforme destacado anteriormente, os índices de ρ_d e η foram influenciados pelas diferenças mineralógicas visuais observadas nesse grupo em comparação ao de W2. Nesse sentido, a variação no valor da massa específica aparente natural entre W2(DM) e W2 pode não ter sido detectada devido às incertezas associadas ao método de determinação dessa propriedade.

Com o objetivo de avaliar apenas a influência do grau de alteração intempérica no valor da massa específica aparente natural das amostras, realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Para isso, os grupos W1(DM) e W2(DM) foram

desconsiderados, de forma que as diferenças visuais observadas nessas amostras não interferissem a avaliação do efeito do intemperismo. Os resultados dessa análise demonstraram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor da massa específica aparente natural do sienogranito.

Em seguida, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de ρ das classes de W1, W2, W2/W3, W3 e W3/W4 são estatisticamente diferentes entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 15, demonstra que a massa específica aparente natural das amostras classificadas como W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto os demais grupos, categorizados como W2/W3, W3 e W/W4, constituem classes estatisticamente diferentes entre si.

Tabela 15 – Comparação múltipla de médias do valor de ρ entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	ρ (g/cm³)	Agrupamento
W1	31	2,64	A
W2	22	2,63	A
W2/W3	8	2,58	B
W3	33	2,46	C
W3/W4	9	2,32	D

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

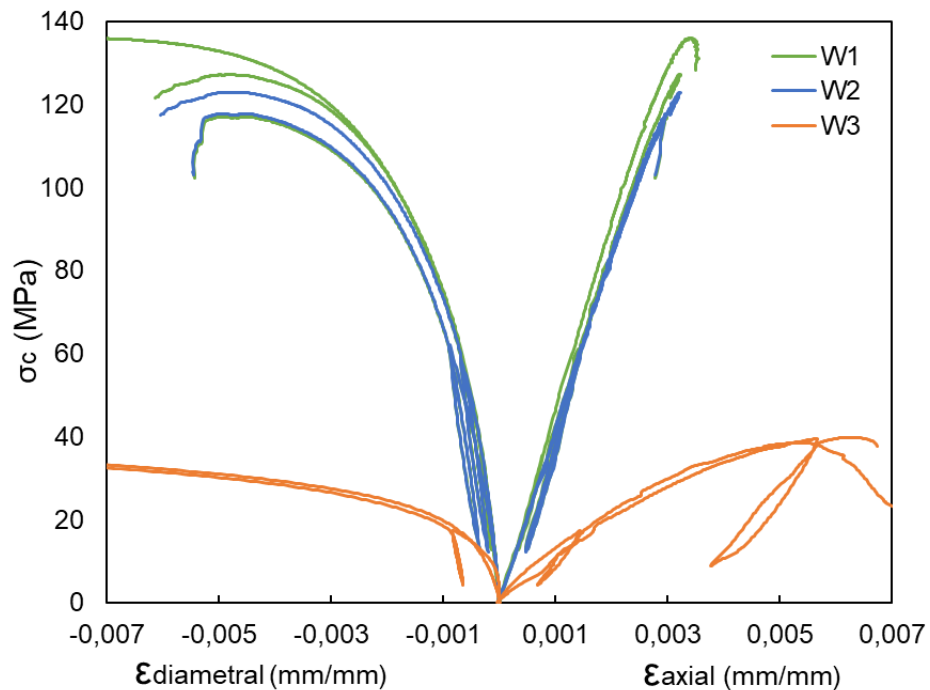
Assim, confirma-se que os índices físicos são sutilmente influenciados pelo intemperismo nas fases iniciais de alteração intempérica, como observado nos resultados de W1 e W2. Contudo, a partir da transição de W2 para W3 em diante, a influência do intemperismo sobre essas propriedades torna-se cada vez mais expressiva. Em suma, é possível inferir que tanto a descrição petrográfica quanto os índices físicos indicam que o intemperismo não produz alterações significativas em termos de mudanças mineralógicas e características físicas entre a classe W1 e W2. Enquanto isso, nas transições de W2 para W3 e de W3 para W3/W4, as mudanças, tanto mineralógicas quanto físicas são bem mais expressivas, evidenciando a necessidade de se caracterizar adequadamente os materiais transicionais entre W2, W3 e W4. Isso se deve ao fato de que o processo de intemperismo químico é mais intenso e gradual entre essas classes, e a subdivisão em apenas 3 categorias não

consegue representar essa variação, tanto do ponto de vista físico, quanto do ponto de vista mineralógico. Por essa razão, acredita-se que a divisão em classes na forma proposta pela ISRM (1978, 1981) deveria ser objeto de reavaliação.

4.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Os resultados das curvas de tensão x deformação do sienogranito, obtidos no ensaio de compressão uniaxial, estão apresentados na Figura 51.

Figura 51 – Curvas de tensão x deformação do ensaio de compressão uniaxial



Fonte: A autora (2024).

Ao analisar as curvas apresentadas, é possível observar que as amostras correspondentes às condições de rocha sã (W1) e levemente intemperizada (W2) exibiram um comportamento muito semelhante, alcançando tensões de pico muito próximas entre si. Por outro lado, as amostras de rocha moderadamente intemperizada (W3) resultaram em uma tensão de pico expressivamente inferior aos demais grupos. Além disso, nas amostras de W3, o comportamento observado foi mais dúctil, com maiores deformações após atingirem a tensão de pico. Em

contrapartida, as amostras de W1 e W2 demonstraram um comportamento mais frágil, com menores deformações pós-pico e rupturas mais abruptas.

4.3.1 Resistência à compressão uniaxial

Os valores da resistência à compressão uniaxial (σ_c) obtidos para os corpos de prova referentes aos três graus de alteração estudados são apresentados na Tabela 16. Nota-se que o valor de σ_c exibiu uma redução de cerca de 5% da condição de rocha sã para levemente alterada, e uma queda de aproximadamente 70% na condição moderadamente alterada, passando de 126,71 MPa para 120,34 MPa e 39,23 MPa, respectivamente, entre essas três condições. Além disso, o coeficiente de variação de todos os grupos foi inferior a 10%, indicando a homogeneidade dos dados.

Tabela 16 – Resultados da resistência à compressão uniaxial

Resistência à compressão uniaxial (σ_c)			
Estatística	W1	W2	W3
Valor máximo (MPa)	135,98	122,96	39,88
Valor mínimo (MPa)	116,98	117,73	38,57
Valor médio (MPa)	126,71	120,34	39,23
Desvio padrão (MPa)	9,51	3,70	0,93
Coeficiente de variação (%)	7,5%	3,1%	2,4%
Número de amostras	3	2	2
Blocos de rocha ensaiados	B11	B13	B1

Fonte: A autora (2024).

Com o intuito de avaliar se a influência do intemperismo na resistência à compressão uniaxial foi significativa, realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Os resultados dessa análise revelaram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor de σ_c do sienogranito.

Adicionalmente, uma comparação múltipla de médias foi realizada pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de σ_c das classes de W1, W2 e W3 são estatisticamente diferentes entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 17, revela que a resistência à compressão uniaxial

das amostras classificadas como W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto ambas diferem do grupo de W3.

Tabela 17 – Comparação múltipla de médias do valor de σ_c entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	σ_c (MPa)	Agrupamento
W1	3	126,72	A
W2	2	120,34	A
W3	2	39,23	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Os resultados apresentados correspondem ao comportamento observado pelos índices físicos, conforme descrito anteriormente, demonstrando que nas etapas iniciais de alteração intempérica, entre as classes W1 e W2, a resistência à compressão uniaxial foi pouco influenciada pelos processos de intemperismo. Enquanto isso, a partir das classes de W2 para W3, essa influência torna-se mais expressiva, especialmente, devido ao aumento da decomposição química dos minerais, que contribui para a redução da massa específica e para o aumento da porosidade da rocha.

Jaques (2019) determinou a resistência à compressão uniaxial para um sienogranito da mesma região do material estudado nesta pesquisa, incluindo amostras desde à classe de W1 até W5. Seus resultados evidenciaram uma redução aproximada de 39% na classe W2 em relação à W1, enquanto em W3 a diminuição foi de cerca de 81%. Assim, nota-se que o comportamento de W1 para W2 constatado pelo autor foi um pouco diferente do obtido nesta pesquisa, onde a resistência à compressão uniaxial de W2 foi apenas 5% inferior à de W1. Essa diferença pode estar associada à representatividade dos blocos de rocha coletados em ambos os estudos, além de possíveis divergências na classificação das amostras, uma vez que essa classificação é baseada em observações visuais e, portanto, pode ser subjetiva. Possivelmente, a amostra W2 coletada por Jaques (2019) deveria, na realidade, ser uma amostra de transição entre W2 e W3. No entanto, é importante destacar que o comportamento de W3, em comparação à rocha sã, obtido pelo autor é semelhante ao evidenciado no presente estudo.

Basu, Celestino e Bortolucci (2008) também estudaram o efeito do intemperismo na resistência à compressão uniaxial de rochas graníticas da região sudeste de Brasil, onde foram constatadas pequenas sobreposições de faixas dessa resistência entre as classes W1 e W2. De acordo com os autores, isso pode ser atribuído à evolução da microestrutura rochosa com o início e avanço do intemperismo, resultando na proximidade dos valores obtidos para esses dois graus de alteração. Assim, esses resultados corroboram com o comportamento identificado para o sienogranito em estudo. Além disso, Lamas (2023) investigou o comportamento geomecânico de perfis de alteração intempérica do granito do Porto, em Portugal, constatando que a resistência à compressão uniaxial para esse material sofreu um decréscimo de apenas 11% de W1 para W2, enquanto para W3 essa queda foi de 76%, e de 92% para W4, em comparação à condição de rocha sã. Esse comportamento assemelha-se muito ao observado nesta pesquisa.

Em concordância com os resultados de mineralogia e índices físicos apresentados anteriormente e confirmando as observações constatadas por outros autores, demonstra-se que há pouca diferenciação entre as classes W1 e W2. Destaca-se, portanto, a importância de considerar materiais transicionais entre W2 e W3, a fim de caracterizar adequadamente a influência do intemperismo sobre o comportamento mecânico de rochas ígneas.

4.3.2 Módulo de elasticidade

Os resultados do módulo de elasticidade (E) para os graus de alteração do sienogranito, obtidos a partir do ensaio de compressão uniaxial, estão apresentados na Tabela 18. Ao analisar esses valores, percebe-se que as amostras de W1 e W2 demonstraram um valor de E muito próximo entre si, com uma diminuição de apenas 1% ao passar de 49,29 GPa na rocha sã para 49,03 GPa na condição levemente alterada. Entretanto, a amostra de W3 apresentou uma redução de aproximadamente 70% no valor do módulo de elasticidade em comparação ao da rocha sã.

Tabela 18 – Resultados do módulo de elasticidade estático

Módulo de elasticidade (E)			
Estatística	W1	W2	W3
Valor máximo (GPa)	49,52	50,51	-
Valor mínimo (GPa)	49,06	47,55	-
Valor médio (GPa)	49,29	49,03	15,43
Desvio padrão (GPa)	0,33	2,09	-
Coeficiente de variação (%)	0,7%	4,3%	-
Número de amostras	2	2	1
Blocos de rocha ensaiados	B11	B13	B1

Fonte: A autora (2024).

Para avaliar se a influência do intemperismo nessa propriedade foi significativa, realizou-se uma análise de variância a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Os resultados dessa análise revelaram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor do módulo de elasticidade (E) do sienogranito. Além disso, foi realizada uma comparação múltipla de médias pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de E das classes de W1, W2 e W3 são estatisticamente diferentes entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 19, confirma que o módulo de elasticidade das amostras classificadas como W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto ambas diferem estatisticamente do grupo de W3.

Tabela 19 – Comparação múltipla de médias do valor de E entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	E (GPa)	Agrupamento
W1	2	49,29	A
W2	2	49,03	A
W3	1	15,43	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados apresentados, evidencia-se que, na condição de rocha levemente alterada (W2), os processos iniciais de alteração intempérica ainda não se mostraram capazes de alterar significativamente a rigidez do sienogranito. Contudo, é possível observar uma expressiva redução do módulo de elasticidade ao passar da condição de rocha (W1) para moderadamente intemperizada (W3).

Esse comportamento indica que, para um determinado acréscimo de tensões atuantes, a rocha mais intemperizada tende a apresentar uma deformação mais pronunciada, em comparação com a rocha sã. Tal fenômeno evidencia a sensibilidade do módulo de elasticidade às alterações decorrentes dos processos de intemperismo, associadas ao aumento da fissuração e à decomposição química dos minerais, conforme constatado nas análises das lâminas petrográficas.

Esse comportamento também foi evidenciado por Jaques (2019) para amostras de um sienogranito da mesma região em estudo, onde o módulo de elasticidade apresentou uma pequena redução, de aproximadamente 4%, na classe W2 em comparação à W1, e uma diminuição de cerca de 83% para W3 em relação à rocha sã. Além disso, os estudos conduzidos por Gupta e Rao (2000), Basu, Celestino e Bortolucci (2008), Heidari, Momeni e Naseri (2013) e Lamas (2023), revelaram o mesmo desempenho do módulo de elasticidade para granitos nas condições de W1, W2 e W3, confirmando a redução da rigidez da rocha com o avanço da alteração intempérica.

4.3.3 Coeficiente de Poisson

Os resultados do coeficiente de Poisson (ν) para os graus de alteração do sienogranito, obtidos a partir do ensaio de compressão uniaxial, estão apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Resultados do coeficiente de Poisson estático

Coeficiente de Poisson (ν)			
Estatística	W1	W2	W3
Valor máximo	0,475	0,464	-
Valor mínimo	0,470	0,460	-
Valor médio	0,473	0,462	0,24
Desvio padrão	0,003	0,003	-
Coeficiente de variação (%)	0,7%	0,6%	-
Número de amostras	2	2	1
Blocos de rocha ensaiados	B11	B13	B1

Fonte: A autora (2024).

O coeficiente de Poisson demonstrou um comportamento semelhante ao do módulo de elasticidade das amostras de W1, W2 e W3. O valor de ν das amostras

de W2, equivalente a 0,462, se mostrou cerca de 2% inferior ao valor de 0,473 obtido para as amostras de rocha sã. Em contrapartida, o coeficiente de Poisson obtido para a amostra de W3, de 0,242, representa uma queda de 49% em comparação às amostras de rocha sã.

Para avaliar se a influência do intemperismo nessa propriedade foi significativa, realizou-se uma análise de variância a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Os resultados dessa análise revelaram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor do coeficiente de Poisson (ν) do sienogranito. Além disso, foi realizada uma comparação múltipla de médias pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de ν das classes de W1, W2 e W3 são estatisticamente diferentes entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 21, indica que o coeficiente de Poisson das amostras de W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto ambas diferem estatisticamente do grupo de W3.

Tabela 21 – Comparação múltipla de médias do valor de ν entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	ν	Agrupamento
W1	2	0,473	A
W2	2	0,462	A
W3	1	0,242	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Os resultados apresentados evidenciam que, assim como a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson também diminuiu com o aumento da alteração intempérica do sienogranito. Esse comportamento é semelhante ao obtido por Jaques (2019), ao investigar o mesmo material em questão, no qual observou uma redução no valor do coeficiente de Poisson entre as classes de W1, W2 e W3, respectivamente.

Além disso, os trabalhos realizados com rochas graníticas em diferentes países, desenvolvidos por Basu, Celestino e Bortolucci (2008), Gupta e Rao (2000) e Lamas (2023) demonstraram que os valores do coeficiente de Poisson nas condições de rocha sã (W1) e levemente alterada (W2) foram muito próximos entre

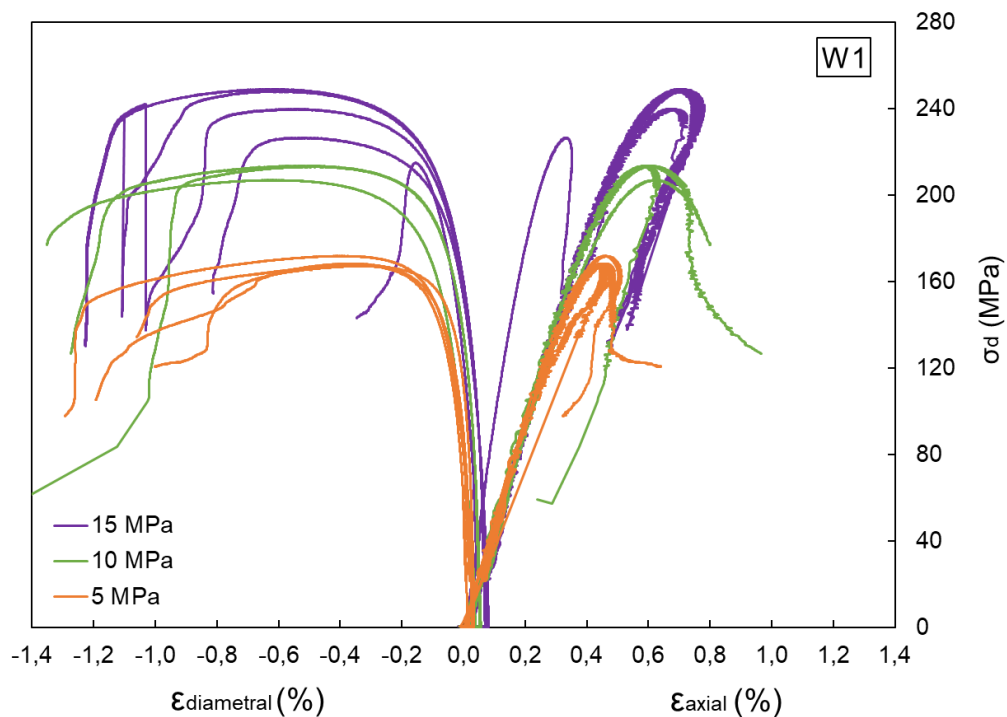
si, assim como no presente estudo. Entretanto, Basu, Celestino e Bortolucci (2008) e Gupta e Rao (2000) observaram uma tendência de aumento desse coeficiente para a rocha moderadamente alterada (W3) em diante, contrariamente ao observado para o sienogranito em estudo. Enquanto isso, na pesquisa desenvolvida por Lamas (2023), esse parâmetro diminuiu de W2 em direção às classes de W3 e W4, tornando-se igual ao da rocha sã para as amostras classificadas como W4.

Diante desse cenário, infere-se que, possivelmente, o coeficiente de Poisson é fortemente influenciado por outros aspectos da rocha, como composição mineralógica, textura dos grãos minerais e presença de microfissuras, além do efeito do intemperismo. Isso se evidencia pelo fato de que, para a mesma litologia, avaliada neste estudo e no desenvolvido por Jaques (2019), o comportamento observado foi muito semelhante, enquanto para granitos de diferentes localidades a resposta do coeficiente de Poisson foi divergente.

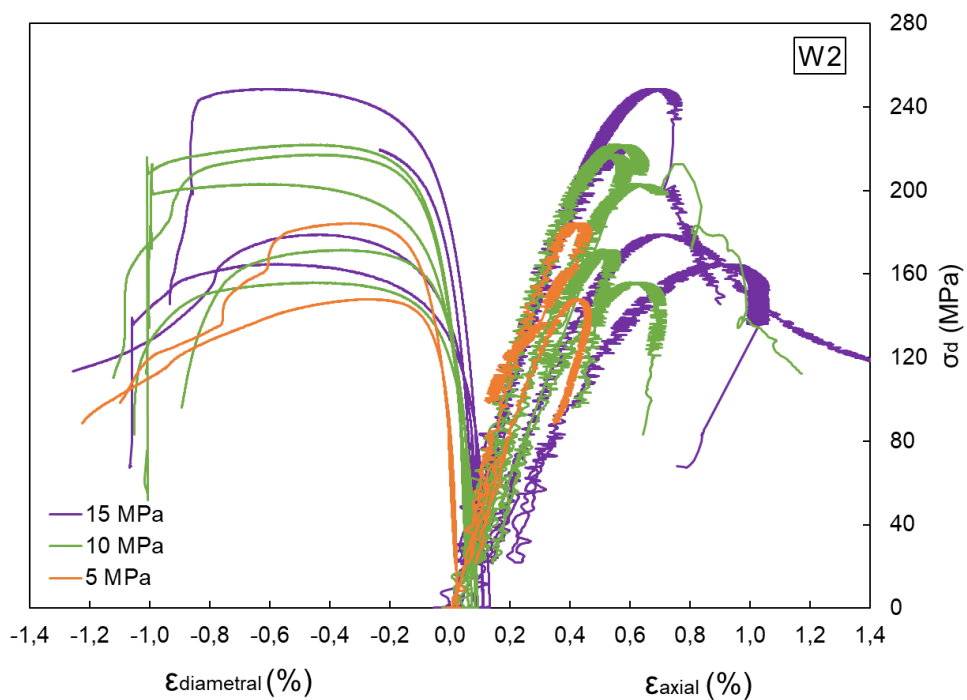
Novamente, os resultados evidenciam que a diferenciação entre W2 e W3 é mais importante do que a que ocorre entre W1 e W2, tornando crucial a consideração de materiais transicionais entre W2 e W3, de maneira a caracterizar adequadamente a influência do intemperismo sobre as propriedades mecânicas de rochas ígneas.

4.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

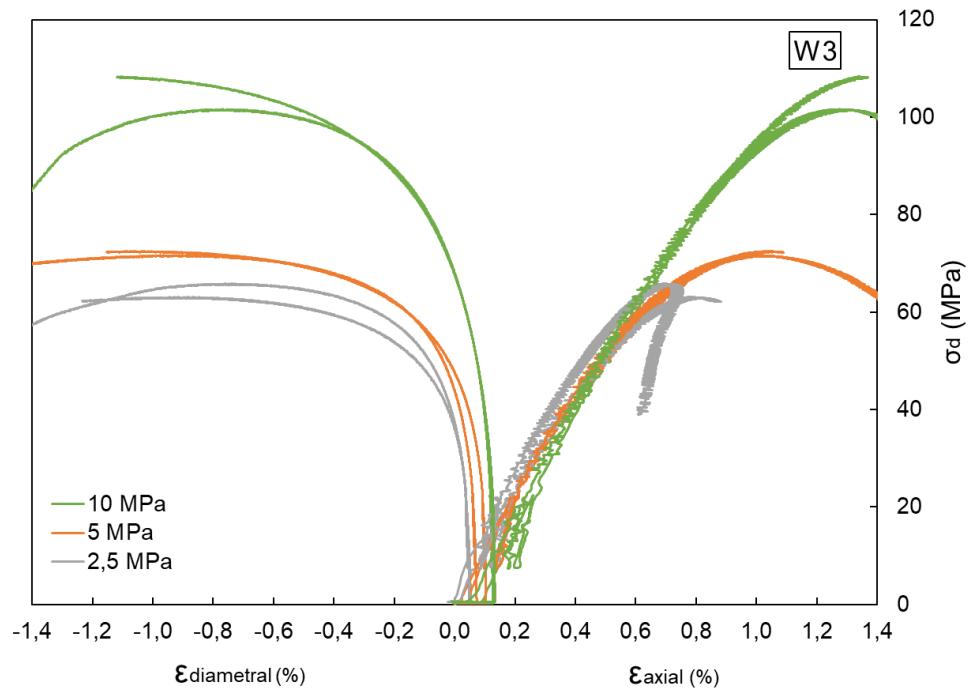
Os resultados das curvas de tensão x deformação do sienogranito, obtidos no ensaio de compressão triaxial, estão apresentados na Figura 52, na Figura 53 e na Figura 54, para as amostras de W1, W2 e W3, respectivamente. Além disso, a Tabela 22 apresenta o valor médio da máxima tensão desviadora (σ_d) suportada pelas amostras submetidas a cada tensão confinante (σ_3), para os três graus de alteração intempérica estudados.

Figura 52 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W1 no ensaio de compressão triaxial

Fonte: A autora (2024).

Figura 53 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W2 no ensaio de compressão triaxial

Fonte: A autora (2024).

Figura 54 – Curvas de tensão x deformação para amostras de W3 no ensaio de compressão triaxial

Fonte: A autora (2024).

Tabela 22 – Máxima tensão desviadora suportada pelas amostras para cada tensão confinante

Tensão confinante - σ_3 (MPa)	Máxima tensão desviadora suportada - σ_d (MPa)		
	W1	W2	W3
2,5	-	-	64,4
5,0	168,9	166,2	72,0
10,0	211,4	195,8	105,0
15,0	236,3	203,0	-
Número de amostras	12	11	6
Blocos de rocha ensaiados	B11	B12 e B13	B1 e B14

Fonte: A autora (2024).

A partir desses resultados, nota-se que, para as amostras dos três níveis de alteração (W1, W2 e W3), há um aumento no valor da máxima tensão desviadora suportada e da deformação axial sofrida pelas amostras à medida que a tensão confinante aumenta. Além disso, destaca-se que as amostras de rocha são (W1) apresentaram um comportamento mais homogêneo entre os corpos de prova ensaiados sob uma mesma tensão confinante, como evidenciado pela Figura 52. Esse padrão de comportamento também foi observado nas amostras moderadamente alteradas (W3), conforme destacado na Figura 54.

Em contrapartida, para as amostras levemente alteradas (W2), percebe-se uma maior variação entre as amostras ensaiadas a uma mesma tensão confinante, como indicado na Figura 53. Essa variabilidade pode ser atribuída ao fato de que os corpos de prova da classe W2 foram extraídos de dois blocos de rocha diferentes, que poderiam conter diferenças mineralógicas e texturais em seu material. Outro fator importante a ser destacado é que até mesmo as amostras extraídas de um único bloco podem apresentar variações, uma vez que as regiões próximas à superfície podem estar mais alteradas pelo intemperismo em comparação com a região central do bloco.

Com o objetivo de avaliar o efeito do intemperismo na máxima tensão desviadora (σ_d) suportada pelas amostras, foram avaliados os dados referentes às tensões confinantes de 5 MPa e 10 MPa, uma vez que esses valores abrangem os três graus de alteração intempérica (W1, W2 e W3). Para isso, esses dados foram avaliados separadamente, para cada uma das tensões confinantes.

4.4.1 Tensão desviadora de 5 MPa

Os valores máximos de tensão desviadora (σ_d) suportados pelas amostras a uma tensão confinante (σ_3) de 5 MPa são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Máxima tensão desviadora suportada para a tensão confinante de 5 MPa

Máxima tensão desviadora (σ_d) suportada para $\sigma_3 = 5$ MPa			
Estatística	W1	W2	W3
Valor máximo (MPa)	171,91	184,36	72,45
Valor mínimo (MPa)	167,32	148,03	71,65
Valor médio (MPa)	168,89	166,19	72,05
Desvio padrão (MPa)	2,06	25,69	0,57
Coeficiente de variação (%)	1,2%	15,5%	0,8%
Número de amostras	4	2	2
Blocos de rocha ensaiados	B11	B12 e B13	B1 e B14

Fonte: A autora (2024).

Com base nesses resultados, nota-se que as amostras de W1 e W3 exibiram um baixo valor de coeficiente de variação, demonstrando uma homogeneidade entre os corpos de prova ensaiados. Contudo, o coeficiente de variação das amostras de

W2 foi superior aos outros dois grupos, evidenciando o comportamento mais variável dessas amostras, conforme abordado anteriormente. Além disso, o valor de σ_d apresentou uma pequena redução da rocha sã (W1) para levemente alterada (W2), de aproximadamente 2%, passando de 166,89 MPa para 166,19 MPa. Por outro lado, para as amostras moderadamente alteradas (W3), essa redução foi mais expressiva, equivalente a 57%, resultando em um valor de 72,05 MPa.

Com o intuito de avaliar se a influência do intemperismo sobre o valor da máxima tensão desviadora suportada pelas amostras foi significativa, realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Os resultados dessa análise revelam um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor de σ_d do sienogranito para a tensão confinante de 5 MPa.

Em seguida, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de σ_d das classes de W1, W2 e W3 diferem estatisticamente entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 24, indica que a tensão desviadora suportada pelas amostras, sob uma tensão confinante de 5 MPa, das classes W1 e W2 são estatisticamente equivalentes, enquanto ambas diferem do grupo de W3.

Tabela 24 – Comparação múltipla de médias de σ_d , para $\sigma_3 = 5$ MPa, entre os graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	σ_d (MPa)	Agrupamento
W1	4	168,89	A
W2	2	166,19	A
W3	2	72,05	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

4.4.2 Tensão desviadora de 10 MPa

Os valores máximos de tensão desviadora (σ_d) suportados pelas amostras a uma tensão confinante (σ_3) de 10 MPa são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Máxima tensão desviadora suportada para a tensão confinante de 10 MPa

Máxima tensão desviadora (σ_d) suportada para $\sigma_3 = 10$ MPa			
Estatística	W1	W2	W3
Valor máximo (MPa)	213,76	221,91	108,39
Valor mínimo (MPa)	207,00	155,86	101,63
Valor médio (MPa)	211,35	195,80	105,01
Desvio padrão (MPa)	3,77	30,00	4,78
Coeficiente de variação (%)	1,8%	15,3%	4,6%
Número de amostras	3	5	2
Blocos de rocha ensaiados	B11	B12 e B13	B1 e B14

Fonte: A autora (2024).

Com base nesses resultados, observa-se que as amostras submetidas a uma tensão confinante (σ_3) de 10 MPa exibiram um comportamento semelhante às amostras ensaiadas a uma tensão de σ_3 de 5 MPa, no qual a variabilidade as amostras de W1 e W3 foi baixa, enquanto para W2 foi mais pronunciada. Nesse contexto, o valor de σ_d apresentou uma redução de cerca de 8% de W1 para W2, passando de 211,35 MPa para 195,80 MPa. Enquanto isso, as amostras moderadamente alteradas (W3), exibiram uma redução mais expressiva em relação à rocha sã, equivalente a 50%, resultando em um valor de 105,01 MPa.

A fim de avaliar se a influência do intemperismo no valor da máxima tensão desviadora suportada pelas amostras foi significativa, realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Os resultados dessa análise revelam um Valor-P inferior a 0,05, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor de σ_d do sienogranito para a tensão confinante de 10 MPa.

Além disso, a comparação múltipla de médias foi realizada pelo Método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, para avaliar se os valores de σ_d das classes de W1, W2 e W3 diferem estatisticamente entre si. Essa análise, apresentada na Tabela 26, indica que a tensão desviadora suportada pelas amostras, sob uma tensão confinante de 10 MPa, das classes W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto ambas diferem do grupo de W3.

Tabela 26 – Comparação múltipla de médias de σ_d , para $\sigma_3 = 10$ MPa, entre os graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	σ_d (MPa)	Agrupamento
W1	3	211,35	A
W2	5	195,80	A
W3	2	105,01	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Com base nos resultados apresentados, verificou-se que a resistência do sienogranito aumentou proporcionalmente ao incremento da tensão confinante, avaliando cada grau de alteração intempérica individualmente.

Ao investigar o efeito do intemperismo na máxima tensão desviadora suportada pelas amostras, constatou-se que, para um mesmo nível de tensão confinante, o aumento do grau de alteração resultou em uma diminuição da resistência da rocha. Esse comportamento foi observado tanto para as condições de σ_3 de 5 MPa quanto para 10 MPa. Nota-se, ainda, que nos estágios iniciais de alteração intempérica, entre as classes W1 e W2, a redução da resistência foi sutil, enquanto nas amostras moderadamente intemperizadas (W3) essa diminuição se mostrou mais expressiva. Esses resultados seguiram a mesma tendência exibida pelos índices físicos, bem como pelas propriedades de resistência e deformabilidade avaliadas no ensaio de compressão uniaxial, demonstrando que, a partir de W2 para W3 a decomposição química observada nas lâminas petrográficas contribuiu para a deteriorização das propriedades geomecânicas do sienogranito.

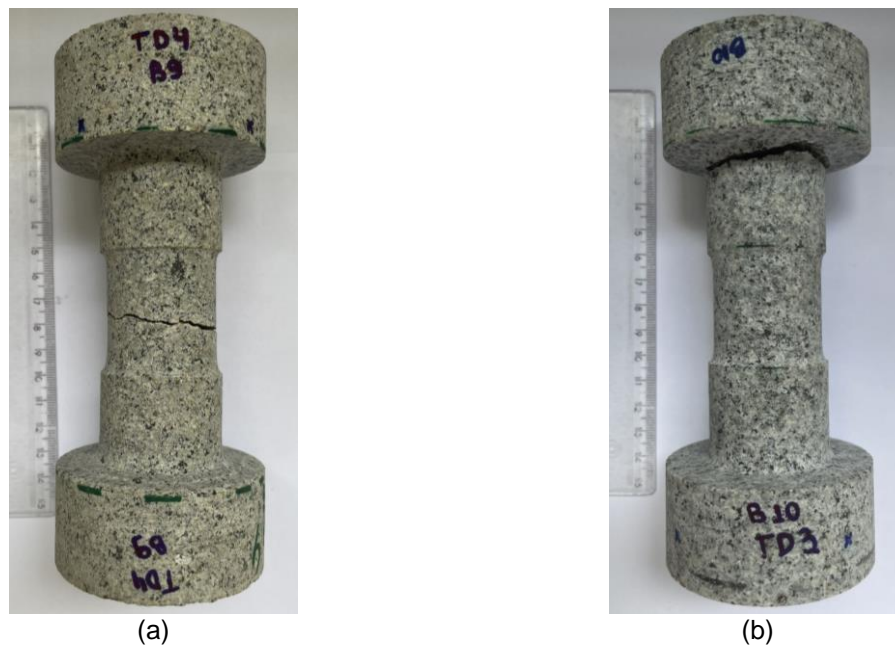
Lamas (2023) conduziu ensaios de compressão triaxial para o granito do Porto nas condições de W2 e W3, abrangendo tensões confinantes variando entre 2 MPa a 10 MPa. Em seu estudo, foi identificada uma redução da resistência à compressão triaxial com o aumento da alteração intempérica do granito, registrando uma diminuição de 35% da máxima tensão desviadora suportada pelas amostras de W3 em comparação às de W2. Esse comportamento é coerente com os resultados obtidos no presente estudo. Entretanto, é importante destacar que o coeficiente de variação dos grupos de amostras ensaiados por Lamas (2023) foi de 32,3% para as classificadas como W2 e de 62,9% para as de W3, indicando uma heterogeneidade entre os corpos de prova ensaiados. Em contrapartida, no presente estudo apenas as amostras de W2 apresentaram um coeficiente de variação mais elevado, de

aproximadamente 15%, enquanto os demais grupos de amostras exibiram variações mínimas, permitindo concluir que as amostras do sienogranito em estudo possuíam um comportamento mais homogêneo.

4.5 ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA

Dentre as 16 amostras submetidas ao ensaio de tração direta com o CTC, em 14 delas a ruptura ocorreu na seção central do corpo de prova, consideradas válidas, como ilustrado na Figura 55 (a). Entretanto, nas outras duas amostras restantes, a ruptura foi considerada inválida, manifestando-se na região próxima à extremidade do corpo de prova, conforme exemplificado na Figura 55 (b).

Figura 55 – Amostras submetidas ao ensaio de tração direta: (a) ruptura válida e (b) ruptura inválida



Fonte: A autora (2024).

É importante destacar que as duas amostras com rupturas não desejadas eram referentes ao grupo “W1(DM)”. Esse comportamento pode, portanto, ser atribuído às diferenças mineralógicas observadas, além de possíveis variações estruturais, microfissuras ou quaisquer outros aspectos não visíveis a olho nu. Essa complexidade sugere a necessidade de investigações mais aprofundadas nessas amostras, as quais não foram realizadas durante o presente estudo. Além disso, os corpos de prova usinados apresentavam algumas discrepâncias em suas

dimensões, decorrentes do processo de torneamento, o que também pode ter influenciado o comportamento de ruptura observado por essas amostras.

Desta forma, os resultados obtidos no ensaio de tração direta, para as amostras em que a ruptura ocorreu na seção central do corpo de prova, estão apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 – Resultados do ensaio de tração direta

Resistência à tração direta (σ_t)				
Estatística	W1(DM)	W1	W2	W3
Valor máximo (MPa)	-	6,26	6,11	1,84
Valor mínimo (MPa)	-	5,38	3,24	0,66
Valor médio (MPa)	9,67	5,82	4,88	1,14
Desvio padrão (MPa)	-	0,63	1,06	0,49
Coeficiente de variação (%)	-	10,8%	21,8%	42,9%
Número de amostras	1	2	6	5
Blocos de rocha ensaiados	B10	B4	B9	B1

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados apresentados, nota-se que os grupos de amostras de W2 e W3 resultaram em coeficientes de variação altos para os valores médios de resistência à tração obtidos. Entretanto, devido à quantidade limitada de amostras ensaiadas nesses grupos, optou-se por manter esses resultados brutos iniciais, mesmo que o coeficiente de variação tenha sido superior a 10%. Além disso, não foram identificadas diferenças visuais expressivas entre as amostras de cada um desses grupos, que pudessem explicar essa variabilidade indicada. Nesse contexto, essa variação pode ser decorrente de possíveis diferenças relativas a aspectos texturais, mineralógicos ou estruturais do sienogranito, não perceptíveis a olho nu, além de variações nas dimensões das amostras preparadas.

Observa-se ainda uma tendência clara de redução da resistência à tração com o aumento do grau de alteração intempérica do sienogranito. As amostras de rocha sã (W1) apresentaram uma resistência de 5,82 MPa, enquanto na condição levemente alterada (W2) a resistência foi de 4,88 MPa e para as amostras moderadamente intemperizadas (W3) esse valor foi igual a 1,14 MPa. Esse comportamento revela uma diminuição aproximada de 16% da resistência à tração

para amostras de W2 e uma redução expressiva de cerca de 80% para as amostras de W3.

Somado a isso, nota-se que o valor obtido para a resistência à tração da amostra classificada como W1(DM) foi de 9,67 MPa, cerca de 66% superior à resistência média das amostras de W1, que foi igual a 5,82 MPa. Assim, constatou-se que as diferenças mineralógicas visualmente observadas podem ter contribuído para o aumento da resistência à tração nas amostras de rocha sã ensaiadas.

Nesse sentido, com o intuito de avaliar somente a influência do intemperismo na resistência à tração (σ_t) do sienogranito, foram considerados apenas os grupos de amostras de W1, W2 e W3 para a execução de uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA). Essa análise foi realizada com um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), tendo como fator de influência o grau de alteração intempérica, e os resultados demonstraram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05. Assim, constatou-se que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente a resistência à tração do sienogranito.

Em seguida, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, a fim de avaliar se há diferença significativa entre os valores de resistência à tração (σ_t) obtidos para as amostras de W1, W2 e W3. Os resultados dessa comparação estão indicados na Tabela 28, demonstrando que os valores médios de σ_t obtidos para W1 e W2 são significativamente iguais, enquanto ambos diferem das amostras de W3.

Tabela 28 – Comparação múltipla de médias do valor de σ_t entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	σ_t (MPa)	Agrupamento
W1	2	5,82	A
W2	6	4,88	A
W3	5	1,14	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Diante da escassez de estudos disponíveis na literatura que determinem a resistência à tração direta de rochas graníticas em diferentes graus de alteração intempérica, a comparação com demais trabalhos tornou-se limitada. No entanto, Baêso (2021) conduziu um estudo com amostras de rocha sã (W1), utilizando um

sienogranito coletado na mesma região desta pesquisa, possibilitando a comparação de seus resultados com os determinados para a rocha sã no presente trabalho.

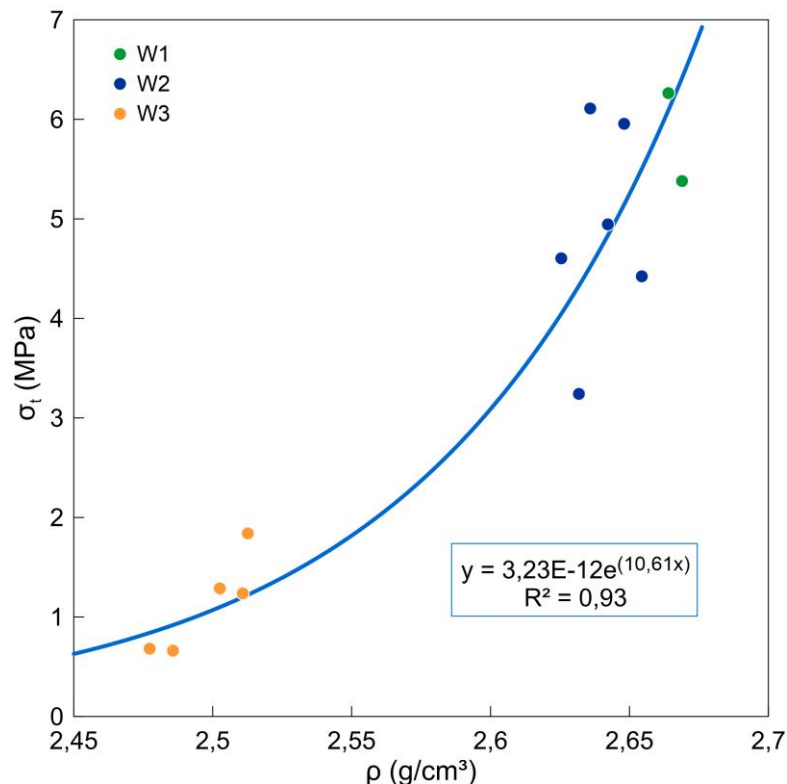
Na pesquisa desenvolvida por Baêso (2021), cinco corpos de prova foram submetidos ao ensaio de tração direta com a utilização do CTC, divididos em duas amostragens. Na “Amostragem 1”, duas dessas amostras foram ensaiadas, resultando em um valor médio de σ_t de 6,08 MPa, enquanto a “Amostragem 2” apresentou uma média de 8,44 MPa, referentes às outras três amostras ensaiadas. Desse modo, observa-se que os resultados obtidos para os corpos de prova de W1 no presente estudo assemelham-se aos da “Amostragem 1” determinados por Baêso (2021).

Adicionalmente, a partir dos resultados determinados no ensaio de tração direta com o CTC, torna-se evidente que a diminuição da resistência à tração da rocha sã (W1) para a condição levemente alterada (W2) é consideravelmente inferior à redução observada nessa resistência ao avançar de W2 para as amostras moderadamente alteradas pelo intemperismo (W3). Essa tendência é coerente com as observações constatadas nos demais ensaios, anteriormente descritos, para o sienogranito. Conclui-se, portanto, que a resistência à tração, determinada de forma direta com a utilização do CTC, foi mais sutil nos estágios iniciais de alteração intempérica. Contudo, a partir das classes de W2 para W3, essa influência tornou-se mais expressiva, especialmente, devido ao aumento da decomposição química dos minerais, que contribui para a redução da massa específica, para o aumento da porosidade e, conseqüentemente, para a diminuição da resistência da rocha. Mais uma vez, destaca-se a necessidade de uma melhor caracterização dos materiais transicionais entre W2 e W3 e, possivelmente, também entre W3 e W4, uma vez que a variação observada entre W2 e W3 é bem superior à observada entre W1 e W2.

A fim de compreender melhor o comportamento da resistência à tração direta em função do intemperismo, analisou-se a variação da resistência à tração, obtida por esse método direto, em relação à massa específica aparente natural das amostras, buscando representar, de forma quantitativa, a influência do grau de alteração intempérica do sienogranito sobre essa propriedade. Para isso, a massa específica de cada corpo de prova foi determinada previamente à realização do ensaio de tração direta, por meio da medição das dimensões e da massa das amostras, sendo obtida pela Equação 7.

Desta forma, a Figura 56 apresenta a variação de σ_t em função de ρ , em que a curva de melhor ajuste dos dados pode ser descrita pela Equação 25, que possui um coeficiente de determinação (R^2) de 0,93. Assim, através da utilização da equação proposta, torna-se possível estimar a resistência à tração direta do sienogranito com base nos dados de massa específica aparente natural, uma propriedade consideravelmente mais simples e acessível de ser obtida.

Figura 56 – Variação de σ_t em função de ρ



Fonte: A autora (2024).

$$\sigma_t = 3,23 \times 10^{-12} e^{(10,61\rho)}$$

Equação 25

Em que:

σ_t = resistência à tração (MPa); e

ρ = massa específica aparente natural (g/cm³).

No entanto, é importante ressaltar que a classificação da ISRM (1978, 1981) quanto ao grau de alteração categoriza como rocha “levemente alterada” as amostras com possível descoloração e menor resistência em relação à rocha sã,

enquanto para a condição “moderadamente alterada” são consideradas as amostras com menos de 50% da matriz rochosa decomposta em solo. Esse agrupamento revela uma grande lacuna entre as classes de W2 e W3 do ponto de vista geomecânico, que é refletida nos resultados obtidos para as propriedades de resistência das amostras dessas duas categorias, como constatado neste ensaio e evidenciado pela Figura 56. Ao mesmo tempo, destaca-se a similaridade dos resultados das classes W1 e W2, sugerindo, mais uma vez, que o intemperismo exerce uma influência mais marcante entre os materiais levemente a medianamente intemperizados, e que há pouca justificativa para diferenciar W1 e W2 para fins de caracterização mecânica.

4.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados obtidos a partir da execução do ensaio de compressão diametral estão apresentados na Tabela 29. É importante destacar que esses dados correspondem aos resultados iniciais, incluindo todas as amostras submetidas a esse ensaio, sem a realização de qualquer tratamento para identificação e exclusão de *outliers*. Ressalta-se que para este ensaio foi possível testar amostras de transição entre W2 e W3 e entre W3 e W4, de forma que os resultados permitiram uma análise da influência de materiais transicionais entre essas classes sobre o comportamento mecânico do sienogranito.

Tabela 29 – Resultados iniciais do ensaio de compressão diametral

Resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$)						
Estatística	W1	W2(DM)	W2	W2/W3	W3	W3/W4
Valor máximo (MPa)	11,16	13,50	6,76	4,44	4,02	2,80
Valor mínimo (MPa)	6,05	8,16	4,65	2,65	1,78	1,40
Valor médio (MPa)	8,42	10,99	5,63	3,58	2,71	2,02
Desvio padrão (MPa)	1,32	1,42	0,58	0,57	0,54	0,39
Coefficiente de variação (%)	15,6%	12,9%	10,4%	15,9%	19,9%	19,2%
Número de amostras	20	16	11	10	26	13
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B8	B6 e B7	B2 e B7	B1 e B7	B1 e B3

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados apresentados, nota-se que todos os grupos de amostras exibiram um coeficiente de variação superior a 10%. Diante disso, realizou-se o tratamento dos dados, eliminando as amostras classificadas como *outliers* do conjunto, de modo a obter um coeficiente de variação máximo de 10% para cada grupo. Esses resultados estão detalhados na Tabela 30.

Tabela 30 – Resultados do ensaio de compressão diametral após tratamento dos dados

Resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$)						
Estatística	W1	W2(DM)	W2	W2/W3	W3	W3/W4
Valor máximo (MPa)	9,73	12,91	6,31	3,99	3,10	2,26
Valor mínimo (MPa)	6,91	8,63	4,65	3,10	2,39	1,70
Valor médio (MPa)	8,38	11,02	5,52	3,69	2,67	2,02
Desvio padrão (MPa)	0,81	1,10	0,47	0,35	0,23	0,20
Coeficiente de variação (%)	9,7%	10,0%	8,6%	9,6%	8,5%	9,9%
Número de amostras	14	14	10	7	17	9
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B8	B6 e B7	B2 e B7	B1 e B7	B1 e B3

Fonte: A autora (2024).

Destaca-se que o valor médio obtido após a remoção de *outliers* apresentou variações mínimas, resultando em dados mais consistentes e homogêneos, com menor dispersão em torno da média.

Os resultados obtidos nesse ensaio evidenciam uma redução gradual da resistência à tração indireta do sienogranito, conforme o grau de alteração intempérica aumentou. As amostras de rocha sã (W1) apresentaram uma resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$) de 8,38 MPa. Essa resistência diminuiu progressivamente para 5,52 MPa, 3,69 MPa, 2,67 MPa e 2,02 MPa nas amostras classificadas como W2, W2/W3, W3 e W3/W4, respectivamente. Percentualmente, a redução na resistência das amostras intemperizadas corresponde a aproximadamente 34%, 56%, 68% e 76% da resistência das amostras de rocha sã, para as classes de graus de alteração intempérica destacadas.

Outra observação constatada foi que a resistência à tração indireta das amostras categorizadas como W2(DM) atingiu 11,02 MPa, aproximadamente o dobro da resistência das amostras levemente intemperizadas classificadas como W2. Além disso, a resistência do grupo W2(DM) mostrou-se cerca de 32% superior ao valor obtido para as amostras de rocha sã, evidenciando que as diferenças

mineralógicas visualmente observadas efetivamente contribuem para o aumento da resistência à tração do sienogranito.

Nesse contexto, com o intuito de avaliar somente a influência do intemperismo na resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$) do sienogranito, foi realizada uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) com um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), desconsiderando as amostras classificadas como W2(DM). Assim, o fator de influência foi considerado como o grau de alteração intempérica das amostras, variando em cinco níveis (W1, W2, W2/W3, W3 e W3/W4). Os resultados dessa análise de variância demonstraram um Valor-P nulo, sendo inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05, indicando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente a resistência à tração indireta do sienogranito. Adicionalmente, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, a fim de avaliar se há diferença significativa entre os valores de resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$) obtidos para as amostras dos cinco grupos de grau de alteração intempérica avaliados. Os resultados dessa comparação estão indicados na Tabela 31, demonstrando que todos os valores médios de $\sigma_{t,CD}$ obtidos para as classes de intemperismo avaliadas são significativamente diferentes.

Tabela 31 – Comparação múltipla de médias do valor de $\sigma_{t,CD}$ entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	$\sigma_{t,CD}$ (MPa)	Agrupamento
W1	14	8,38	A
W2	10	5,52	B
W2/W3	7	3,69	C
W3	17	2,67	D
W3/W4	9	2,02	E

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

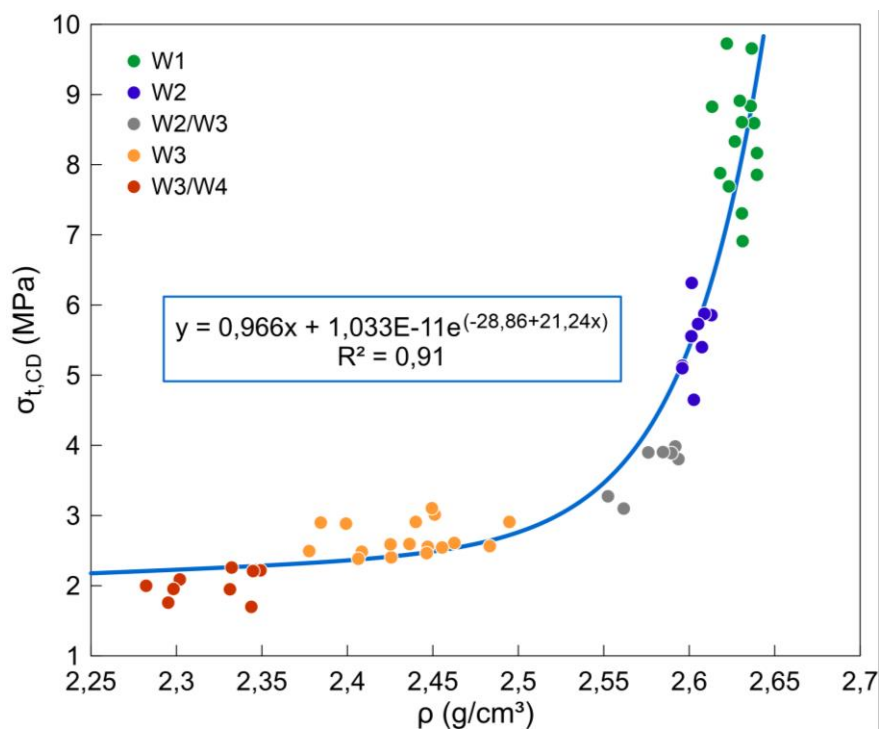
Com base nos resultados obtidos neste ensaio, observou-se que as amostras de rocha sã (W1) e levemente alteradas (W2) apresentaram comportamentos estatisticamente diferentes entre si, diferentemente dos outros ensaios avaliados. Essa divergência pode ser explicada pelo fato de que as dimensões dos corpos de prova do ensaio de compressão diametral são mais reduzidas, quando comparadas às amostras submetidas aos demais ensaios, tornando mais viável a obtenção de

amostras com graus de alteração intempérica mais claramente definidos e com maior semelhança mineralógica e estrutural em um mesmo grupo.

Além disso, foi possível confirmar que os grupos situados na transição entre os graus de alteração principais, categorizados como W2/W3 e W3/W4, constituem classes de resistência estatisticamente distintas entre si. Esse resultado evidencia que a classificação proposta pela ISRM (1978, 1981) subdivide o efeito do nível de alteração intempérica em grupos muito amplos, destacando a necessidade de uma classificação mais segmentada, que considere também os aspectos quantitativos.

Sendo assim, realizou-se uma análise da variação da resistência à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$) em função da massa específica aparente natural das amostras, buscando representar, de forma quantitativa, a influência do grau de alteração intempérica do sienogranito sobre essa propriedade. Para isso, a massa específica de cada corpo de prova foi determinada previamente à realização do ensaio de compressão diametral, por meio da medição das dimensões e da massa das amostras, sendo obtida pela Equação 7. Logo, na Figura 57 é apresentada a variação de $\sigma_{t,CD}$ em função de ρ , em que a curva de melhor ajuste dos dados é descrita pela Equação 26, que possui um coeficiente de determinação (R^2) de 0,91.

Figura 57 – Variação de $\sigma_{t,CD}$ em função de ρ



Fonte: A autora (2024).

$$\sigma_{t,CD} = 0,966\rho + 1,033 \times 10^{-11}e^{(-28,86+21,24\rho)} \quad \text{Equação 26}$$

Em que:

$\sigma_{t,CD}$ = resistência à tração indireta (MPa); e

ρ = massa específica aparente natural (g/cm³).

Assim, ao empregar a equação proposta, torna-se possível estimar a resistência à tração indireta do sienogranito com base nos dados de massa específica aparente natural, uma propriedade mais simples e acessível de ser obtida. Ademais, observa-se na Figura 57 que não há lacunas de informação entre as diversas classes de intemperismo, quando se considera a existência de materiais transicionais entre W2 e W3 e entre W3 e W4.

Adicionalmente, verificou-se que o comportamento observado no ensaio de compressão diametral assemelha-se ao encontrado por demais autores na literatura, os quais investigaram a variação da resistência à tração de rochas graníticas, obtida de forma indireta, de acordo com o grau de alteração intempérica. Dentre esses estudos, destacam-se os conduzidos por Gupta e Rao (2000), Ceryan, Tudes e Ceryan (2008), Heidari, Momeni e Naseri (2013), Jaques *et al.* (2020) e Lamas (2023).

4.7 ENSAIO DO ESCLERÔMETRO DE SCHMIDT

Dentre as amostras submetidas ao ensaio de esclerômetro de Schmidt, parte delas possuía um diâmetro aproximado de 54 mm e a relação altura/diâmetro (H/D) variando entre 2,0 e 2,5, enquanto outro grupo de amostras apresentava diâmetro de aproximadamente 67,5 mm e altura mínima de 160 mm. Com o intuito de avaliar se os resultados de resistência ao impacto (Q) obtidos para as duas dimensões constituíam um conjunto de dados homogêneo, foram determinados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) para um único grupo, abrangendo os dois tipos de amostras, conforme apresentado na Tabela 32.

Tabela 32 – Avaliação da homogeneidade das amostras do ensaio de esclerômetro Schmidt

Grau de alteração intempérica	Resistência ao impacto (Q)		
	Média	Desvio	CV (%)
W1	48,8	3,12	6,4%
W1(DM)	58,5	0,62	1,1%
W2	50,8	7,78	15,3%
W2/W3	36,3	-	-
W3	33,6	6,97	20,8%

Fonte: A autora (2024).

A análise realizada resultou em valores de coeficiente de variação superiores a 10% para as amostras de W2 e W3 ensaiadas, indicando que o tamanho do corpo de prova pode ter influenciado o valor de Q, tornando os grupos heterogêneos. Essa variabilidade pode estar associada à estabilidade do corpo de prova no suporte durante a realização do ensaio, uma vez que as amostras maiores apresentaram maior estabilidade ao receber o impacto do martelo. Desta forma, a fim de isolar o efeito das dimensões das amostras, e investigar a influência do grau de alteração intempérica na propriedade da resistência ao impacto (Q) do martelo Schmidt, os resultados dos dois grupos de amostras foram avaliados separadamente.

4.7.1 Amostras cilíndricas com diâmetro de 54 mm

Os resultados da resistência ao impacto obtidos para as amostras cilíndricas com diâmetro aproximado de 54 mm e relação H/D entre 2,0 e 2,5 estão apresentados na Tabela 33. Nesse conjunto de amostras o grau de alteração intempérica variou entre as classes W1, W2, W2/W3 e W3.

Tabela 33 – Resultados do ensaio do esclerômetro de Schmidt para amostras de diâmetro de 54 mm

Resistência ao impacto (Q) - Amostras com D = 54 mm				
Estatística	W1	W2	W2/W3	W3
Valor máximo	50,40	42,85	-	31,70
Valor mínimo	43,38	41,13	-	24,88
Valor médio	47,65	42,12	36,25	28,94
Desvio padrão	1,90	0,82	-	2,07
Coeficiente de variação (%)	4,0%	1,9%	-	7,2%
Número de amostras	14	5	1	12
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B6	B2	B1

Fonte: A autora (2024).

A análise dos resultados apresentados na Tabela 33, demonstrou que todos os grupos de amostras resultaram em um coeficiente de variação inferior à 10%, evidenciando a homogeneidade dos dados obtidos com os corpos de provas nessas dimensões. Além disso, observa-se uma redução gradual na resistência ao impacto (Q) das amostras à medida que o grau de alteração intempérica aumenta. As amostras de rocha sã exibiram um valor de Q igual a 47,65, diminuindo para 42,12, 36,25 e 28,94 nas amostras classificadas como W2, W2/W3 e W3, respectivamente. Percentualmente, o decréscimo no valor de Q para amostras intemperizadas corresponde a aproximadamente 12%, 24% e 39% da resistência das de rocha sã, para cada um dos graus de alteração intempérica destacadas.

Nesse contexto, realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA) com um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), tendo como fator de influência o grau de alteração intempérica das amostras variando nos quatro níveis apresentados (W1, W2, W2/W3 e W3). Essa análise de variância resultou em um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05, confirmando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente a resistência ao impacto (Q) do sienogranito. Em seguida, foi realizada uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, a fim de avaliar se há diferença significativa entre os valores de resistência ao impacto (Q) obtidos para as amostras dos quatro grupos de grau de alteração intempérica avaliados. Os resultados dessa comparação estão indicados na Tabela 34, demonstrando que todos os valores médios de Q obtidos para as classes de intemperismo em questão são significativamente diferentes.

Tabela 34 – Comparação múltipla de médias do valor de Q entre os grupos de graus de alteração para as amostras cilíndricas com diâmetro de 54 mm

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	Q	Agrupamento
W1	14	47,65	A
W2	5	42,12	B
W2/W3	1	36,25	C
W3	12	28,94	D

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Desta forma, confirma-se que a amostra W2/W3, situada na transição entre os graus de alteração W2 e W3, constitui uma classe de resistência significativamente distintas dos demais grupos principais.

4.7.2 Amostras cilíndricas com diâmetro de 67,5 mm

Os resultados da resistência ao impacto obtidos para as amostras cilíndricas com diâmetro aproximado de 67,5 mm e altura mínima de 160 mm estão apresentados na Tabela 35. Nesse conjunto de amostras o grau de alteração intempérica variou entre as classes principais de W1, W2, W3 e o grupo W1(DM) referente às amostras de rocha sã com diferenças mineralógicas visuais.

Tabela 35 – Resultados do ensaio do esclerômetro de Schmidt para as amostras de diâmetro de 67,5 mm

Resistência ao impacto (Q) - Amostras com D = 67,5 mm				
Estatística	W1	W1(DM)	W2	W3
Valor máximo	55,75	59,18	59,20	45,18
Valor mínimo	51,20	57,98	55,50	40,80
Valor médio	53,94	58,48	57,09	42,80
Desvio padrão	2,41	0,62	1,27	1,44
Coefficiente de variação (%)	4,5%	1,1%	2,2%	3,4%
Número de amostras	3	3	7	6
Blocos de rocha ensaiados	B4	B10	B9	B1

Fonte: A autora (2024).

A análise dos resultados apresentados demonstra que todos os grupos de amostras resultaram em um coeficiente de variação inferior à 10%, evidenciando a homogeneidade dos dados obtidos com os corpos de provas nessas dimensões. Além disso, é possível observar que o valor obtido para a resistência ao impacto (Q) das amostras classificadas como W1(DM) foi igual a 58,45, cerca de 8% superior ao valor médio da rocha sã, que foi de 53,94. Esse resultado indica que as diferenças visuais observadas podem ter contribuído para o incremento da resistência ao impacto nas amostras de rocha sã ensaiadas e que, portanto, variações mineralógicas influenciam nos resultados.

Em relação às amostras levemente alteradas (W2), o valor médio de Q obtido foi de 57,09, representando um acréscimo de aproximadamente 6% em comparação com as amostras de W1. Apesar de não ser um aumento tão expressivo, esse

comportamento é contrário ao esperado, que seria de um decréscimo no valor de Q com o aumento do grau de alteração das amostras. É importante destacar que essas amostras de W2, extraídas do Bloco 9, não apresentavam diferenças visuais marcantes em relação às demais. No entanto, na análise petrográfica, o Bloco 9 foi classificado como monzogranito, em decorrência da maior porcentagem de plagioclásio em comparação com a de quartzo presente na amostragem avaliada, enquanto os demais blocos foram classificados como sienogranito. Além disso, a análise petrográfica revelou a presença de fenocristais de granulação média a grossa, alcançando até 6,6 mm de comprimento, imersos em matriz de granulação fina a média na lâmina desse bloco. Em contraste, nas lâminas de W1 foi observada uma textura de granulação fina a média, com fenocristais atingindo até 3,7 mm de comprimento e, ocasionalmente, até 4,2 mm, evidenciando uma diferença nos aspectos texturais entre as amostras de W1 e W2, e demonstrando que o Bloco 9 (W2) possui cristais com maiores dimensões. Possivelmente, essa mudança mineralógica constatada em nível microscópico pode ter exercido uma influência mais expressiva na resistência ao impacto dessas amostras, uma vez que êmbolo do martelo pode ter sido aplicado sobre apenas um fenocristal, ou ter sido influenciado pela presença desses cristais, sobressaindo ao efeito do grau de alteração intempérica neste caso.

Em contrapartida, as amostras de W3 demonstraram uma resistência ao impacto de 42,80, correspondendo a uma redução de cerca de 21% da resistência em comparação à rocha sã. Nesse contexto, com o objetivo de avaliar apenas a influência do grau de alteração sobre a propriedade de resistência ao impacto (Q), foi realizada uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA), a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Nessa análise os grupos de W1(DM) e W2 foram desconsiderados, para evitar que os efeitos das diferenças mineralógicas pudessem interferir nos resultados da análise dessa propriedade. Assim, o fator de influência estudado foi o grau de alteração intempérica, variando nos níveis de W1 e W3. Os resultados da análise de variância demonstraram um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05, indicando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente a resistência ao impacto (Q) do sienogranito entre os grupos de W1 e W3.

Além disso, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, apresentada na Tabela 36. Os

resultados evidenciam que a resistência ao impacto (Q) obtida para os grupos W1 e W3 são estatisticamente diferentes entre si.

Tabela 36 - Comparação múltipla de médias do valor de Q entre os grupos de graus de alteração para as amostras cilíndricas com diâmetro de 67,5 mm

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	Q	Agrupamento
W1	3	53,94	A
W3	6	42,80	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados obtidos no ensaio do esclerômetro de Schmidt, constatou-se que as amostras de menor diâmetro apresentaram diferença estatística entre todas as classes de alteração avaliadas (W1, W2, W2/W3 e W3), em relação à resistência ao impacto (Q). Essa diferença notada entre as amostras de W1 e W2 assemelha-se ao comportamento exibido no ensaio de compressão diametral, diferenciando-se dos demais ensaios realizados. No contexto específico das amostras levemente alteradas (W2) com diâmetro de 54 mm, submetidas ao ensaio do esclerômetro de Schmidt, destaca-se que todas foram extraídas do Bloco 6. Assim, a diferença entre os valores de Q obtidos entre as amostras de rocha sã e levemente alteradas indica que os processos iniciais de intemperismo, caracterizados pelo leve aumento da decomposição química dos minerais entre as lâminas petrográficas de W1 e de W2, podem ter influenciado o comportamento mecânico avaliado neste ensaio.

Em contrapartida, o comportamento observado nas amostras de diâmetro aproximado de 67,5 mm revelou uma resistência ao impacto (Q) superior nas amostras de W2 do que nas de W1. Conforme mencionado anteriormente, as amostras de maior diâmetro, identificadas como levemente alteradas (W2), foram extraídas do Bloco 9. A análise petrográfica evidenciou que esse bloco possui uma diferença mineralógica em relação aos demais, permitindo a conclusão de que essa variação exerceu uma influência mais acentuada na resistência ao impacto (Q) dessas amostras do que o efeito da alteração intempérica. Esta conclusão é reforçada pelo fato de que as amostras do Bloco 6, também classificadas como W2, apresentaram um valor menor de Q em comparação à rocha sã e não exibiram a distinção mineralógica identificada no Bloco 9.

Ao comparar os resultados deste ensaio com os obtidos por demais autores da literatura, que estudaram rochas graníticas, verificou-se uma semelhança no comportamento observado, indicando que o valor de Q tende a diminuir com o aumento da alteração intempérica. Entre esses estudos, destacam-se as contribuições de Basu, Celestino e Bortolucci (2008), Heidari, Momeni e Naseri (2013), Jaques *et al.* (2020) e Lamas (2023).

4.8 ENSAIO DE VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS

O ensaio de velocidade de propagação de ondas foi realizado em amostras de diâmetro aproximado de 54 mm e relação H/D entre 2,0 e 2,5, assim como em amostras de diâmetro aproximadamente igual a 67,5 mm e altura mínima de 160 mm. Com o intuito de avaliar se os resultados obtidos para as duas dimensões constituíam um conjunto de dados homogêneo, foram determinados os valores médios, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) para um único grupo, abrangendo os dois tipos de amostras, tanto para a velocidade de propagação de ondas compressivas (V_p), quanto para as cisalhantes (V_s). Essa análise está apresentada na Tabela 37, indicando que os dados podem ser considerados homogêneos ao agrupar os dois tipos de amostras, uma vez que o coeficiente de variação permaneceu inferior a 10% em todos os casos.

Tabela 37 – Avaliação da homogeneidade das amostras dos ensaios de V_p e V_s

Grau de alteração intempérica	V_p (m/s)			V_s (m/s)			V_s/V_p
	Média	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)	
W1	4859,4	200,99	4,1%	2256,0	37,28	1,7%	0,46
W1(DM)	5736,1	27,28	0,5%	2525,8	35,54	1,4%	0,44
W2	5443,2	237,42	4,4%	2384,2	44,50	1,9%	0,44
W2/W3	4185,0	-	-	1859,7	-	-	0,44
W3	3277,2	140,14	4,3%	1665,1	113,37	6,8%	0,51

Fonte: A autora (2024).

Diante desse cenário, a análise das propriedades de velocidade de propagação de ondas compressivas e cisalhantes foi realizada com os dois tipos de amostras agrupadas.

4.8.1 Velocidade de propagação de ondas compressivas

Os valores da velocidade de propagação de ondas compressivas (V_p) obtidos nesse ensaio estão apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas compressivas

Velocidade de propagação de ondas compressivas (V_p)					
Estadística	W1	W1(DM)	W2	W2/W3	W3
Valor máximo (m/s)	5409,3	5767,0	5793,7	-	3587,3
Valor mínimo (m/s)	4550,7	5715,3	5122,7	-	3096,3
Valor médio (m/s)	4859,4	5736,1	5443,2	4185,0	3277,2
Desvio padrão (m/s)	200,99	27,28	237,42	-	140,14
Coefficiente de variação (%)	4,1%	0,5%	4,4%	-	4,3%
Número de amostras	17	3	12	1	16
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B10	B6 e B9	B2	B1

Fonte: A autora (2024).

Com base nesses resultados, observa-se que o valor de V_p obtido para as amostras classificadas como W1(DM), igual a 5736,1 m/s, foi cerca de 18% superior ao obtido pela rocha sã (W1), de 4859,4 m/s, mostrando que as diferenças visuais observadas nessas amostras podem ter contribuído para o incremento dessa propriedade nas amostras de rocha sã ensaiadas. Esse comportamento é análogo ao observado nos ensaios de tração direta e esclerômetro Schmidt para essas amostras.

Além disso, destaca-se que o valor médio de V_p registrado para as amostras levemente alteradas (W2), foi de 5443,2 m/s, representando um aumento de aproximadamente 12% em relação às amostras de W1. Esse comportamento contradiz ao esperado, que seria de uma redução no valor de V_p com o aumento do grau de alteração das amostras. No entanto, as amostras do Bloco 9 também apresentaram um acréscimo na resistência ao impacto (Q), avaliada no ensaio de esclerômetro de Schmidt, em comparação com a rocha sã, evidenciando que as diferenças mineralógicas constatadas em nível microscópico também podem ter influenciado o valor de V_p .

Contudo, os corpos de prova provenientes do Bloco 6, classificados como W2, também demonstraram um aumento no valor de V_p em comparação com a

rocha sã, mesmo não havendo constatação de diferenças mineralógicas que pudessem explicar esse comportamento nessas amostras. No entanto, considera-se que fatores como microfissuras e demais aspectos mineralógicos que não puderam ser identificados visualmente, podem ter influenciado o valor de V_p nessas amostras de uma forma mais expressiva do que o efeito do grau de alteração intempérica.

Em contrapartida, a amostra classificada na transição entre os grupos de rocha levemente a moderadamente intemperizada (W2/W3) resultou em um valor de V_p de 4185,0 m/s, correspondendo a um decréscimo de 14% em relação à rocha sã. Da mesma maneira, as amostras moderadamente alteradas (W3) demonstraram um valor médio de V_p igual a 3277,2 m/s, representando uma queda aproximada de 33% em relação às amostras de W1.

Nesse contexto, com o objetivo de avaliar apenas a influência do grau de alteração sobre o valor de V_p , realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA), a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05). Nessa análise, os grupos de W1(DM) e W2 foram desconsiderados, para evitar que os efeitos das diferenças mineralógicas pudessem interferir nos resultados da avaliação dessa propriedade. Assim, o fator de influência estudado foi o grau de alteração intempérica, variando nos níveis de W1, W2/W3 e W3, resultando em um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05, indicando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor de V_p do sienogranito entre os grupos de W1, W2/W3 e W3.

Em seguida, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, apresentada na Tabela 39, em que os resultados evidenciam que o valor de V_p dos grupos de W1, W2/W3 e W3 são estatisticamente diferentes entre si.

Tabela 39 – Comparação múltipla de médias do valor de V_p entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	V_p (m/s)	Agrupamento
W1	17	4859,43	A
W2/W3	1	4185,00	B
W3	16	3277,19	C

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Os resultados da velocidade de propagação de ondas compressivas obtidos no presente estudo assemelham-se aos observados por Jaques (2019), ao investigarem as propriedades de um sienogranito da mesma região em questão, em função do grau de alteração intempérica. No entanto, ressalta-se que na pesquisa realizada por esse autor, o valor de V_p para a condição de W2 foi inferior ao de W1, alinhando-se ao comportamento esperado. Além disso, os estudos conduzidos por Basu, Celestino e Bortolucci (2008) e Lamas (2023) apresentaram comportamentos de V_p condizentes aos desta pesquisa, evidenciando uma redução em seu valor com o aumento do grau de alteração intempérica.

4.8.2 Velocidade de propagação de ondas cisalhantes

Os valores da velocidade de propagação de ondas cisalhantes (V_s) obtidos nesse ensaio estão apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Resultados do ensaio de velocidade de propagação de ondas compressivas

Velocidade de propagação de ondas cisalhantes (V_s)					
Estatística	W1	W1(DM)	W2	W2/W3	W3
Valor máximo (m/s)	2319,0	2552,0	2443,0	-	1862,3
Valor mínimo (m/s)	2191,7	2485,3	2317,0	-	1461,0
Valor médio (m/s)	2256,0	2525,8	2384,2	1859,7	1665,1
Desvio padrão (m/s)	37,28	35,54	44,50	-	113,37
Coeficiente de variação (%)	1,7%	1,4%	1,9%	-	6,8%
Número de amostras	17	3	12	1	16
Blocos de rocha ensaiados	B4 e B5	B10	B6 e B9	B2	B1

Fonte: A autora (2024).

A partir desses resultados, nota-se que o valor de V_s obtido para as amostras classificadas como W1(DM), igual a 2525,8 m/s, foi cerca de 12% superior ao obtido pela rocha sã (W1), de 2256,0 m/s, exibindo o mesmo comportamento da velocidade de propagação de ondas compressivas. Além disso, o valor médio de V_s registrado para as amostras levemente alteradas (W2), foi de 2384,2 m/s, representando um aumento de aproximadamente 6% em relação às amostras de W1. Esse resultado, assim como para V_p , pode ser decorrente de diferenças mineralógicas, texturais, microfissuras, ou outros fatores que podem ter exercido maior influência sobre essa

propriedade do que o intemperismo. Contudo, as amostras classificadas como W2/W3 e W3 resultaram em valores de V_s iguais a 1859,7 m/s e 1665,1 m/s, respectivamente, correspondendo a uma queda de 18% e 26%, respectivamente, em comparação à rocha sã.

Assim, para avaliar apenas a influência do grau de alteração sobre o valor de V_s , realizou-se uma análise de variância de um fator (One-Way ANOVA), a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), também desconsiderando os grupos de W1(DM) e W2, para evitar que os efeitos secundários pudessem interferir nos resultados da avaliação dessa propriedade. Essa análise de variância resultou em um Valor-P inferior ao nível de significância estabelecido de 0,05, indicando que o grau de alteração intempérica das amostras influenciou significativamente o valor de V_s do sienogranito entre os grupos de W1, W2/W3 e W3. Adicionalmente, realizou-se uma comparação múltipla de médias pelo método de Tukey, com um intervalo de confiança de 95%, apresentada na Tabela 41.

Tabela 41 – Comparação múltipla de médias do valor de V_p entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	V_s (m/s)	Agrupamento
W1	17	2256,02	A
W2/W3	1	1859,67	B
W3	16	1665,13	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

No entanto, diferentemente de V_p , os valores de V_s para os grupos de W2/W3 e W3 foram significativamente iguais, enquanto ambos diferiram estatisticamente de W1. Esses resultados podem ser decorrentes de aspectos mineralógicos, texturais e de microfissuras presentes nas amostras de W2/W3 e W3, que contribuíram para a homogeneidade do comportamento das ondas cisalhantes nesses dois grupos.

Destaca-se que a redução nos valores de V_s com o avanço do grau de alteração intempérica também foi constatada por Antão e Quinta-Ferreira (2015) para um granito de Portugal. Em seu estudo, a transição da rocha da condição de W1 para W2 resultou em uma redução aproximada de 51% no valor registrado para V_s , atingindo uma diminuição de 80% na condição de W3, em comparação com a rocha sã. De maneira similar, Lamas (2023) investigou a variação de V_s em função

do grau de alteração para o granito do Porto, identificando uma redução de aproximadamente 21% e 60% para as condições de W2 e W3, respectivamente, em relação à rocha sã, assemelham-se aos resultados encontrados no presente estudo.

4.8.3 Constantes elásticas dinâmicas

Os resultados das constantes elásticas dinâmicas de módulo de elasticidade (E_d) e coeficiente de Poisson (ν_d) obtidos para as amostras submetidas ao ensaio de velocidade de propagação de ondas estão apresentados na Tabela 42.

Tabela 42 – Resultados das constantes elásticas dinâmicas

Grau de alteração intempélica	E_d (GPa)			ν_d		
	Média	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)
W1	36,77	1,32	3,6%	0,362	0,01	3,2%
W1(DM)	46,89	1,10	2,4%	0,380	0,01	1,5%
W2	41,57	1,68	4,0%	0,380	0,01	3,1%
W2/W3	24,67	-	-	0,377	-	-
W3	18,27	2,22	12,1%	0,325	0,03	8,6%

Fonte: A autora (2024).

Em relação ao módulo de elasticidade dinâmico (E_d), nota-se, como seria de se esperar, um padrão semelhante ao observado para a velocidade de propagação de ondas compressivas e cisalhantes, em que os grupos de W1(DM) e W2 apresentaram valores superiores ao da rocha sã, enquanto as classes de W2/W3 e W3 exibiram um decréscimo no valor, em comparação às amostras de W1.

Contudo, o coeficiente de Poisson dinâmico (ν_d) resultou em valores idênticos para as classes W1(DM) e W2, sendo superiores ao valor obtido para a rocha sã. Além disso, o valor ν_d para a amostra de W2/W3 foi superior ao de W1, enquanto as amostras de W3 apresentaram o menor índice para essa propriedade. Nesse sentido, para a realização das análises de variâncias (ANOVA) visando avaliar apenas o efeito do intemperismo sobre os parâmetros E_d e ν_d , foram desconsiderados os grupos W1(DM) e W2, assim como nas análises de V_p e V_s . Essas análises foram conduzidas a um nível de significância de 5% (Valor-P = 0,05), e os resultados, em ambos os casos, demonstraram um Valor-P menor do que 0,05, indicando que o intemperismo exerceu influência significativa sobre as propriedades de E_d e ν_d . Adicionalmente, foi realizada uma comparação múltipla de médias para

as duas propriedades, com o intuito de detectar se as classes de amostras são estatisticamente diferentes entre si, conforme apresentado na Tabela 43 e na Tabela 44.

Tabela 43 – Comparação múltipla de médias do valor de E_d entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	E_d (GPa)	Agrupamento
W1	17	36,77	A
W2/W3	1	24,67	B
W3	16	18,27	C

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Tabela 44 – Comparação múltipla de médias do valor de ν_d entre os grupos de graus de alteração

Grau de alteração intempérica	Número de amostras	ν_d	Agrupamento
W2/W3	1	0,380	A
W1	17	0,362	A
W3	16	0,325	B

Nota: Médias que não compartilham a mesma letra são significativamente diferentes.

Fonte: A autora (2024).

Com base nesses resultados, nota-se que os módulos de elasticidade dinâmicos obtidos para os grupos de W1, W2/W3 e W3 possuem diferença significativa entre si, podendo ser considerados como grupos diferentes em relação à essa propriedade. Em contrapartida, os valores médios de coeficiente de Poisson dinâmico dos grupos W1 e W2/W3 não possuem diferença estatística, enquanto ambos diferem significativamente das amostras de W3.

4.9 COMPARAÇÃO ENTRE PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS

4.9.1 Relação entre as resistências à compressão uniaxial e à tração

A razão entre as resistências à compressão uniaxial e à tração direta, obtida com a utilização do CTC, é apresentada na Tabela 45, para os três graus de alteração principais avaliados nesta pesquisa, referentes à rocha sã (W1), levemente alterada (W2) e moderadamente alterada (W3).

Tabela 45 – Variação da razão σ_c/σ_t de acordo com o grau de alteração intempérica

Resistência	W1	W2	W3
σ_c (MPa)	126,71	120,34	39,23
σ_t (MPa)	5,82	4,88	1,14
σ_c/σ_t	21,77	24,66	34,38

Fonte: A autora (2024).

Assim, nota-se que a razão σ_c/σ_t tende a aumentar com o aumento do grau de alteração intempérica, passando de 21,77 para 24,66 e 34,38, da condição de rocha sã para levemente e moderadamente alterada, respectivamente. Percentualmente, esse aumento representa cerca de 13% de W1 para W2 e de aproximadamente 58% da rocha sã para W3. Esse resultado evidencia que a razão entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração se altera de acordo com o grau de alteração intempérica.

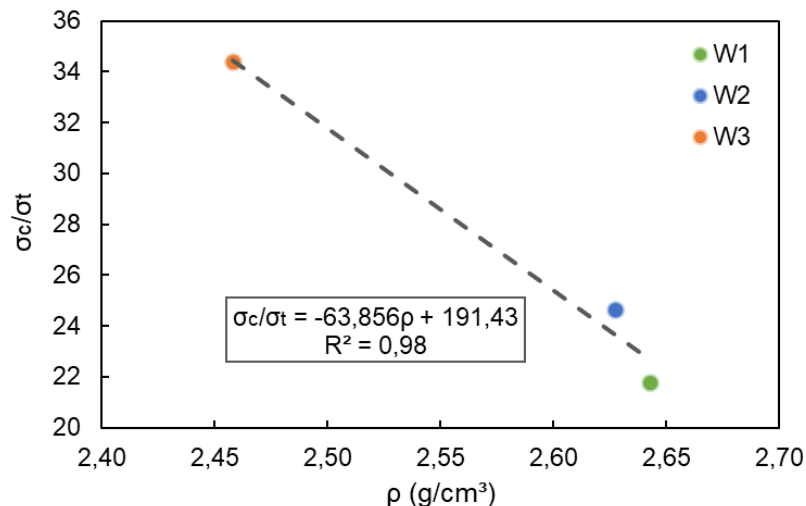
No estudo desenvolvido por Baêso (2021), com amostras de sienogranito coletados na mesma região desta pesquisa, a relação entre as resistências à compressão e à tração direta (σ_c/σ_t) determinadas corresponde a aproximadamente 17,94 para a “Amostragem 1”, que apresentou valores médios de σ_c de 109,08 MPa e σ_t de 6,08 MPa, e uma razão de σ_c/σ_t de cerca de 17,49 para a “Amostragem 2”, com valores de σ_c e σ_t iguais a 147,61 MPa e 8,44 MPa, respectivamente. Esses valores aproximam-se mais da razão determinada para a rocha sã no presente estudo.

Devido à escassez de estudos que determinem a resistência à tração direta para rochas graníticas em função da alteração intempérica, foram comparadas as razões entre a resistência à compressão uniaxial (σ_c) e à tração indireta ($\sigma_{t,CD}$), obtida a partir do ensaio de compressão diametral, conforme determinadas por outros pesquisadores. Em um estudo realizado com um sienogranito da mesma região desta pesquisa, Jaques (2019) obteve valores de $\sigma_c/\sigma_{t,CD}$ correspondentes a cerca de 16,4 pra W1, 10,6 para W2 e 10,9 para W3. Lamas (2023), em seu estudo desenvolvido com perfis de alteração do granito do Porto, encontrou valores de $\sigma_c/\sigma_{t,CD}$ de cerca de 16,9 para W1, 19,2 para W2 e 14,5 para W3. Além disso, Heidari, Momeni e Naseri (2013) identificaram valores médios de $\sigma_c/\sigma_{t,CD}$ de aproximadamente 9,4 para W1, 11,0 para W2 e 10,1 para W3.

No entanto, ressalta-se que essas relações foram determinadas a partir da resistência à tração obtida de forma indireta, por meio do ensaio de compressão diametral. Desta forma, é possível observar que as razões obtidas em função da tração indireta resultam em valores próximos de 10. Contudo, a razão obtida pelo ensaio de tração direta, com a utilização do CTC, revelou que essa razão está mais próxima de 20 para o sienogranito em estudo, tendendo a aumentar à medida que a rocha se intemperiza.

Nesse contexto, foi traçada uma linha de tendência que reflete a variação da razão σ_c/σ_t em função do peso específico natural médio de cada classe de grau de alteração do sienogranito em questão, conforme representado na Figura 58. Desse modo, percebe-se, de forma simplificada, que a razão σ_c/σ_t é diretamente proporcional ao aumento do grau de intemperismo e, conseqüentemente, inversamente proporcional à massa específica aparente natural (ρ) das amostras. Evidencia-se, mais uma vez, a lacuna de dados existente entre W2 e W3, devido à ausência de ensaios de compressão simples e tração direta em materiais transicionais.

Figura 58 – Variação da razão σ_c/σ_t em função da massa específica aparente natural



Fonte: A autora (2024).

É importante destacar que a equação da linha de tendência pode ser utilizada para auxiliar na previsão da razão σ_c/σ_t desse material, especialmente quando não há a viabilidade de realizar ensaios laboratoriais para a determinação direta dessas propriedades. Nessas situações, é recomendável utilizar a equação indicada ao

invés de simplesmente adotar a razão de σ_d/σ_t como sendo 10, como frequentemente é adotado em aplicações práticas.

4.9.2 Relação entre as resistências à tração direta e indireta

A razão entre as resistências à tração, determinadas nos ensaios de compressão diametral ($\sigma_{t,CD}$) e de tração direta com o CTC (σ_t), é apresentada na Tabela 46, para os três graus de alteração principais avaliados nesta pesquisa, referentes à rocha sã (W1), levemente alterada (W2) e moderadamente alterada (W3).

Tabela 46 – Variação da razão $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ de acordo com o grau de alteração intempérica

Resistência à tração	W1	W2	W3
$\sigma_{t,CD}$ (MPa)	8,38	5,52	2,67
σ_t (MPa)	5,82	4,88	1,14
$\sigma_{t,CD}/\sigma_t$	1,44	1,13	2,34

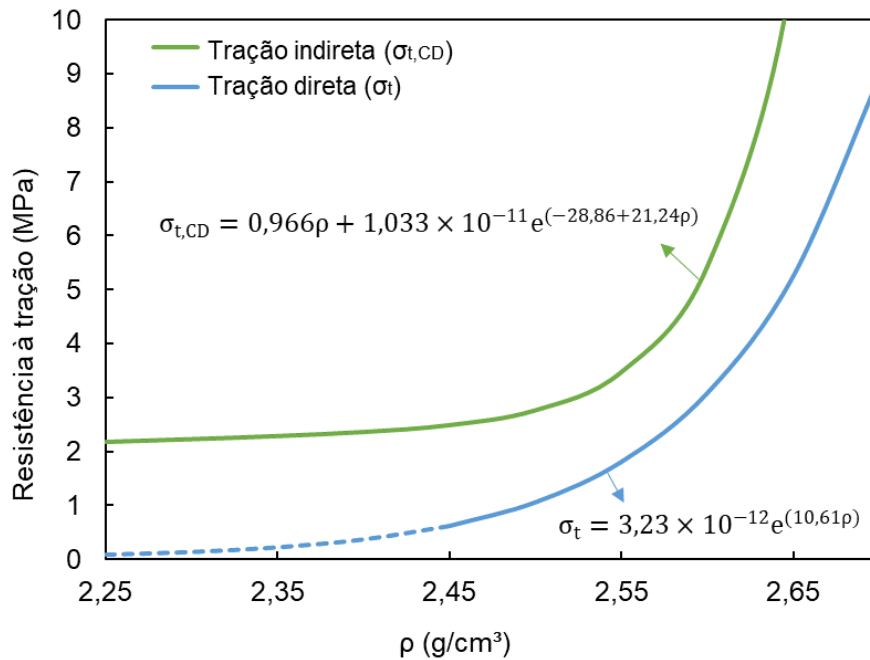
Fonte: A autora (2024).

A partir desses resultados, nota-se que essa razão é superior a 1,0 para todos os casos avaliados, demonstrando que a resistência à tração obtida pelo método indireto, no ensaio de compressão diametral, é superior à resistência à tração direta. Além disso, observa-se que a razão $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ resultou em um valor de 1,44 para as amostras de rocha sã, enquanto nas amostras levemente alteradas esse valor diminuiu para 1,16 e, para as amostras moderadamente alteradas esse valor foi de 2,34, mostrando, mais uma vez, semelhança entre W1 e W2 e maior diferença entre W2 e W3.

Com o intuito de compreender melhor esse comportamento, foram plotadas as duas curvas propostas para a determinação da resistência à tração pelos ensaios de tração direta com o CTC e pelo ensaio de compressão diametral, a partir do valor da massa específica aparente natural das amostras, descritas pela Equação 25 e Equação 26, respectivamente. Essa representação é indicada na Figura 59. Destaca-se que as curvas foram plotadas para o intervalo de massa específica avaliado em cada um dos ensaios realizados nessa pesquisa. Para o ensaio de tração indireta, a massa específica das amostras ensaiadas variou de 2,25 g/cm³ a

aproximadamente $2,65 \text{ g/cm}^3$. Em relação ao ensaio de tração direta, as amostras ensaiadas possuíam massa específica entre $2,45 \text{ g/cm}^3$ e aproximadamente $2,65 \text{ g/cm}^3$ e, por este motivo, para valores fora desse intervalo essa curva foi representada de forma tracejada.

Figura 59 – Comparação entre resistência à tração pelos métodos direto e indireto



Fonte: A autora (2024).

Desta forma, ao observar os resultados apresentados, nota-se que a região compreendida entre as duas curvas possui um alargamento maior nas regiões próximas aos limites de massa específica das amostras ensaiadas, o que corresponde aos corpos de prova de W1 e W3. Enquanto isso, a região central do intervalo entre as duas curvas apresenta um afunilamento, explicando o motivo das amostras com massa específica compreendida na região central do intervalo entre as duas curvas apresentarem uma razão $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ mais próxima de 1,0.

Adicionalmente, destaca-se o estudo conduzido por Perras e Diederichs (2014), que analisaram dados de ensaios disponíveis na literatura, a fim de comparar os resultados da resistência à tração determinada pelo método direto convencional com o método indireto realizado pelo ensaio brasileiro. Os autores concluíram que o valor médio da resistência à tração de granitos, na condição de rocha sã, é de aproximadamente 6,3 MPa, enquanto o ensaio brasileiro fornece uma

resistência média aproximada de 10,3 MPa, resultando em uma razão $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ de 1,63. Além disso, Baêso (2021) investigou a relação $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$ para amostras do mesmo sienogranito em análise, constatando uma razão aproximada de 1,44 para a “Amostragem 1” e de cerca de 1,17 para a “Amostragem 2”. Assim, observa-se que a razão determinada pela autora para a “Amostragem 1” é exatamente igual à obtida no presente estudo para a classe W1 do sienogranito.

4.9.3 Relação entre constantes elásticas e dinâmicas

As razões entre as constantes elásticas estáticas (E e ν), determinadas pelo ensaio de compressão uniaxial, e as dinâmicas (E_d e ν_d), obtidas pelo ensaio de propagação do pulso ultrassônico, são apresentadas na Tabela 47, para os três principais graus de alteração avaliados nesta pesquisa, referentes à rocha sã (W1), levemente alterada (W2) e moderadamente alterada (W3).

Tabela 47 – Comparação entre as constantes elásticas estáticas e dinâmicas obtidas

Constantes elásticas	W1	W2	W3
E (GPa)	49,29	49,03	15,43
E_d (GPa)	36,77	41,57	18,27
E/E_d	1,34	1,18	0,84
ν	0,47	0,46	0,24
ν_d	0,36	0,38	0,32
ν/ν_d	1,31	1,21	0,75

Fonte: A autora (2024).

A partir dos resultados apresentados, nota-se que para as amostras de rocha sã (W1) e levemente intemperizadas (W2), ambas as razões determinadas (E/E_d e ν/ν_d) apresentam valores superiores a 1,0, indicando que as constantes elásticas estáticas são maiores do que as dinâmicas. Entretanto, para as amostras moderadamente alteradas (W3), as duas razões resultaram em valores inferiores a 1,0, evidenciando que, nesse caso, as constantes dinâmicas foram maiores do que as estáticas. Assim, é possível observar que a relação entre essas constantes varia com o grau de alteração intempérica.

Nesse contexto, a razão E/E_d apresentou uma redução de 1,34 na rocha sã (W1), para 1,18 nas amostras levemente alteradas (W2), e 0,84 nas moderadamente

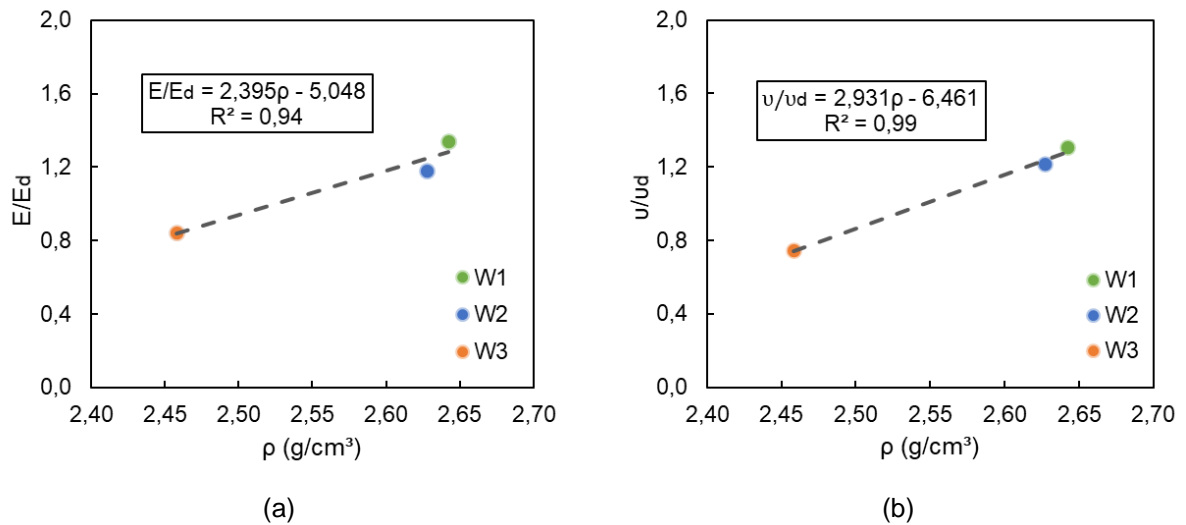
intemperizadas (W3). Esse decréscimo equivale a cerca de 12% de W1 para W2 e de aproximadamente 37% para W3. De maneira semelhante, a razão v/v_d teve uma pequena diminuição de cerca de 7% de W1 para W2, passando de 1,31 para 1,21 e uma redução aproximada de 44% para W3, que exibiu um valor de 0,75.

Conforme enfatizado por Martínez-Martínez, Benavente e García-del-Cura (2012), a presença de fraturas, vazios e os processos de intemperismo nas rochas causam uma discrepância entre os valores registrados para os módulos elásticos dinâmico e estático. Essa divergência decorre do fato de que as descontinuidades provocam efeitos distintos na propagação de ondas ultrassônicas e nos ensaios de compressão uniaxial. Conseqüentemente, o módulo elástico dinâmico (E_d) pode ser tanto superestimado quanto subestimado em comparação com o módulo elástico estático (E), como evidenciado pelos resultados apresentados.

É importante destacar que as constantes estáticas e dinâmicas não foram determinadas em uma mesma amostra individualmente e, por esse motivo, não foi possível traçar uma envoltória a partir de dados individuais. No entanto, conforme apresentado anteriormente, os grupos de amostras submetidos aos ensaios de velocidade de propagação de ondas e de compressão uniaxial exibiram baixos valores de coeficientes de variação, demonstrando a homogeneidade das amostras e garantindo a representatividade do valor médio das propriedades obtidas.

Desta forma, foram plotados os pontos médios das razões E/E_d e v/v_d para as classes W1, W2 e W3, em função da massa específica aparente natural de cada grupo de amostras, conforme apresentado na Figura 60, juntamente com as linhas de tendência que descrevem essas variações. Assim, evidencia-se, de forma simplificada, que as razões E/E_d e v/v_d são inversamente proporcionais ao aumento do grau de intemperismo e, conseqüentemente, diretamente proporcionais à massa específica aparente natural (ρ) das amostras. Mais uma vez, observa-se uma lacuna de dados entre W2 e W3, já que amostras de materiais transicionais não foram ensaiadas à compressão uniaxial.

Figura 60 – Variação das razões: (a) E/E_d e (b) v/v_d em função da massa específica aparente natural



Fonte: A autora (2024).

Ressalta-se que, sempre que possível, recomenda-se que as constantes elásticas estáticas (E e v) sejam determinadas pelo ensaio de compressão uniaxial. No entanto, na impossibilidade da execução dos ensaios laboratoriais, as constantes elásticas dinâmicas (E_d e v_d) podem ser obtidas por meio da realização do ensaio não destrutivo de velocidade de propagação de ondas, permitindo a estimativa dos valores de E e v para o sienogranito pelas equações apresentadas. Um aspecto particularmente positivo do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico é a sua aplicabilidade em campo, dispensando a necessidade da retirada de amostras, o que simplifica ainda mais o processo de obtenção desses parâmetros.

Na Tabela 48 são apresentadas algumas correlações propostas por demais pesquisadores na literatura, entre os módulos de elasticidade estático (E) e dinâmico (E_d), além de uma que relaciona as constantes de coeficiente de Poisson estático (v) e dinâmico (v_d). Desta forma, observa-se que as correlações propostas por diversos autores possuem um comportamento linear e podem ser utilizadas para vários tipos de rochas, incluindo rochas graníticas, confirmando o comportamento linear obtido pelas equações determinadas no presente estudo, indicadas na Figura 60.

Tabela 48 – Comparação de correlações entre constantes elásticas estáticas e dinâmicas

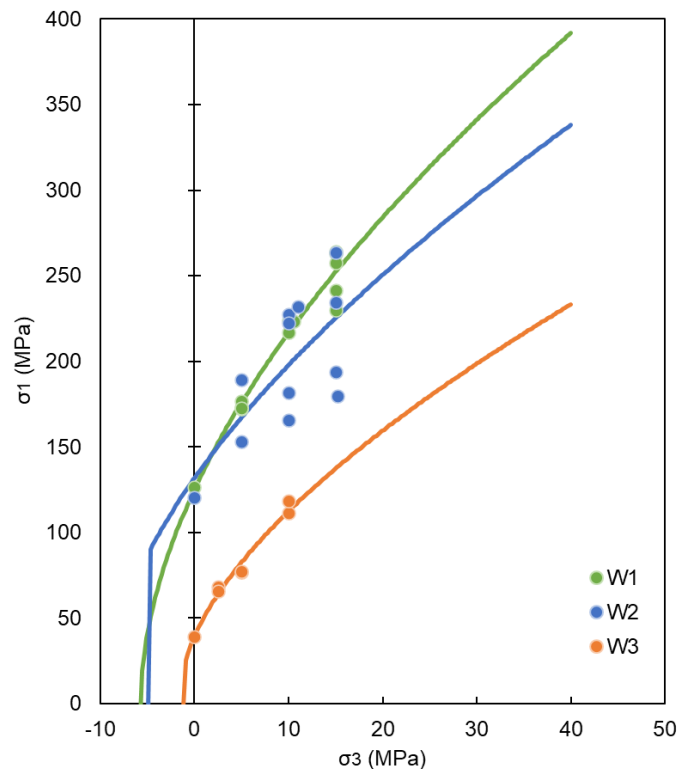
Autores	Equação	R ²	Tipos de rocha
King (1983)	$E = 1,263E_d - 29,5$	0,82	Ígneas e metamórficas
Eissa e Kazi (1988)	$E = 0,74E_d - 0,82$	0,70	Vários tipos
Nur e Wang (1989)	$E = 1,153E_d - 15,2$	-	$E > 15$ GPa
Christaras, Auger e Mosse (1994)	$E = 1,05E_d - 3,16$	0,99	Vários tipos
Brotons <i>et al.</i> (2016)	$E = 0,932E_d - 3,421$	0,97	Vários tipos
Asef e Farrokhrouz (2017)	$E = 0,88E_d(1 - \eta) - 3,7$	0,92	Vários tipos
Christaras, Auger e Mosse (1994)	$\nu = 0,71\nu_d + 0,063$	0,74	Vários tipos

Nota: E = módulo de elasticidade estático; E_d = módulo de elasticidade dinâmico; ν = coeficiente de Poisson estático; ν_d = coeficiente de Poisson dinâmico; η = porosidade.

Fonte: A autora (2024).

4.10 ENVOLTÓRIA DE HOEK-BROWN

As envoltórias de Hoek-Brown obtidas para as amostras de W1, W2 e W3 estão apresentadas na Figura 61, em termos das tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3) atuantes na ruptura.

Figura 61 – Envoltórias de Hoek-Brown para cada grau de alteração intempérica

Fonte: A autora (2024).

Na determinação dessas envoltórias, estabeleceu-se um *cut-off* de tração para cada grau de alteração, correspondente à resistência à tração média, obtida pelo ensaio de tração direta com a utilização do conversor de compressão para tração (CTC). Além disso, os parâmetros m_i e σ_{ci} determinados para cada uma das envoltórias são apresentados na Tabela 49.

Tabela 49 – Parâmetros do critério de Hoek-Brown para cada grau de alteração intempérica

Parâmetros de Hoek-Brown	W1	W2	W3
σ_{ci} (MPa)	124,95	131,70	39,03
m_i	21,66	13,59	22,97

Fonte: A autora (2024).

Com base nos dados apresentados na Figura 61, observa-se que as envoltórias correspondentes às amostras de rocha sã (W1) e moderadamente alterada (W3) demonstraram um comportamento mais homogêneo, evidenciado pela reduzida dispersão entre os dados referentes a cada corpo de prova ensaiado. Em contrapartida, os pontos relativos às amostras na condição levemente alterada (W2) exibiram uma dispersão mais notória. Neste caso, os pontos situados acima da envoltória de W2 se mostraram bem próximos à curva da rocha sã (W1), enquanto os pontos localizados abaixo da envoltória ocuparam uma região intermediária entre as curvas de W1 e W3. Esse comportamento de dispersão nos dados de W2 foi previamente destacado no item 4.4, ao apresentar os resultados do ensaio de compressão triaxial.

Uma possível explicação para essa alta variabilidade observada no comportamento de W2 consiste no fato de que essas amostras ainda estão em um estágio inicial de alteração intempérica. Nessa etapa, o efeito do intemperismo pode se tornar menos expressivo do que outros fatores, tais como a composição mineralógica, tamanho e arranjo dos grãos minerais e a presença de microfissuras, que também afetam o comportamento geomecânico das rochas. Entretanto, para as amostras que já estão em um estágio intermediário de alteração intempérica, como as de W3, a ação do intemperismo já se tornou mais expressiva do que os outros fatores secundários supracitados, e a deterioração das propriedades geomecânicas

torna-se mais evidente, em decorrência, principalmente, da decomposição química dos minerais, conforme constatado na análise petrográfica.

Além disso, os dados apresentados na Tabela 49 revelam que o valor de σ_{ci} apresentou um acréscimo de aproximadamente 5% da condição de W1 para W2, aumentando de 124,95 MPa para 131,70 MPa, seguido de uma redução de cerca de 69% para W3 em relação à rocha sã. Conforme enfatizado por Hoek e Brown (2018), é importante notar que o valor de σ_{ci} não, necessariamente, coincidirá com a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (σ_c) determinada nos ensaios de laboratório. Em vez disso, trata-se de uma constante de ajuste da envoltória, representando a resistência à compressão no estado não confinado.

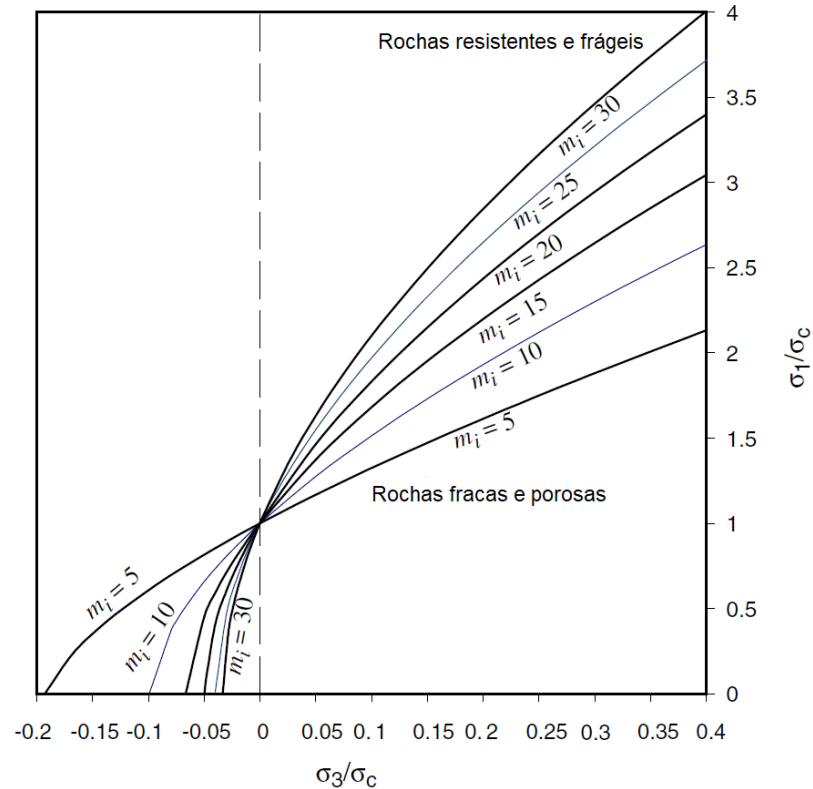
Desta forma, nota-se que o valor de σ_{ci} obtido para W2 (131,70 MPa) foi aproximadamente 9% superior à resistência determinada no ensaio de compressão uniaxial, de 120,34 MPa. Essa diferença pode ser atribuída às variações nos dados do ensaio de compressão triaxial das amostras desse grupo, de forma que o σ_{ci} apresentasse um valor superior ao de σ_c para se ajustar aos pontos da curva. Em contrapartida, para as amostras de W1 e W3, os valores de σ_{ci} obtidos foram de 124,95 MPa e 39,03 MPa, divergindo apenas 1% e 0,5%, respectivamente, dos valores de σ_c determinados para esses grupos de amostras no ensaio de compressão uniaxial, que foram de 126,71 MPa para W1 e 39,23 MPa para W3.

A Tabela 49 apresenta, ainda, os valores do parâmetro m_i para cada grau de alteração intempérica investigado. Assim, percebe-se que essa constante sofreu uma diminuição de aproximadamente 37% de W1 para W2, passando de 21,66 para 13,59. Em contraste, as amostras de W3 apresentaram um valor de m_i de 22,97, cerca de 6% superior ao obtido para a rocha sã.

A Figura 62 exemplifica a influência do parâmetro m_i na envoltória de ruptura de Hoek-Brown, demonstrando que, para valores elevados dessa constante, a envoltória tende a ser mais inclinada, representando o comportamento de rochas mais resistentes, enquanto para baixos valores de m_i , a inclinação da curva torna-se mais suave, associada ao comportamento de rochas menos resistentes e mais porosas. Segundo Cai (2010), para valores elevados de m_i , a envoltória de ruptura sugere uma resistência à tração relativamente reduzida. Por outro lado, quando esse valor é baixo, observa-se uma tendência de superestimar a resistência à tração, conforme evidenciado na Figura 62. Assim, o autor enfatiza a necessidade da

utilização do *cut-off* de tração, a fim de representar de forma mais realista a envoltória de ruptura das rochas nessa região.

Figura 62 – Influência do parâmetro m_i no formato da envoltória de Hoek-Brown



Fonte: Adaptado de Cai (2010).

Desta forma, observa-se que esse comportamento descrito por Cai (2010) foi evidenciado na envoltória de ruptura determinada para as amostras referentes a W2, conforme indicado na Figura 61, apresentada anteriormente. Devido ao valor do m_i ter sido menor para as amostras de W2, em comparação aos demais grupos, o *cut-off* de tração tornou-se mais evidente para essas amostras. Em contrapartida, as envoltórias de W1 e W3 demonstraram um *cut-off* de tração pouco perceptível, uma vez que nesses casos o valor obtido para m_i foi mais elevado.

A influência do intemperismo nos parâmetros de Hoek-Brown, especialmente do m_i em granitos, é muito escassa na literatura técnica. Diante dessa lacuna, foram comparados os resultados de m_i determinados nesta pesquisa com os obtidos por Marques *et al.* (2021), que avaliaram a variação desse parâmetro para diferentes graus de alteração de um gnaiss da cidade do Rio de Janeiro. Em seu estudo, os autores evidenciaram um decréscimo no valor médio de m_i à medida que o grau de

alteração intempérica aumentou, correspondendo a $21,31 \pm 8,24$ para W1, $13,17 \pm 2,53$ para W2, e $11,12 \pm 7,29$ para W3. Esse padrão é semelhante ao obtido para as classes de W1 e W2 para o sienogranito em estudo. Entretanto, o comportamento em relação a W3 foi o oposto do evidenciado na presente pesquisa, que mostrou um acréscimo em relação às demais classes. Com o objetivo de compreender melhor esse comportamento, foram investigados os principais fatores que poderiam influenciar o parâmetro m_i .

De acordo com Hoek e Brown (1980), o parâmetro m_i pode ser influenciado por diversos fatores. Ao avaliar diferentes litologias, os autores observaram que rochas ígneas e metamórficas de granulação grossa, como granitos, gnaisses e anfibolitos, tendem a apresentar valores de m_i em torno de 25, diminuindo para cerca de 7 em rochas carbonáticas, como o mármore. Além disso, para uma mesma litologia, esse valor pode variar em decorrência de aspectos como composição mineralógica, tamanho e formato dos grãos, arranjo entre os minerais e materiais de cimentação entre os grãos minerais. Assim, se esses fatores forem uniformes para um determinado tipo de rocha, é esperado que a envoltória que relaciona as tensões σ_1 e σ_3 possua um bom ajuste para os dados dos ensaios triaxiais. Por outro lado, caso haja uma variação expressiva entre esses aspectos nas amostras do material em estudo, resultará em uma maior dispersão entre os pontos, tornando a curva de ajuste mais imprecisa.

Destaca-se, ainda, um estudo conduzido por Sabatakakis *et al.* (2018), que abrangeu uma série de dados de ensaios de laboratório para diferentes tipos de rocha encontradas na Grécia, incluindo granitos, a fim de compreender o efeito da microestrutura da rocha na variação do parâmetro m_i do critério de Hoek-Brown. Os resultados revelaram que, para os granitos, o valor de m_i possui uma relação diretamente proporcional ao aumento do tamanho dos grãos minerais, além de uma correlação inversamente proporcional à deterioração das amostras, avaliada microscopicamente. Além disso, os autores constataram que os índices petrográficos são parâmetros intrínsecos que influenciam, de forma expressiva, a resistência do material, e recomendam que o m_i deve ser determinado para cada rocha de forma individualizada e não apenas com base em equações de estimativas.

Com base nos resultados das lâminas petrográficas, constatou-se que as amostras de W1 e W2 exibiram uma granulação fina a média, enquanto a de W3 apresentou fenocristais de granulação média a grossa, imersos em uma matriz de

granulação fina a média. Essa diferença textural pode ter contribuído para o resultado de m_i obtido nas amostras moderadamente alteradas.

Diante do exposto, verifica-se que a constante m_i não se restringe a apenas um parâmetro de ajuste da envoltória de Hoek-Brown, mas está diretamente relacionada a diversos fatores microestruturais, como a composição mineral, o tamanho e o arranjo dos grãos minerais, os materiais de cimentação e ao estado de alteração da rocha. Assim, é possível que os demais fatores tenham exercido uma influência mais expressiva sobre o valor de m_i nas amostras de W3 do que apenas o efeito da ação intempérica. Dessa forma, considerando a complexidade da avaliação do parâmetro m_i , recomenda-se a realização de um maior número de ensaios triaxiais em futuras pesquisas, a fim de aprofundar a compreensão a respeito dessa constante e possibilitar uma análise mais abrangente do impacto do intemperismo sobre esse parâmetro.

5 CONCLUSÕES

A partir da extensa campanha experimental executada no decorrer desta pesquisa, foi possível concluir que a ação do intemperismo sobre o sienogranito influenciou significativamente todas as propriedades geomecânicas avaliadas.

Os resultados da análise petrográfica revelaram um aumento progressivo dos efeitos da alteração intempérica desde a rocha sã (W1) até a moderadamente intemperizada (W3), evidenciando a predominância do intemperismo físico nas etapas iniciais, seguido por uma expressiva ação do intemperismo químico nas demais classes de alteração.

A degradação das propriedades físicas e mecânicas, evidenciada pelos ensaios de índices físicos, resistência à compressão uniaxial, triaxial, tração direta e indireta, confirmou a influência significativa do intemperismo sobre o sienogranito em estudo, constatando-se uma transição sutil entre as classes iniciais de W1 para W2 e uma deterioração mais acentuada nessas propriedades a partir de W2 para W3.

Além disso, no ensaio de compressão diametral, confirmou-se que os grupos situados na transição entre os graus de alteração principais, categorizados como W2/W3 e W3/W4, constituem classes de resistência significativamente distintas entre si. Esse resultado evidencia que a classificação proposta pela ISRM (1978, 1981) subdivide o efeito do nível de alteração intempérica em grupos muito amplos, destacando a necessidade de uma classificação mais segmentada, que considere a existência de diversos materiais transicionais entre W2 e W3 e entre W3 e W4, e que incorpore ainda os aspectos quantitativos das propriedades geomecânicas, para uma avaliação mais precisa dos materiais em diferentes graus de alteração.

Nesse contexto, foram estabelecidas correlações entre a resistência à tração, obtida de forma direta e indireta, em função da massa específica aparente natural do sienogranito, descrevendo quantitativamente o seu comportamento mecânico em função da alteração intempérica. Essas correlações destacam-se como uma contribuição relevante ao estimar uma propriedade de grande interesse em projetos geotécnicos, a partir de outra de mais simples determinação.

Nos ensaios não destrutivos de velocidade de propagação de ondas e esclerômetro de Schmidt, algumas amostras de W2 demonstraram propriedades superiores às de W1, sugerindo que possíveis diferenças mineralógicas e texturais, associadas ao tamanho dos grãos, desempenharam um impacto mais expressivo do

que o efeito do intemperismo nestes casos. Entretanto, para os demais conjuntos de amostras, ficou evidente a influência significativa do intemperismo. Desta maneira, conclui-se que em algumas situações outros fatores podem exercer uma influência mais acentuada do que a alteração intempérica nas propriedades do sienogranito.

Adicionalmente, foram determinadas as razões σ_c/σ_t , $\sigma_{t,CD}/\sigma_t$, E/E_d e v/v_d , evidenciando que todas elas variam com o grau de alteração intempérica, representado quantitativamente pela massa específica natural do sienogranito. Essas correlações possibilitam a estimativa de parâmetros de extrema relevância para descrever o comportamento geomecânico das rochas, através de propriedades de determinação mais simplificada, ressaltando sua importância e utilidade.

Por fim, a partir da determinação das envoltórias de Hoek-Brown para os três graus de alteração intempérica avaliados nesta pesquisa, observou-se um ligeiro aumento nos valores de σ_{ci} de W1 para W2, devido à dispersão entre as amostras ensaiadas. No entanto, de W2 para W3, notou-se uma expressiva queda nesse valor, condizendo com os demais resultados obtidos no decorrer do estudo. Em relação ao valor m_i , constatou-se uma diminuição de W1 e W2, em decorrência da alteração intempérica. No entanto, de W2 para W3 esse parâmetro apresentou um aumento, mostrando-se até mesmo superior ao da rocha sã. Esse comportamento, explicado pela análise petrográfica, indica que a constante m_i não se limita apenas a um ajuste da envoltória de Hoek-Brown, sendo fortemente influenciada por diversos fatores microestruturais, além da influência do intemperismo.

Desta forma, o presente trabalho possibilita um entendimento aprofundado das propriedades geomecânicas do sienogranito em função da alteração intempérica, contribuindo para a compreensão mais abrangente desses processos de alteração. Além disso, é apresentado um estudo inicial da influência da alteração intempérica nos parâmetros de Hoek-Brown em rochas graníticas, que são extremamente importantes no desenvolvimento de projetos geotécnicos envolvendo materiais rochosos.

Como sugestões para pesquisas futuras, recomenda-se a realização do escopo desta pesquisa com um maior número de ensaios de compressão uniaxial e triaxial, a fim de aperfeiçoar a compreensão do comportamento da envoltória e dos parâmetros de Hoek-Brown em função da alteração intempérica. Adicionalmente, sugere-se a ampliação deste estudo para diferentes tipos de rocha, com o intuito de investigar esse comportamento geomecânico para diferentes litologias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTÃO, A.; QUINTA-FERREIRA, M. **Weathering influence on physical properties of the Guarda granite, Portugal**. 15th International SGEM GeoConference on Science and Technologies in Geology, Exploration and Mining, 2015.

ASEF, M. R.; FARROKHROUZ, M. A semi-empirical relation between static and dynamic elastic modulus. **Journal of Petroleum Science and Engineering**, v. 157, p. 359-363, 2017.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2845-00**: Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. 7 p. 2000.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D7012-14**: Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. 9 p. 2014.

AYDIN, A.; BASU, A. The Schmidt hammer in rock material characterization. **Engineering Geology**, v. 81, n. 1, p. 1-14, 2005.

BALÊSSO, A. C. D. **Estudo experimental da determinação da resistência a tração direta de rochas**. 98 f. Dissertação (Mestrado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2021.

BASU, A.; CELESTINO, T. B.; BORTOLUCCI, A. A. Evaluation of rock mechanical behaviors under uniaxial compression with reference to assessed weathering grades. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 42, p. 73-93, 2009.

BELL, F.G. **Engineering Geology: Rock Properties and Their Assessment**. Encyclopedia of Geology, p. 566-580, 2005.

BIENIAWSKI Z.T. **Tunnel design by Rock Mass Classifications**. Technical Report GL-79-19, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg. 1979.

BOBICH, J. K. **Experimental analysis of the extension to shear fracture transition in Berea sandstone**. Tese (Doutorado). Texas A&M University. 2005.

BROTONS, V.; TOMÁS, R.; IVORRA, S.; GREDIAGA, A.; MARTÍNEZ-MARTÍNEZ, J.; BENAVENTE, D.; GÓMEZ-HERAS, M. Improved correlation between the static and dynamic elastic modulus of different types of rocks. **Materials and Structures**, v. 49, n. 8, p. 3021-3037, 2016.

CAI, M. Practical Estimates of Tensile Strength and Hoek–Brown Strength Parameter m_i of Brittle Rocks. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 43, n. 2, p. 167-184, 2009.

CANDELARIA, M. D. E.; KEE, S-H.; YEE, J-J.; LEE, J-W. Effects of Saturation Levels on the Ultrasonic Pulse Velocities and Mechanical Properties of Concrete. **Materials**, v. 14, n. 1, p. 152, 2020.

CENTROROCHAS - CENTRO BRASILEIRO D OS EXPORTADORES DE ROCHAS ORNAMENTAIS. **Informativo mensal de exportações de rochas: dezembro de 2023**. Disponível em: <<https://www.sindirochas.com/downloads/relatorios/relatorio-de-exportacoes-dezembro-2023-sindirochas.pdf>>. Acesso em: 02 jan. 2024.

CERYAN, S.; TUDES, S.; CERYAN, N. Influence of weathering on the engineering properties of Harsit granitic rocks (NE Turkey). **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 67, p. 97-104, 2008.

CETEM – CENTRO DE TECNOLOGIA MINERAL. **Tecnologia de rochas ornamentais: Pesquisa, Lavra e Beneficiamento**. 684 p. Rio de Janeiro, 2014.

CHRISTARAS, B.; AUGER, F.; MOSSE, E. Determination of the moduli of elasticity of rocks. Comparison of the ultrasonic velocity and mechanical resonance frequency methods with direct static methods. **Materials and Structures**, v. 27, n. 4, p. 222-228, 1994.

CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **Mapa geológico do estado do Espírito Santo**. 2018. Disponível em: <<https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/15564>>. Acesso em: 20 nov. 2023.

CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **PROGRAMA GEOLOGIA DO BRASIL: Integração, Atualização e Difusão de Dados da Geologia do Brasil**. 294 p. 2015.

DAGDELENLER, G.; SEZER, E. A.; GOKCEOGLU, C. Some non-linear models to predict the weathering degrees of a granitic rock from physical and mechanical parameters. **Expert Systems with Applications**, v. 38, n. 6, p. 7476-7485, 2011.

DAVARPANA, S. M.; VÁN, P.; VÁSÁRHELYI, B. Investigation of the relationship between dynamic and static deformation moduli of rocks. **Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources**, v. 6, n. 1, p. 29, 2020.

DEARMAN, W. Weathering classification in the characterisation of rock: a revision. **Bulletin of Engineering Geology & the Environment**, v. 14, n. 1, 1976.

DEARMAN, W. Weathering classification in the characterisation of rock for engineering purposes in British practice. **Bulletin of Engineering Geology & the Environment**, v. 9, n. 1, 1974.

DOBEREINER, L.; DURVILLE, J. L.; RESTITUTITO, J. Weathering of the massiac gneiss (massif central, France). **Bulletin of The International Association of Engineering Geology**, v. 47, n. 1, p. 79-96, abr. 1993.

EFIMOV, V. P. Brazilian Tensile Strength Testing. **Journal of Mining Science**, v. 57, n. 6, p. 922-932, 2021.

EISSA, E. A.; KAZI, A. Relation between static and dynamic Young's moduli of rocks. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 25, n. 6, p. 479-482, 1988.

FAIRHURST C. **Fundamental considerations relating to the strength of rock.** Colloquium on rock fracture. Germany, 1971.

FERREIRA, C.; RIOS, S.; CRISTELO, N.; FONSECA, A. V. da. Evolution of the optimum ultrasonic testing frequency of alkali-activated soil–ash. **Géotechnique Letters**, v. 11, n. 3, p. 158-163, 2021.

GOMES, F. P. **Estatística Experimental.** 13 ed. 468 p. Piracicaba, 1990.

GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics.** 2. ed. New York, 1989. 562 p.

GRIFFITH, A. A. **The phenomena of rupture and flow in solids.** Philosophical Transactions of the Royal Society of London (Series A), p. 163-198. 1921.

GRIFFITH, A. A. **Theory of rupture.** In: Proceedings of the 1st international congress on applied mechanics. p. 55-63. 1924.

GUPTA, A. S.; RAO, K. S. Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state. **Engineering geology**, v. 56, n. 3-4, p. 257-274, 2000.

HEIDARI, M.; MOMENI, A. A.; NASERI, F. New weathering classifications for granitic rocks based on geomechanical parameters. **Engineering Geology**, v. 166, p. 65-73, 2013.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n. GT9, p. 1013-1035. 1980.

HOEK, E.; BROWN, E. T. The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, n. 3, p. 445-463. 2018.

HOEK, E.; MARINOS, P. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. **Soils and rocks**, v. 2, n. 2, p. 2-13, 2007.

HOEK, E.; MARTIN, C.D. Fracture initiation and propagation in intact rock – A review. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 6, n. 4, p. 287-300, 2014.

IAEG - INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT. Classification of rocks and soils for engineering geological mapping part I: Rock and soil materials. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, v. 19, p. 364–371, 1979.

IAEG - INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT. Rock and soil description and classification for engineering geological mapping report by the IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, v. 24, n. 1, p. 235-274, 1981.

IEL/ES - Instituto Euvaldo Lodi. **Manual de Caracterização, Aplicação, Uso e Manutenção das Principais Rochas Comerciais no Espírito Santo**. 244 p. 2013.

IETTO, Fabio; PERRI, Francesco; CELLA, Federico. Weathering characterization for landslides modeling in granitoid rock masses of the Capo Vaticano promontory (Calabria, Italy). **Landslides**, v. 15, n. 1, p. 43-62, 2017.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Commission on Classification of Rocks and Rock Masses. **Basic geotechnical description of rock masses**. 1981.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014**. 293 p. 2014.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006**. 644 p. 2007.

ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **Suggested methods for the quantitative description of discontinuities**. p. 349. 1978.

JQUES, D. S. **Caracterização Morfológica, Mineralógica e Geomecânica de Perfis de Intemperismo de Rochas Graníticas em Clima Tropical**. 139 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2019.

JQUES, D. S.; MARQUES, E. A. G.; MARCELINO, L. C.; LEÃO, M. F.; FERREIRA, E. P. S.; LEMOS, C. C. S. Changes in the Physical, Mineralogical and Geomechanical Properties of a Granitic Rock from Weathering Zones in a Tropical Climate. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 53, n. 12, p. 5345-5370, 2020.

KEAREY, P.; BROOKS, M.; HILL, I. **Geofísica de exploração**. São Paulo, 483 p. 2009.

KING, M. S. Static and dynamic elastic properties of rocks from the Canadian shield. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 20, n. 5, p. 237-241, 1983.

KLAPHUMESRI, S. **Direct Tension Testing of Rock Specimens**. 2010. 104 f. Dissertação (Mestrado), Suranaree University of Technology. Thailand, 2010.

LAMAS, L.; LEMOS, J. V. O desenvolvimento da mecânica das rochas e perspectivas de evolução da investigação e dos domínios de aplicação. **Geotecnia**, n. 152, p. 481-508, 2021.

LAMAS, R. I. da R. **Estudo da variabilidade geológico-geotécnica dos perfis de alteração do granito do Porto**. 2022. 397 f. Tese (Doutorado), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2023.

LE MAITRE, C R.W. & International Union of Geological Science. **IGNEOUS ROCKS: A CLASSIFICATION AND GLOSSARY OF TERMS**. 2002.

LEÃO, M. F.; BARROSO, E. V.; POLIVANOV, H.; MARQUES, E. A. G.; VARGAS, E. do A. Weathering of metapelites from the Quadrilátero Ferrífero mineral province, southeastern Brazil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 78, n. 1, p. 19-33, 2017.

LIU, Z.; ZHOU, H.; ZHANG, W.; XIE, S.; SHAO, J. A new experimental method for tensile property study of quartz sandstone under confining pressure. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 123, p. 104091. 2019.

MARQUES, E. A. G.; BARROSO, E. V.; MENEZES FILHO, A. P.; VARGAS, E. do A. Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro—Physical, mineralogical and geomechanical characterization. **Engineering Geology**, v. 111, n. 1-4, p. 1-18, 2010.

MARQUES, E. A. G.; LEÃO, M. F. **Descomplicando a Geologia de Engenharia**. 1. ed. São Paulo: ABGE, 316 p. 2023.

MARQUES, E. A. G.; VARGAS JR., E. do A. **Mecânica das Rochas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 184 p. 2022.

MARQUES, E. A. G.; WILLIAMS, D. J.; ASSIS, I. R.; LEÃO, M. F. Effects of weathering on characteristics of rocks in a subtropical climate: weathering morphology, in situ, laboratory and mineralogical characterization. **Environmental Earth Sciences**, v. 76, p. 1-17, 2017.

MARQUES, E. A. G.; VARGAS JR., E. DO A; PEREIRA, L. C.; LEÃO, M. F. Influence of Weathering on the Strength and Hoek–Brown Parameters of a Kinzigite Gneiss. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 39, n. 5, p. 3995-4008, 2021.

MARTÍNEZ-MARTÍNEZ, J.; BENAVENTE, D.; GARCÍA-DEL-CURA, M. A. Comparison of the static and dynamic elastic modulus in carbonate rocks. **Bulletin of engineering geology and the environment**, v. 71, p. 263-268, 2012.

MHE - Museu de Minerais, Minérios e Rochas Heinz Ebert. **Texturas de Rochas Ígneas**. Disponível em: <<https://museuhe.com.br/rochas/rochas-igneas/texturas-de-rochas-magmaticas/>>. Acesso em: 01 jan. 2024.

MOGI, K. **Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow**. Bulletin Earthquake Research Institute. p. 215-232. 1966

MOYE, D. G. Engineering geology for the Snow Mountain schema. **Jour. Institution of Engineers**, Australia, v. 27, p. 281-299, 1955.

NUR, A.; WANG, Z. Seismic and acoustic velocities in reservoir rocks. **Society of Exploration Geophysicists**, 1989.

PERRAS, M A.; DIEDERICHS, M. S. A review of the tensile strength of rock: concepts and testing. **Geotechnical and geological engineering**, v. 32, p. 525-546, 2014.

PINTO, C. de S. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos, 3 ed. 368 p. 2016.

PROCEQ. **DPC Shear Wave Transducers Quick Reference**. Disponível em: <<https://www.screeningeagle.com/pt/products/pundit-200>>. Acesso em 03 abr. 2023.

RAMSEY, J. M.; CHESTER, F. M. Hybrid fracture and the transition from extension fracture to shear fracture. **Nature**, v. 428, n. 6978, p. 63-66, 2004.

RENANI, H. R.; MARTIN, C. D. Slope Stability Analysis using Equivalent Mohr–Coulomb and Hoek–Brown criteria. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 53, n. 1, p. 13-21, 2019.

RIOS, S.; CRISTELO, N.; FONSECA, A. V. da; FERREIRA, C. Stiffness Behavior of Soil Stabilized with Alkali-Activated Fly Ash from Small to Large Strains. **International Journal of Geomechanics**, v. 17, n. 3, 2017.

SABATAKAKIS, N.; TSIAMBAOS, G.; KTEA, S.; BOUBOUKAS, S. The effect of microstructure on mi strength parameter variation of common rock types. **Bulletin of Engineering Geology and The Environment**, v. 77, n. 4, p. 1673-1688, 2017.

SCHAEFFER, C. **Aula 21: Ultra-som**. Apostila IFSC. 2016. Disponível em: <[https://docente.ifsc.edu.br/claudio.schaeffer/material/2_Mecatr%c3%b4nica/Materiais_2_Meca_3/Ensaio%20de%20Materiais_\(Apostila_Principal\)/ensa21.pdf](https://docente.ifsc.edu.br/claudio.schaeffer/material/2_Mecatr%c3%b4nica/Materiais_2_Meca_3/Ensaio%20de%20Materiais_(Apostila_Principal)/ensa21.pdf)>. Acesso em: 20 nov. 2022.

SCHWARTZ, A. E. **Failure of rock in the triaxial shear test**. In: Proceedings of the 6th rock mechanics symposium. University of Missouri, p. 109-151. 1964.

ROCCHI, I.; COOP, M.R.; MACCARINI, M. The effects of weathering on the physical and mechanical properties of igneous and metamorphic saprolites. **Engineering Geology**, v. 231, p. 56-67, 2017.

SHEN, J.; WAN, L.; ZUO, J. Non-linear Shear Strength Model for Coal Rocks. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 52, n. 10, p. 4123-4132, 2019.

ÜNDÜL, O.; TUĞRUL, A. The influence of weathering on the engineering properties of dunites. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 45, p. 225-239, 2012.

VALLEJO, L. I. G.; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C. **INGENIERÍA GEOLÓGICA**. Madrid, 738 p. 2002.

WINKLER, S.; MATTHEWS, J. A. Comparison of electronic and mechanical Schmidt hammers in the context of exposure-age dating: are Q- and R-values interconvertible? **Earth Surface Processes Landforms**, p. 1128-1136. Christchurch, 2014.

YOU, M. Strength criterion for rocks under compressive-tensile stresses and its application. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 7, n. 4, p. 434-439, 2015.

ZAGÔTO, J. T. **Especificação de Rochas Ornamentais Utilizadas da Construção Civil Aplicando Técnicas de Estatística Multivariada e Aprendizado de Máquina**. 153 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2023.

ZHIJING, S. P. E. W.; NUR, A. M. Acoustic Velocities in Petroleum Oils. **Seismic and Acoustic Velocities in Reservoir Rocks**, n. 10, p. 342, 1989.