

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

**JOÃO CÂNDIDO VALENGA PARIZOTTO**

**DEGRADAÇÃO HIDROMECAÂNICA DE ROCHAS BRANDAS SILTO-ARGILOSAS**

Versão Corrigida

Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa

**São Carlos,  
2.015**



**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

**DEGRADAÇÃO HIDROMECÂNICA DE ROCHAS BRANDAS SILTO-ARGILOSAS**

Dissertação apresentada a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – USP – como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós Graduação em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Rogério Pinto Ribeiro

São Carlos,  
2.015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

P231d Parizotto, João Cândido Valenga  
Degradação hidromecânica de rochas brandas  
silito-argilosas / João Cândido Valenga Parizotto;  
orientador Rogério Pinto Ribeiro. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação  
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de  
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,  
2015.

1. rochas brandas. 2. degradação hidromecânica. 3.  
deformabilidade. 4. siltitos do Grupo Itararé. 5.  
propagação de ondas. 6. resistência à compressão  
simples. I. Título.



## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Geólogo **JOÃO CÂNDIDO VALENGA PARIZOTTO**.

Título da dissertação: "Degradação hidromecânica de rochas brandas silto-argilosas".

Data da defesa: 24/09/2015

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Dr. **Rogério Pinto Ribeiro (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Titular **Antenor Braga Paraguassu**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Mauricio Giambastiani**  
(Universidad Nacional de La Rioja)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:  
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**



*Aos cidadãos brasileiros,  
por concederem a honra  
de dedicar-me dois anos  
à pesquisa.*

*Aos meus pais e a amada  
Francine, pelo apoio  
incondicional.*



## AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor e grande amigo Dr. Rogério Pinto Ribeiro, pela inesgotável energia e por acreditar que a empreitada daria certo, bastava persistir.

Aos que eu considero, além de amigos do peito e parceiros, Roberto Aguiar dos Santos e Breno Padovezi Rocha. Vocês não sabem o quanto me ajudaram...

Ao professor Dr. Antenor Braga Paraguassu, pelas sugestões durante as diversas fases desse trabalho e aporte financeiro. Aos professores Dr. Osni José Pejon, Dr. Lázaro Valentin Zuquette e Dr. Maurício Giambastini, pelas discussões sobre rochas brandas. Ao professor Dr. André Luis Christoforo, pela dicas, ensinamentos e realização das Análises de Variância.

Aos professores Dr. Vladimir Guilherme Haach e Dr. Ricardo Carrazedo, pela presteza, disponibilidade e autorização de utilização de equipamentos do Departamento de Engenharia de Estruturas. Além do incansável companheiro Gustavo Gidrão, pelos ensinamentos e macetes, e o experiente Jorge Brabo, pelo auxílio.

Ao senhor Maurício Mingone, proprietário da Cerâmica Mingone, pela excelente receptividade e permissão de amostragem em sua Pedreira. Ao Edson, da Oficina Mecânica, pela precisa usinagem da peça do extrator. Ao pesquisador e professor Dr. Paulo Cesas Giannini, por permitir a utilização sem custo dos microscópios eletrônicos do IG-USP. Ao pesquisador Isaac Jamil Sayeg, pelas instruções, ajuda e ótimas conversas!

Aos profissionais dos Laboratórios do Departamento de Geotecnia, mestres do conhecimento prático, pelos ensinamentos e ajudas indispensáveis: Antônio Garcia, Benedito Osvaldo de Souza, Décio Aparecido Lourenço, José Luis Guerra, Oscar dos Santos Neto. Aos profissionais administrativos, sempre receptivos e desenvoltos: Álvaro Luis Nery, Dr. Herivelto Moreira dos Santos, Maristela Aparecida Batissaco e Neiva Mompeam Cardoso. À simpática Damiana, sempre me indagando de onde vinha tanto pó. E à Benê, pelo café do dia-a-dia.

Para todos os colegas e demais professores do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, pelos momentos e parcerias vividas nos últimos 2 anos.

Novamente ao povo brasileiro, pela concessão de bolsa de estudos por meio da CAPES.



## RESUMO

PARIZOTTO, J. C. V. **Degradação hidromecânica de rochas brandas silto-argilosas** 2015. 231p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Este trabalho caracterizou os siltitos do Grupo Itararé, rocha branda proveniente da amostragem de pedreira localizada em Campinas nas proximidades de futuro empreendimento brasileiro, o Trem de Alta Velocidade. Objetivou entender as causas da pronunciada e rápida alteração da rocha intacta, e simular, em condições controladas de laboratório, a degradação hidromecânica causada pela simples variação da umidade relativa do ar. Para tal, estabeleceu-se técnica de amostragem de testemunhos por meio da extração via seca com ar-comprimido, e processo de intemperismo artificial, composto por 4 ciclos de 2 etapas (secagem e umedecimento). O processo se deu em dessecadores, sendo a variação da umidade ocasionada pela técnica do vapor e sílica gel. O acompanhamento da degradação dos corpos de prova efetuou-se com duas técnicas não-destrutivas de propagação de ondas: o pulso ultrassônico e a excitação por impulso (sistema Sonelastic). Em paralelo, realizou-se a caracterização geotécnica dos siltitos em umidade natural, com ensaios mineralógicos, físicos, físico-mecânicos, físico-químicos e de alteração laboratorial. Por meio desta metodologia, foi possível estimar as minorações do módulo de deformabilidade e da resistência, além das causas físico-químicas da degradação.

**Palavras-chave:** rochas brandas, degradação hidromecânica, deformabilidade, siltitos do Grupo Itararé, propagação de ondas, resistência à compressão simples, TAV.





## ABSTRACT

PARIZOTTO, J. C. V. **Hydro Mechanical Degradation of silty-clay soft rocks**, 2015. 231p. Dissertation (MSc. in Geotechnics). São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2015.

This work characterized the siltstones of the Itararé Group, a soft rock sampled in a quarry located near a future Brazilian venture, the High Speed Train. It aims at understanding the causes of the pronounced and fast changes of the intact rock, and simulate in controlled laboratory conditions the hydro degradation process caused by simple variation of relative air humidity. Dry sampling technique with compressed air was used to extract samples from blocks, and the process of artificial weathering consisted on 4 cycles of 2 steps (drying and wetting). The process occurred in desiccators, where moisture variation was caused by the vapor technique and silica gel. The monitoring of the specimens degradation was performed with two non-destructive wave propagation techniques: the ultrasonic pulse and the impulse excitation (Sonelastic system). A geotechnical characterization of the siltstones in natural moisture condition was made in parallel, consisting on mineralogical, physical, physical-mechanical, physical-chemical and durability tests. By this methodology, it was possible to estimate the mitigation of the deformability modulus and strength besides the physical-chemical causes of degradation.

**Keywords:** soft rocks, hydro mechanical degradation, deformability, Itararé Group siltstones, wave propagation, unconfined compressive strength, HST.



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Nomenclaturas usuais das rochas brandas .....	47
Tabela 2.2 – Proposta de classificação das rochas brandas em termos de origem geológica, adaptado de Giambastiani (2014).....	52
Tabela 2.3 – Critério de resistência estimado por meio do golpe de martelo a partir do Sistema Unificado de Classificação de Rocha (URCS), Williamson (1959) (mod. de Williamson e Kuhn, 1988), a partir do golpe de martelo .....	54
Tabela 2.4 – Características distintivas dos principais tipos de argilominerais.....	61
Tabela 2.5 – Fragmento retirado da “Tabela 11 – Sugestão de investigações geológico-geotécnicas para o CGM-10 Depressão de Campinas (km 481-511)”, sobre o potencial expansivo na porção aflorante do Grupo Itararé .....	100
Tabela 3.1 – Especificação das dimensões e massa necessárias para os ensaios com amostras geométricas.....	113
Tabela 3.2 - Tratamentos do planejamento fatorial completo .....	146
Tabela 4.1 – Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.6. Em vermelho, o pó de rocha e, em azul, o fragmento .....	154
Tabela 4.2 - Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.7 Em vermelho, o pó de rocha e, em azul, o solo.....	155
Tabela 4.3 - Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.8 .....	157
Tabela 4.4 – Resultados de massa específica e granulometria conjunta obtidos por Bachion (1997) em pontos próximos a área de estudo.....	164
Tabela 4.5 – Valores dos índices médios das 2 amostras de cada bloco .....	165
Tabela 4.6 – Resumo dos resultados de $V_p$ das 32 amostras analisadas.....	167
Tabela 4.7 – Valores calculados de $E_{du}$ para as 32 amostras analisadas.....	168
Tabela 4.8 – Valores da $f_N$ das 32 amostras .....	170
Tabela 4.9 – Valores de $E_s$ das 32 amostras.....	170
Tabela 4.10 – Resumo dos resultados da razão entre $E_{du}$ e $E_s$ (GPa) .....	171
Tabela 4.11 – Síntese dos valores de resistência à compressão simples ( $\sigma_u$ ), módulo de deformabilidade estático ( $E_s$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).....	172
Tabela 4.12 – Resumo dos valores de $I_{50}$ das 34 amostras ensaiadas. ....	176
Tabela 4.13 – Fatores índices de conversão da resistência (k) .....	177

Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios de pH e CE.....	180
Tabela 4.15 – Classificação do índice de durabilidade (Id), segundo ISRM (1977a)	181
Tabela 4.16 – Valores da Capacidade de troca catiônica (CTC) e o índice de adsorção de azul de metileno ( $V_b$ ) .....	183
Tabela 4.17 – CTC de diversos tipos de argilas (modificado de Pejon, 1992).....	184
Tabela 4.18 – Resultados dos ensaios de pH e CE.....	184
Tabela 4.19 – Estatística dos valores de $E_{ds}$ (GPa) com as respectivas identificações dos tratamentos da ANOVA (item 4.6.3 ) .....	190
Tabela 4.20 - Estatística dos valores de $E_{du}$ (GPa) com as respectivas identificações dos tratamentos da ANOVA (item 4.6.3 ) .....	191
Tabela 4.21 – Estatísticas dos valores de $\sigma_u$ de CPs degradados (19) e não degradados (12) .....	192
Tabela 4.22 - Comparação entre $E_{lvd}$ calculados para as amostras degradadas e não degradadas .....	193
Tabela 4.23 - Resultados da ANOVA do planejamento fatorial completo referente aos valores de E .....	194
Tabela 4.24 - Resultados do teste de Tukey para os módulos de elasticidade ( $E_{ds}$ [GPa]) obtidos com o uso do equipamento sonelastic .....	194
Tabela 4.25 - Resultados do teste de Tukey ao $E_{du}$ para os dois fatores considerados significativos pela ANOVA.....	195
Tabela 4.26 - Resultados da ANOVA do planejamento fatorial completo referente as variações nas medidas das amostras .....	197
Tabela 4.27 - Resultados do teste de Tukey para as variações nas medidas das amostras.....	198
Tabela 4.28 - Valores de E das amostras (11 de 19 e 19) não cicladas e de resistência para as 19 amostras obtidos do último ciclo de envelhecimento .....	198
Tabela 4.29 - Resultados da ANOVA e validação do fator número de amostras na obtenção dos $E_d$ .....	199
Tabela 4.30 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $\sigma_u = f(E_s)$ .....	199
Tabela 4.31 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $\sigma_u = f(v)$ .....	199
Tabela 4.32 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $E_s = f(E_{ds})$ .....	199
Tabela 4.33 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $E_s = f(E_{du})$ .....	200
Tabela 4.34 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $\sigma_u = f(E_{ds})$ .....	200
Tabela 4.35 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $\sigma_u = f(E_{du})$ .....	200

Tabela 4.36 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $v = f(E_{d_s})$ .....	200
Tabela 4.37 - Relações obtidas dos modelos de regressão - $v = f(E_{d_u})$ .....	200



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Disposição das rochas brandas em geotecnia (PINHO, 2003).....	46
Figura 2.2 - Limites definidos de acordo com a classificação da ISRM (1978b) .....	48
Figura 2.3 – Comparação de limites de resistências propostos para rochas brandas e duras (HAWKINS, 1998) .....	48
Figura 2.4 - Representação esquemática da origem das rochas de baixa resistência (mod. de Dobereiner, 1984) .....	52
Figura 2.5 – Evolução das classificações geotécnicas e geomecânicas ao longo do tempo .....	54
Figura 2.6 – Classificação dos materiais rochosos baseada nos valores de compressão uniaxial simples (mod. de Stapledon, 1968).....	55
Figura 2.7 – Classificações de rochas sedimentares finas (modificado de O'Brien e Slatt (1990) .....	57
Figura 2.8 - Possíveis origens das partículas argila e silte (modificado de POTTER <i>et al</i> , 2005).....	59
Figura 2.9 - Perfil de alteração típico de siltitos e/ou argilitos puros (Modificado de Dobereiner <i>et al</i> , 1990) .....	63
Figura 2.10 – Tipos de aprisionamento ocorridos por curto-circuito do macroporo: a) imersão total, b) curto circuito, c) condensação (Schmitt <i>et al</i> , 1994).....	67
Figura 2.11 – Diagrama do processo de formação sedimentar da pirita (modificado de Hawkins, 2014).....	69
Figura 2.12 – Fissuramento progressivo de rocha argilosa competente com a presença de pirita (modificado de Hawkins, 2014).....	71
Figura 2.13 – Relação entre resistência e diâmetro de amostras de rochas cristalinas (A) e rochas sedimentares (B), adaptado de Hawkins, 1998.....	76
Figura 2.14 – Redução da resistência a compressão simples com o aumento da umidade em arenitos britânicos (adaptado de Hawkins, 1998) .....	78
Figura 2.15 - $\sigma_u$ versus $w$ em siltitos australianos (GU <i>et al</i> , 2008) .....	78
Figura 2.16 – Resultados de $\sigma_u$ em diferentes graus de saturação (adaptado de Schmitt <i>et al</i> , 1994).....	79
Figura 2.17 – Mudança da RCU de ardósias entre intervalos de 15° em relação à laminação (modificado de Hawkins, 1998) .....	80

Figura 2.18 – Curva de tensão x deformação típica de algumas rochas sedimentares (DEERE; MILLER, 1966) .....	82
Figura 2.19 – Evolução de E e v em relação ao grau de saturação (modificado de Valès <i>et al</i> , 2004).....	83
Figura 2.20 – E versus w para siltitos australianos (GU <i>et al</i> , 2008) .....	84
Figura 2.21 – Movimentação das partículas e deformação elástica de um material em virtude da passagem de uma onda de corpo (KEAREY <i>et al</i> , 2002) .....	85
Figura 2.22 – Configuração básica de pares de transdutores (transmissor-receptor) usando a TAC: (a) transmissão direta (através); (b) transmissão indireta (superfície); (c) transmissão semidireta (aresta) (ISRM, 2014) .....	86
Figura 2.23 – Layout simplificado dos componentes básicos do aparato ultrassônico, onde E significa o sinal de excitação do transmissor e T o gatilho de tempo do sinal (ISRM, 2014) .....	87
Figura 2.24 – Comportamento de Vp em arenitos com variações da umidade (adaptado de Dobereiner, 1984) .....	89
Figura 2.25 – Resultados de Vp em relação ao incremento da pressão confinante para dois tipos de folhelhos com diferentes orientações em relação ao acamamento (modificado de HORNBY, 1998) .....	90
Figura 2.26 – Configuração do ensaio acústico (HAACH <i>et al</i> , 2013).....	91
Figura 2.27 – Identificação das frequências naturais .....	92
Figura 2.28 – Modos vibracionais de cilindros de concreto, também aplicável para corpos de prova pétreos. A) flexural; B) torcional C) longitudinal (HAACH <i>et al.</i> , 2013) .....	92
Figura 2.29 – Variação da umidade e porosidade em função da distância do túnel. (modificado de Charpentier, 2003) .....	95
Figura 2.30 - Traçado esquemático do TAV entre as cidades de Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas (CONSÓRCIO HALCROW-SINERGIA, 2009).....	98
Figura 2.31 – Áreas de exposição do Grupo Itararé ao longo de faixa do traçado do TAV .....	100
Figura 2.32 – Polígonos de mapeamento realizados por Souza Filho (1986) e Bachion (1997) em relação a área de interesse .....	102
Figura 2.33 - Fragmento de Mapa Geológico realizado por Souza Filho (1986) .....	103



Figura 2.34 – (a) Arenitos em granodescrescência ascendente, compostos por lentes lamílicas; (b) litofácies lamílica (siltitos) com presença ocasional de linhas de seixos .....	104
Figura 2.35 – Mapeamento Geológico-geotécnico realizado por Bachion (1997) ..	104
Figura 3.1 – Fluxograma de atividades desenvolvidas.....	108
Figura 3.2 – Foto-identificação de prováveis áreas com exposição de rocha .....	109
Figura 3.3 – Fotos da Pedreira Mingone, nas proximidades do aeroporto de Viracopos e às margens da ferrovia da ALL. Em (a), (b) e (c) aspectos gerais das frentes de lavra; (d) afloramento de siltitos amarelados e acimentados; (e) estrutura maciça visualizada para os siltitos cinza; (f) siltito amarronado ou chocolate, aspectos de sua laminação e do grau de intemperismo (empastilhamento) .....	111
Figura 3.4 – Tentativas de corte a seco realizadas na Marmoraria Oxpiso. Em ambas fotos, nota-se a poeira gerada no corte, além da insuficiência de altura para cortes em apenas uma etapa em razão do flange da serra diamantada.....	114
Figura 3.5 – Esquema de montagem da perfuratriz Hilti. Nos detalhes, sistema de filtragem do ar-comprimido (A) e acoplamento de mangueira de refrigeração da broca (B) .....	114
Figura 3.6 – (a) usinagem de peça de acoplamento do cálice; (b) detalhe do acoplamento cálice, peça de acoplamento, extrator; (c) caixa de isolamento e (d) sistema de aspiração de pó .....	116
Figura 3.7 – Aspecto do bloco após a retirada da caixa de isolamento e retirada de testemunho .....	116
Figura 3.8 - (a) Serra de laminadora utilizada para o corte de topo e base das amostras; (b) retificadora de topo e base.....	117
Figura 3.9 – Conferência da tolerância de paralelismo e rugosidade de topo e base .....	118
Figura 3.10 – Estatística dos 32 CPs extraídos para os ensaios de degradação e RCU .....	118
Figura 3.11 – Lâminas petrográficas a partir de amostra representativa do maciço rochoso dos siltitos do Grupo Itararé.....	120
Figura 3.12 – Equipamento de Análise Térmica Diferencial (a esquerda) .....	120

Figura 3.13 - Amostras ensaiadas no Difratorômetro de Raios X. a) Fragmento e pó da amostra; b) Substâncias esbranquiçada proveniente do ensaio de ciclagem; c) Lâminas do pó da amostra proveniente da sedimentação por suspensão .....	122
Figura 3.14 – a) Microscópio Eletrônico de Varredura LEO 440I do Departamento de Geologia Sedimentar e Ambiental, IGC/USP; b) Colagem da amostra de rocha em suporte para posterior recobrimento com carbono e análise no MEV; c) Lâminas petrográficas recobertas com carbono .....	123
Figura 3.15 – (a) resíduo do ensaio de desgaste aquoso; (b) colunas de sedimentação .....	125
Figura 3.16 – (a) 1ª fase de umedecimento com água destilada até 1/3 da altura; (b) pesagem dos corpos de prova na condição submersa .....	125
Figura 3.17 – Disposição do equipamento Proceq Pundit Lab: fonte registradora, par de transdutores, bastão de calibração, gel de acoplamento, cabo USP conectado ao laptop.....	127
Figura 3.18 – (a) Disposição dos equipamentos do sistema Sonelastic; (b) posicionamento do corpo de prova em relação aos fios-suportes (modificado de ATCP, 2015) .....	129
Figura 3.19 – (a) Prensa servocontrolada MTS 815; (b) colagem de extensômetros; (c) soldagem de fiação da instrumentação; aspectos do CP ao início (d) e final (e) dos ensaios de RCU com determinação de constantes elásticas .....	130
Figura 3.20 – Equipamento de ensaio de compressão puntiforme.....	131
Figura 3.21 – (a) preparação de 50 fragmentos; (b) retirada da água deionizada dos recipientes por meio de bomba de sucção.....	134
Figura 3.22 – (a) imersão das amostras em água deionizada; (b) aspecto das amostras na primeira secagem a 110°C; (c) detalhe de (b), mostrando a cristalização de sais(?), amostras com forte cheiro de sulfeto .....	134
Figura 3.23 – Equipamento de desgaste em meio aquoso a partir de 4 tambores normatizados.....	135
Figura 3.24 – (a) pHmetro Digimed aplicado na determinação do pH; (b) Condutímetro Analyser 650 empregado na determinação da CE.....	137
Figura 3.25 – (a) Sala com isolamento térmico, equipada com ar-condicionado; (b) dessecador com amostras piloto, em preparação para a etapa de	

umedecimento; (c) dessecador em preparação para etapa de secagem .....	139
Figura 3.26 – Cronograma de realização dos ensaios piloto, totalizando 69 dias.....	140
Figura 3.27 – Comportamento da $m_w$ ao longo das etapas de umedecimento e secagem .....	141
Figura 3.28 – Variação de T e UR em relação ao 1º ciclo de umedecimento e o 2º ciclo de secagem .....	142
Figura 3.29 – Registro fotográfico da amostra PM-T04, indicando fissuramento ao final da etapa de secagem do 2º ciclo, demonstrado também pelo aumento do volume ( $\text{cm}^3$ ) .....	143
Figura 3.30 – (a) configuração da sala de realização dos ensaios de degradação: dessecadores, balança e painel para registro fotográfico; (b) configuração das vasilhas de plástico para realização dos ensaios .....	143
Figura 3.31 – Aspecto dos dessecadores em presença de sílica gel (a) e com fina lâmina de água deionizada (b) .....	144
Figura 3.32 - Cronograma de realização dos ensaios de Degradação Hidromecânica .....	145
Figura 4.1 – Detalhe da intercalação de níveis mais argilosos a partir de lâmina sem polimento, preparada para análise no MEV. Fissuras se formando ao longo desses níveis (luz transmitida) .....	150
Figura 4.2 – (a) Fotomicrografia da lâmina LP-04 com polarizadores (a) paralelos e (b) cruzados; (c) interpretação dos níveis claros e escuros .....	150
Figura 4.3 – Fotomicrografia com polarizadores cruzados de nível escuro, evidenciando a presença de grãos de quartzo maiores, além de grandes poros. No detalhe, aspecto de argilomineral com bordas esverdeadas, associado à caulinita .....	151
Figura 4.4 – Termograma da amostra de solo em duas granulometrias.....	152
Figura 4.5 - Termograma do pó de siltito em duas granulometrias.....	153
Figura 4.6 – Difratogramas de Raios-X das amostras em pó (#400) e fragmento de siltito. Para os picos mais intensos, identificou-se o respectivo valor $2\theta$ ...	154
Figura 4.7 – Difratogramas de Raios-X do pó de siltito e do solo residual (#400), com os tratamentos: normal, 550°C e Etilenoglicol. Para os picos mais intensos, identificou-se o respectivo valor $2\theta$ .....	155

Figura 4.8 - Difractogramas de Raios-X de partículas do ensaio de ciclagem do silito, em três temperaturas de aquecimento: 40°C, 70°C e 110°C. Para os picos mais característicos, identificaram-se os respectivos valores $2\theta$ .....	157
Figura 4.9 – Lâmina MEV-04, com eletromicrografias QBSD do nível mais claro ou número atômico médio menor (a) e do nível mais escuro (b), número atômico médio maior .....	158
Figura 4.10 – Agregados de pirita (pi) cúbica/framboidal encaixados em nicho formado por caulinita (ca) e quartzo (qz), por meio do detector de elétrons secundários (SE). Em verde, os pontos de análises com o EDS, mostrados na Figura 4.11 .....	159
Figura 4.11 – Espectros de análises EDS nos pontos apresentados na Figura 4.10. Os tiros foram contaminados por minerais da vizinhança .....	159
Figura 4.12 – Identificação de feldspato potássico (fk), caulinita (ca) e quartzo (qz), por meio do SE. Em verde, os pontos de análises com o EDS, mostrados na Figura 4.13.....	159
Figura 4.13 - Espectros de análises EDS nos pontos apresentados na Figura 4.12.....	160
Figura 4.14 – Planos de fissilidade ocasionados pelo paralelismo da caulinita, com presença de matéria orgânica (mo) paralela/perpendicular ao plano de deposição (SE) .....	160
Figura 4.15 – Identificação da morfologia da caulinita (ca) em <i>booklets</i> (SE), evidenciada do mesmo modo nos espectros EDS .....	161
Figura 4.16 – Presença isolado de lamelas de clorita (cl), junto ao quartzo (qz), caulinita (ca) e pirita framboidal (pi) em imagem SE, identificada pelo espectro EDS .....	161
Figura 4.17 – Eletromicrografia SE (esquerda) e QBSD (direita), tendo em destaque a formação de agregados de piritas framboidais inclusas na matéria orgânica, bem distinta em preto por meio do sensor QBSD .....	162
Figura 4.18 - Imagem SE (esquerda) e QBSD (direita). Nichos de pirita (pi) vazios, formados por caulinita (ca), quartzo (qz) e feldspato potássico (fk).....	162
Figura 4.19 – Curvas granulométricas e massa específica do solo residual e de pó de rocha, o segundo oriundo da perfuração dos CPs e do resíduo do ensaio de desgaste aquoso, executadas com e sem hexametáfosfato .....	163
Figura 4.20 - Valores médios dos índices físicos dos 12 blocos com CPs cilíndricos extraídos.....	165

Figura 4.21 – (a) regressão linear crescente da $\alpha_A \times \eta_A$ ; (b) regressão linear decrescente da $\rho_A \times \eta_A$ ; (c) regressão linear decrescente entre a $\rho_A \times \alpha_A$ .....	166
Figura 4.22 – (a) aspecto das amostras passadas as primeiras 4 horas de submersão, sendo evidenciado no detalhe fragmentação e fissuração de alguns corpos de prova; (b) aspecto final dos corpos de prova, passadas as 48 horas.....	167
Figura 4.23 – Comportamento da umidade (w), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) em relação a $V_p$ .....	168
Figura 4.24 – Relação entre a umidade (w), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) com o $E_{du}$ .....	169
Figura 4.25 – Relação entre a umidade (w), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) com a $f_N$ .....	170
Figura 4.26 – Relação do $E_{du} \times w$ , $\eta_a$ e $\rho_{na}$ .....	171
Figura 4.27 – Relação entre os módulos dinâmicos obtidos por meio da técnica de pulso ultrassônico e de excitação por impulso .....	171
Figura 4.28 – Reconhecimento de fissura no CP-02, propagando-se do topo à lateral .....	172
Figura 4.29 – Comportamento da curva tensão x deformação para duas das amostras ensaiadas .....	173
Figura 4.30 - Comparação entre módulos de deformabilidade calculados pelas deformações registradas por extensômetros e os deslocamentos do embolo da prensa, por meio do LVDT interno do equipamento.....	174
Figura 4.31 – Correlações entre a porosidade aparente, teor de umidade e massa específica aparente seca com a resistência a compressão simples.....	175
Figura 4.32 – Correlação entre os módulos dinâmicos e estático .....	175
Figura 4.33 – Correlação entre os índices físicos w, $\eta_a$ e $\rho_a$ com o $I_{50}$ .....	176
Figura 4.34 – Registro fotográfico do estado dos fragmentos de rocha após as etapas de secagem. Verifica-se o intenso fissuramento ao logo dos ciclos, evidente já com a primeira secagem. As imagens da 2ª secagem foram perdidas.....	178
Figura 4.35 – Presença de particulado branco semelhante ao evidenciado nos ciclos de imersão e secagem .....	179
Figura 4.36 – Comportamento da condutividade elétrica e do potencial de hidrogênio ao longo dos ciclos .....	180

Figura 4.37 – Resultados dos ensaios de desgaste em meio aquoso, segundo as classes de durabilidade de ISRM (1977a), apresentadas na Tabela 4.15, com o registro fotográfico a cada 2 ciclos da amostra SDT-02 .....	181
Figura 4.38 – Resultados médios de desgaste (em tracejado) comparado com ensaios em rochas argilosas reunidos por Taylor (1988) .....	182
Figura 4.39 - Mineralogia das argilas em relação à adsorção de azul de metileno (modificado de Pejon, 1992) .....	184
Figura 4.40 – Correlação entre os resultados de pH e CE.....	185
Figura 4.41 – Comportamento da temperatura e a umidade relativa do ar (UR) ao longo do ensaio.....	186
Figura 4.42 – Mobilização dos sulfetos na superfície dos CPs ao longo dos processos de ciclagem.....	187
Figura 4.43 – Histograma de descontinuidades identificadas nos CPS ao longo das etapas de degradação (esquerda) e exemplo de evolução de descontinuidades com a amostra DH-09 (direita) .....	187
Figura 4.44 – Evolução do teor umidade (w) médio das 19 amostras em relação às etapas de degradação .....	188
Figura 4.45 – Variações de $V_p$ e da $f_N$ ao longo dos ensaios de degradação hidromecânica, em relação ao teor de umidade .....	189
Figura 4.46 – Variação da velocidade da onda P em relação ao teor de umidade .....	190
Figura 4.47 – Valores médios de $E_{ds}$ (GPa) .....	191
Figura 4.48 - Valores médios de $E_{du}$ (GPa) .....	191
Figura 4.49 - Resultados dos ensaios de resistência a compressão simples em amostras degradadas e não degradadas em relação aos valores obtidos por Gu <i>et al</i> (2008).....	193
Figura 4.50 - Gráficos de efeitos principais dos fatores NC (a) e w (b) sobre os valores de $E_{ds}$ .....	194
Figura 4.51 - Gráficos de efeitos principais dos fatores NC (a), w (b) e de interação dos fatores (c) sobre os valores dos módulos de deformabilidade dinâmico obtidos por meio do ultrassom (GPa).....	195
Figura 4.52 - Variações de alturas das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados.....	196

Figura 4.53 – Diâmetros das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados .....	196
Figura 4.54 – Volumes das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados .....	197
Figura 4.55 - Gráfico de efeitos principais (a) e de interação dos fatores (b) nos valores dos diâmetros das amostras.....	197
Figura 4.56 - Ajuste da relação $\sigma_U = f(E_s)$ por meio da função logarítmica.....	201
Figura 4.57 - Ajuste da relação $E_s = f(E_{dU})$ por meio da função logarítmica.....	201
Figura 4.58 - Ajuste da relação $\sigma_U = f(E_{d_s})$ por meio da função linear.....	201
Figura 4.59 - Ajuste da relação $\sigma_U = f(E_{d_U})$ por meio da função logarítmica.....	201





## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFTES	<i>Association Francaise des Travaux em Souterrain</i>
ALL	América Latina Logística
ANOVA	Análise de Variância
ARMA	<i>American Rock Mechanics Association</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATD	Análise Térmica Diferencial
BSI	British Standard
CP	Corpo(s) de Prova / Amostra Compressão Simples
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
DH	Amostras Degradação Hidromecânica
DNPM	Departamento Nacional de Pesquisas Minerais
DRX	Difração de Raios-X
EDS	Espectrômetro de Dispersão de Energia de Raios X
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EPL	Empresa de Planejamento e Logística S.A.
GSL	<i>Geological Society of London</i>
IAEG	<i>International Association for Engineering Geology and Environment</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IFSC	Instituto de Física
IG	Instituto de Geociências e Instituto Geológico de São Paulo
IGC	Instituto Geográfico e Cartográfico do Estado de São Paulo
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
ISSMFE	<i>International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
PVC	Policloreto de vinila
QBSD	Quadrant Backscatter Detector
RCU	Resistência à Compressão Uniaxial
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>

SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
TAC	<i>Técnica de Arremesso e Captura</i>
TAV	<i>Trem de Alta Velocidade</i>
TEP	<i>Técnica de Eco-pulso</i>
UCS	<i>Unconfined/Uniaxial Compressive Strength</i>
URCS	<i>Unified Rock Classification System</i>
USACE	<i>U.S. Army Corps of Engineers</i>
USGS	<i>U.S. Geological Survey</i>
USP	<i>Universidade de São Paulo</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

A, $\alpha$	Área, nível de significância
AD	Teste de Anderson-Darling
AT	Amplitude total
Bt	Teste de Bartlett
C	Ciclos de Intemperismo, Concentração da solução
CE	Condutividade Elétrica
$C_{16}H_{18}N_3Cl \cdot 3H_2O$	Cloridrato de metilamina
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
$C_v$	Coefficiente de Variação
D	Diâmetro, deslocamento radial e distância interplanar
E	Módulo de deformabilidade, elasticidade ou Young
Ed	Módulo de deformabilidade dinâmico
Ed <sub>L</sub>	Módulo de deformabilidade dinâmico longitudinal
Ed <sub>U</sub>	Módulo de deformabilidade dinâmico Ultrassom
Ed <sub>S</sub>	Módulo de deformabilidade dinâmico Sonelastic
EDS	Energy Dispersive Spectroscopy
Es	Módulo de deformabilidade estático
F	Força e Estatística do Teste de Fisher
$F_N$	Frequência natural
FFT	Transformada Rápida de Fourier
GL	Graus de Liberdade
H	Hipótese
$I_{50}$	Valor de resistência à compressão puntiforme corrigido
k	Índice de conversão da resistência
KCl	Cloreto de Potássio
L	Deslocamento axial e comprimento do corpo de prova
m	Massa
$m_{nat}$	Massa natural
$m_{sat}$	Massa saturada
$m_{sec}$	Massa seca
$m_{sub}$	Massa submersa

Máx.	Máximo
Mín.	Mínimo
MQA	Média dos Quadrados Ajustada
n	Número Inteiro
NC	Número de ciclos
P	Ondas de corpo primárias ou compressionais, Probabilidade
P-valor	Valor da Probabilidade P
pH	Potencial de hidrogênio
QBSD	<i>Quadrant Backscatter Detector</i>
R <sup>2</sup>	Coeficiente de Determinação
S	Desvio Padrão; Ondas de corpo secundárias/cisalhamento
S <sup>2</sup>	Variância
SE/se	Secondary Electrons Detector, seco
SQ	Soma dos Quadrados
SQA	Soma dos Quadrados Ajustada
Sr	Grau de Saturação
T	Temperatura
Tp	Tempo de viagem da onda de corpo P
um	Úmido
UR	Umidade relativa do ar
V	Volume
V <sub>azul</sub>	Volume de Azul de Metileno
V <sub>b</sub>	Índice de adsorção de Azul de Metileno
Vp	Velocidade das Ondas P
Vpp	Amplitudes Máximas
$\bar{x}$	Média
w	Teor de Umidade
w <sub>nat</sub>	Teor de Umidade natural
$\alpha_a$	Absorção d'água
$\beta$	Coeficiente de regressão
$\epsilon$	Deformabilidade
$\epsilon_a$	Deformabilidade axial
$\epsilon_L$	Deformabilidade radial/lateral
H	Porosidade aparente

$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho$	Massa específica
$\rho_a$	Massa específica aparente seca
$\rho_{nat}$	Massa específica aparente natural
$\rho_{sat}$	Massa específica aparente saturada
$\theta$	Ângulo de Difração
$\lambda$	Comprimento de onda
$\sigma$	Tensão
$\sigma_u$	Resistência à Compressão Simples Uniaxial



## ÍNDICE

FOLHA DE JULGAMENTO.....	5
DEDICATÓRIA .....	7
AGRADECIMENTOS .....	9
RESUMO .....	11
ABSTRACT .....	13
LISTA DE TABELAS.....	15
LISTA DE FIGURAS .....	19
LISTA DE SIGLAS.....	29
LISTA DE SÍMBOLOS .....	31
ÍNDICE.....	35
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>39</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	41
1.2 OBJETIVOS.....	42
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>45</b>
2.1 HISTÓRICO DE ESTUDO DAS ROCHAS BRANDAS .....	45
2.2 NOMENCLATURA E CONCEITO.....	46
2.3 CLASSIFICAÇÕES E CARACTERÍSTICAS .....	48
<b>2.3.1 Classificação das Rochas Brandas.....</b>	<b>49</b>
2.4 ROCHAS BRANDAS ARGILOSAS .....	56
<b>2.4.1 Classificação e Gênese.....</b>	<b>56</b>
<b>2.4.2 Argilas.....</b>	<b>59</b>
<b>2.4.3 Silte.....</b>	<b>62</b>
2.5 DEGRADAÇÃO HIDROMECAÂNICA .....	62

2.5.1	<b>Argilominerais Expansivos.....</b>	<b>64</b>
2.5.2	<b>Pressão de Poros.....</b>	<b>65</b>
2.5.3	<b>Diferenças Texturais.....</b>	<b>67</b>
2.5.4	<b>Presença de Sulfetos .....</b>	<b>68</b>
2.5.5	<b>Crescimento de Cristais .....</b>	<b>71</b>
2.6	PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	72
2.6.1	<b>Resistência.....</b>	<b>73</b>
2.6.2	<b>Deformabilidade.....</b>	<b>80</b>
2.7	CASOS REAIS – EFEITOS DA DEGRADAÇÃO.....	93
2.7.1	<b>Túneis .....</b>	<b>93</b>
2.7.2	<b>Fundações.....</b>	<b>94</b>
2.7.3	<b>Taludes.....</b>	<b>95</b>
2.7.4	<b>Aterros.....</b>	<b>96</b>
2.7.5	<b>Agregados.....</b>	<b>97</b>
2.8	ESTUDO DE CASO - TAV .....	98
2.8.1	<b>Grupo Itararé.....</b>	<b>100</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAL E MÉTODOS.....</b>	<b>107</b>
3.1	MATERIAL UTILIZADO .....	109
3.1.1	<b>Escolha e localização da área-alvo.....</b>	<b>109</b>
3.1.2	<b>Coleta de amostras .....</b>	<b>111</b>
3.1.3	<b>Extração de amostras.....</b>	<b>112</b>
3.1.4	<b>Preparação e Qualidade dos CPs .....</b>	<b>115</b>
3.1.5	<b>Definição e identificação das amostras.....</b>	<b>118</b>
3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	119
3.2.1	<b>Mineralógica .....</b>	<b>119</b>
3.2.2	<b>Física .....</b>	<b>124</b>
3.2.3	<b>Físico-Mecânica .....</b>	<b>129</b>
3.2.4	<b>Alteração Laboratorial .....</b>	<b>132</b>
3.2.5	<b>Físico-Química .....</b>	<b>135</b>
3.3	CICLOS DE DEGRADAÇÃO HIDROMECAÂNICA.....	137
3.3.1	<b>Desenho e montagem experimental.....</b>	<b>138</b>
3.3.2	<b>Metodologia e Organograma de ensaios.....</b>	<b>143</b>
3.4	ANÁLISE DE VARIÂNCIA .....	145



<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>149</b>
4.1	ENSAIOS MINERALÓGICOS .....	149
<b>4.1.1</b>	<b><i>Petrografia</i> .....</b>	<b>149</b>
<b>4.1.2</b>	<b><i>Análise Térmica Diferencial (ATD)</i> .....</b>	<b>152</b>
<b>4.1.3</b>	<b><i>Difração de Raios-X</i>.....</b>	<b>153</b>
<b>4.1.4</b>	<b><i>Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)</i>.....</b>	<b>156</b>
4.2	ENSAIOS FÍSICOS.....	163
<b>4.2.1</b>	<b><i>Análise Granulométrica e Massa específica dos sólidos</i> .....</b>	<b>163</b>
<b>4.2.2</b>	<b><i>Índices físicos</i> .....</b>	<b>164</b>
<b>4.2.3</b>	<b><i>Propagação de ondas</i>.....</b>	<b>167</b>
4.3	ENSAIOS FÍSICO-MECÂNICOS.....	172
<b>4.3.1</b>	<b><i>RCU e Constantes Elásticas</i>.....</b>	<b>172</b>
<b>4.3.2</b>	<b><i>Compressão Puntiforme</i>.....</b>	<b>176</b>
4.4	ENSAIOS DE ALTERAÇÃO LABORATORIAL .....	177
<b>4.4.1</b>	<b><i>Ciclos de imersão e secagem</i> .....</b>	<b>177</b>
<b>4.4.2</b>	<b><i>Desgaste em meio aquoso</i>.....</b>	<b>180</b>
4.5	ENSAIOS FÍSICO-QUÍMICOS.....	182
<b>4.5.1</b>	<b><i>Matéria orgânica</i> .....</b>	<b>182</b>
<b>4.5.2</b>	<b><i>Teste de adsorção de Azul de Metileno</i>.....</b>	<b>183</b>
<b>4.5.3</b>	<b><i>pH e CE</i>.....</b>	<b>184</b>
4.6	CICLOS DE DEGRADAÇÃO HIDROMECÂNICA .....	185
<b>4.6.1</b>	<b><i>Transcurso do ensaio</i>.....</b>	<b>185</b>
<b>4.6.2</b>	<b><i>Evolução dos parâmetros</i>.....</b>	<b>187</b>
<b>4.6.3</b>	<b><i>Análise de Variância</i>.....</b>	<b>193</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>203</b>
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	206
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>209</b>
	<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>229</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Por se encontrarem justamente na interface de maciços terrosos e rochosos, e ainda por levar em conta dois profissionais com diferentes pontos de vista, o entendimento sobre o que é uma rocha branda acaba gerando uma variada gama de classificações e interpretações, dificultando o objetivo em comum, que é a execução de obras com projetos seguros e parâmetros técnicos sensatos.

Neste contexto, as rochas sedimentares brandas têm um grande papel e abrangência no Brasil, foram e ainda são substratos terrosos ou rochosos que compõem fundações de barragens, pontes e estruturas prediais, escavações a céu aberto e subterrâneas de ferrovias, rodovias, empreendimentos hidrelétricos, entre outros. Na conjuntura destes projetos são sempre evitadas, e em casos que não podem ser evitadas, removidas por escavações. Foi isto que demonstrou o primeiro relato do Comitê de Estudos Geotécnicos de rochas Sedimentares da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (1988), Dobereiner (1990) e Kanji (2014). O segundo enfoca ainda a distribuição das bacias sedimentares brasileiras que correspondem a praticamente 50% do território e onde, em seu entendimento, têm considerável presença de rochas brandas.

É oportuno estudar este tema uma vez que há uma demanda substancial de obras de engenharia no Brasil, como, por exemplo, o Trem de Alta Velocidade (TAV). O TAV, em conjunto com o projeto hidrelétrico de Belo Monte, representarão as obras de maior importância na década para o Brasil, caso a primeira também venha a ser efetivada. A obra, orçada em R\$ 35,6 bilhões pelo governo federal (EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA S.A., 2013), será um serviço de transporte ferroviário de passageiros de alta velocidade que conectará as cidades do Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas.

O traçado do trem interceptará diversas formações geológicas brandas, incluindo-se ainda as provenientes de alterações de rochas metamórficas e ígneas. Em especial, para o presente trabalho, as sedimentares do Grupo Itararé, aflorantes em uma faixa que se estende dentro dos limites do município de Campinas.

As rochas sedimentares do Grupo Itararé são de composição silto-argilosa, físseis e expansivas e, por esse motivo, são facilmente desagregáveis em razão dos ciclos naturais de umedecimento e secagem. Essas características acabam tornando a rocha de difícil caracterização geomecânica, sendo a sua resistência e parâmetros

elásticos de difícil estimação. Isso porque, quando já em processo de desagregação, a rocha fragmenta-se de tal maneira que impossibilita a amostragem e posterior realização de ensaios normalizados de mecânica das rochas. Um exemplo dessa problemática é abordada por Torres (2011) para as rochas argilosas da cordilheira andina colombiana, que, quando expostas para a construção da rodovia Ruta del Sol, apresentaram deformações no pavimento e zonas de deslizamentos, além de se transformarem em solo em período inferior a 1 ano.

Por essas razões, quando do estudo de rochas brandas argilo-siltosas, faz-se necessária a realização de diversos ensaios para o entendimento do comportamento geológico, hidráulico, mecânico, físico e químico. Somente a partir da realização de ensaios relacionados aos diversos campos, é possível estabelecer correlações e análises mais sensatas sobre o comportamento destes geomateriais em relação às solicitações de um dado empreendimento civil ao longo do tempo (GALVÁN, 1999; KANJI, 2014).

É nesta linha de raciocínio que o presente trabalho caracterizou, por meio de ensaios de laboratório, as rochas silto-argilosas do Grupo Itararé, oriundas das proximidades do TAV. Propiciou o melhor entendimento do comportamento geomecânico das propriedades elásticas da rocha intacta ( $E$ ), frente à exposição superficial (e subterrânea) com o advento da implantação da obra. Os ensaios se deram por meio de ciclos com alteração da umidade relativa do ar (umedecimento e secagem), sob temperatura ambiente, utilizando técnicas não destrutivas de propagação de ondas, aliadas à caracterização básica por meio de ensaios laboratoriais de mecânica das rochas e solos.

Quanto à organização do trabalho, o Capítulo 2 apresentou uma revisão bibliográfica do que se entende por rocha branda e as classificações geológicas, geotécnicas e geomecânicas existentes sobre o tema. Definem-se rochas argilosas sedimentares, suas classificações e gênese. Abordou as causas de degradação comumente caracterizadas pela literatura, como a presença de minerais expansivos, pressão de poros, diferenças texturais, etc. Em outra seção, discute-se sobre a obtenção das propriedades mecânicas de resistência e deformabilidade, suas restrições e resultados de outros autores, além das metodologias de obtenção dos parâmetros por meio de ensaios estáticos (RCU) e dinâmicos ou de propagação de ondas (pulsos ultrassônicos e excitação por impulso). Relacionam-se estudos de caso sobre os efeitos da degradação de rochas brandas argilosas na construção civil. Ao

final, apresenta-se a área de amostragem utilizada no presente trabalho, oriunda do Grupo Itararé, nas proximidades do traçado do TAV.

O Capítulo 3 descreveu todos os procedimentos experimentais utilizados, resumidos em um Fluxograma de Atividades (Figura 3.1). Dá-se extenso foco ao processo de amostragem e preparação dos corpos de provas, além das circunstâncias de escolha da pedreira para coleta dos blocos de siltito. São apresentadas as normas técnicas ou descritos os procedimentos não normatizados em ensaios definidos como Mineralógicos (Petrografia, Análise Térmica Diferencial, Difração de Raios-X, Microscopia Eletrônica de Varredura); Físicos (Análise Granulométrica Conjunta e Massa específica dos Sólidos, Índices Físicos, Propagação de ondas); Físico-Mecânicos (RCU e Compressão Puntiforme); Ensaio de Alteração Laboratorial (ciclos de imersão e secagem e desgaste em meio aquoso); Físico-Químicos (Adsorção de Azul de Metileno, pH e Condutividade Elétrica, Teor de Matéria Orgânica); e os Ciclos de Degradação Hidromecânica. Para os últimos ensaios, são descritos os procedimentos anteriores de teste da metodologia (desenho e montagem experimental) e os resultados obtidos, assim como os procedimentos definitivos dos ensaios em testemunhos cilíndricos. Ao final, apresentam-se os procedimentos de Análise de Variância (ANOVA), realizados com os resultados obtidos por meio dos ensaios estáticos e dinâmicos.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos, correlações entre os valores e interpretações dos efeitos da degradação hidromecânica nos siltitos. Explica-se os motivos da fragilidade dos siltitos do Grupo Itararé, por meio de conclusões embasadas geotecnicamente e estatisticamente (ANOVA).

No Capítulo 5, foram relacionadas as conclusões frente aos objetivos traçados, e sugestões de Trabalhos Futuros.

Anexo à dissertação, encontra-se apêndice com o memorial das análises de variância realizadas.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O melhor entendimento do comportamento geomecânico das rochas ao longo do tempo torna possível a previsão de custos oriundos do desmonte, estabilização/contenção ou reparos de escavações. Em se tratando de rochas

cristalinas são como, por exemplo, granitos e gnaisses, o comportamento do maciço sofrerá pouco a nenhum ajuste em razão das boas propriedades de rocha intacta.

Contudo, em relação aos maciços brandos, este fator passa a ser de suma importância em razão do rápido processo de alteração intempérica. Esses processos podem causar sérios riscos econômicos a longo prazo para um determinado empreendimento, gerando incalculáveis custos econômicos pela interrupção de serviços.

Com o rápido crescimento da demanda de infraestrutura brasileira e, com isso, curto tempo para a realização de investigações de campo e laboratoriais, é oportuno que a universidade investigue o comportamento geomecânico desses materiais.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal dessa dissertação foi investigar o comportamento hidromecânico das rochas argilo-siltosas do Grupo Itararé, com a finalidade de gerar parâmetros de rocha intacta que auxiliem futuros projetos neste maciço rochoso, mais especificamente o TAV. Foram testados corpos de prova cilíndricos provenientes da extração de blocos, definindo-se os parâmetros da rocha intacta em estado natural (químicos, físicos e mecânicos) e as suas evoluções (parâmetros físicos e mecânicos) a partir de ciclos de umedecimento e secagem por meio de dessecadores e ensaios por métodos indiretos. Os métodos indiretos correspondem a propagação de ondas através dos corpos de prova, utilizando duas técnicas distintas: pulsos ultrassônicos e excitação por impulso.

Alguns dos objetivos específicos são:

- Apresentar um estado da arte sobre as rochas brandas, afim de alavancar o reinício de seu estudo no Brasil (PARIZOTTO *et al*, 2014);
- Elaborar procedimento de extração de corpos de prova cilíndricos com baixa degradação das amostras;
- Analisar o efeito dos ciclos de umedecimento e secagem em amostras do Grupo Itararé;
- Determinar os motivos da pronunciada degradação nestas rochas;
- Testar dois procedimentos distintos de obtenção de parâmetros elásticos na mecânica das rochas utilizando as técnicas de pulsos

ultrassônicos e excitação por impulso, resultados e suas possíveis correlações;

- Avaliar a correlação entre parâmetros elásticos-estáticos, a partir do ensaio de resistência a compressão simples, versus os métodos indiretos citados anteriormente.





## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 HISTÓRICO DE ESTUDO DAS ROCHAS BRANDAS

A preocupação com a temática das rochas brandas surgiu de uma maneira disseminada, iniciando com vários artigos específicos sobre determinadas obras ou problemáticas, seja em atas de Congressos, em pequenas reuniões técnico-científicas ou ainda em artigos de revistas especializadas. Nóbrega (1985) e Galván (1999) relatam que a partir da década de 60, os primeiros artigos sobre o assunto começaram a surgir, como por exemplo, em uma classificação de rochas de baixa Resistência na Grã-Bretanha, realizada por Dixon e Carter<sup>1</sup> (1960 apud Hobbs, 1977). Estes, basearam-se na resistência à penetração do ensaio de penetração standard (SPT), isto é, o número de golpes N para compor a classificação.

A “5ª Conferência Panamericana da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações”, realizada em Buenos Aires (1975), pode ser considerada como um marco histórico sobre o assunto. Este foi o primeiro evento em que a temática teve marcada importância. Houve uma sessão dedicada aos “materiais de transição”, visando discutir a interface de materiais entre os solos e as rochas.

Acredita-se que o primeiro evento específico sobre assunto realizou-se em 1976, na cidade de Madri. O denominado “Simpósio Nacional sobre Rochas Brandas” considerou o termo *rocha branda* válido apenas para as rochas de matriz branda e ainda para aquelas muito porosas ou com presença de cavidades. Os temas principais em discussão foram as propriedades e origens das rochas, além da utilização desta como material de construção em obras a céu aberto e subterrâneas.

Com o passar dos anos, o assunto foi surgindo cada vez mais na pauta de discussões de encontros, congressos e simpósios. Isto culminou no “1º Simpósio Internacional sobre Rochas Fracas, brandas, fraturadas e alteradas”, organizado pela Sociedade Internacional de Mecânicas das Rochas (“International Society for Rock Mechanics”, ISRM), em 1981, na cidade de Tóquio.

Até hoje, são vários os eventos realizados. Com o passar dos anos mais e mais trabalhos foram sendo divulgados, sejam específicos de obras ou englobando as

---

<sup>1</sup> Dixon, J.C.; Carter, R.D. **A classification of soft rocks and methods of determining their bearing capacities with particular references to such rocks in Great Britain.** Internal Report, Soil Mechanics Limited.

generalidades do tema na tentativa de obter um melhor conceito e entendimento do assunto. Além disso, como é possível verificar no website da ISRM (2013), um dos objetivos da Comissão de Rochas Brandas – criada com o intuito de estudar o tema – é exatamente publicar um livro com o “estado da arte” do assunto.

Internamente, os grupos de pesquisas da Universidade de São Paulo (USP) publicaram ou vêm publicando trabalhos sobre o tema. Destacam-se as teses de doutoramento de Campos (1981), Soares (1991), Galván (1999) e Giambastiani (2005), e dissertações de mestrado de Maranesi (1984), Nóbrega (1985) e Serra Junior (1991).

## 2.2 NOMENCLATURA E CONCEITO

De uma forma genérica e simplista, as rochas brandas ou rochas de baixa resistência podem ser definidas como materiais geológicos com características mecânicas frágeis, por exemplo com baixas deformabilidade e resistência, situando-se na transição entre solos e rochas duras (Figura 2.1).

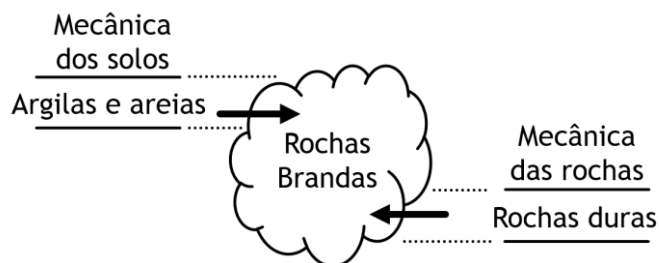


Figura 2.1 - Disposição das rochas brandas em geotecnia (PINHO, 2003).

O termo baixa resistência é utilizado devido a que houve um consenso entre as instituições internacionais ISRM, International Association for Engineering Geology and Environment (IAEG) e a International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMFE) em utilizar a resistência a compressão simples como separador entre solos endurecidos e rochas brandas e rochas duras (limites inferior e superior).

São várias as terminologias utilizadas para designar ou nomear este material, localizado entre solos e rochas duras. Em artigos e eventos de Mecânica dos solos ou Mecânica das rochas, utilizam-se as mais variadas nomenclaturas, de acordo com a preferência de cada autor. A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos termos mais usuais em inglês, com suas respectivas traduções para o português.

Tabela 2.1 - Nomenclaturas usuais das rochas brandas

Inglês	Português
<i>Weak rock</i>	Rocha fraca
<i>Low strength rock</i>	Rocha de baixa resistência
<i>Soft rock</i>	Rocha branda
<i>Indurated soil</i>	Solos endurecidos
<i>Hard soil</i>	Solos duros/solos rijos
<i>Cemented soils</i>	Solos cimentados
<i>Structured soils</i>	Solos estruturados

As rochas brandas são materiais cuja amostragem e caracterização geotécnica, assim como a previsão do seu comportamento são difíceis de realizar. Por vezes exigem a necessidade de recorrer a técnicas de construção ou de tratamento especiais, as quais permitem garantir a estabilidade das obras de engenharia, durante a sua construção e vida útil. Por isso, é frequente que estes materiais de transição sejam incluídos no grupo dos materiais problemáticos (RODRIGUES, 1990).

É difícil definir os limites inferior e superior das rochas brandas, respectivamente entre solos e rocha dura. Enquanto o solo pode ser considerado um sistema cuja fase sólida compõe-se de partículas discretas, as rochas são materiais definidos como um sistema contínuo, onde as partículas encontram-se intimamente ligadas por outro material com características cimentantes. Estas ligações podem ser causadas como produto de fusão gerada por pressão e/ou temperatura, por enlaces moleculares ou ainda por ligações cristalinas.

Como dito anteriormente, a resistência a compressão simples foi o parâmetro utilizado para proporcionar a classificação dos materiais e seus respectivos limites. Entretanto, verifica-se que a fronteira solo/rocha não encontra-se normalizada, pois mesmo na classificação da ISRM (1978b), há uma sobreposição das classes de resistências propostas para solos rijos e rochas muito brandas, conforme apresentado na Figura 2.2.

Além disso, conforme se verifica na Figura 2.3, comparando-se com outras classificações propostas por vários órgãos e autores, vê-se que existe um aparente consenso para os limites de rochas mais resistentes, o que não acontece com materiais de baixa resistência, onde se nota grandes diferenças na definição dos limites das classes. Destacam-se as diferenças propostas pela ISRM (1978b), BSI (1999) e IAEG (1979).

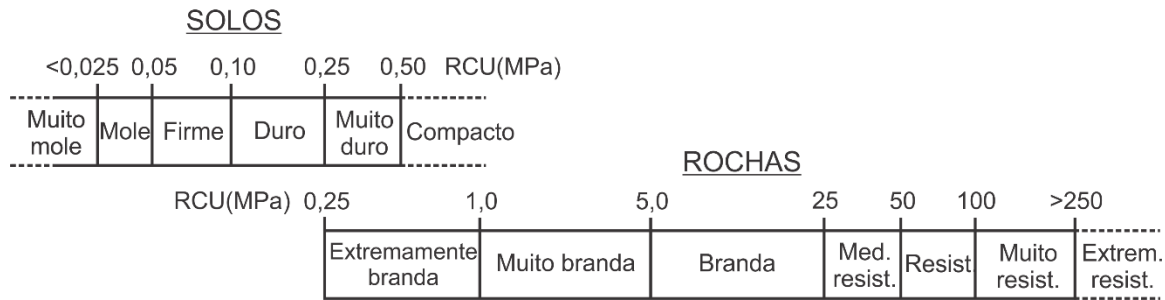


Figura 2.2 - Limites definidos de acordo com a classificação da ISRM (1978b)

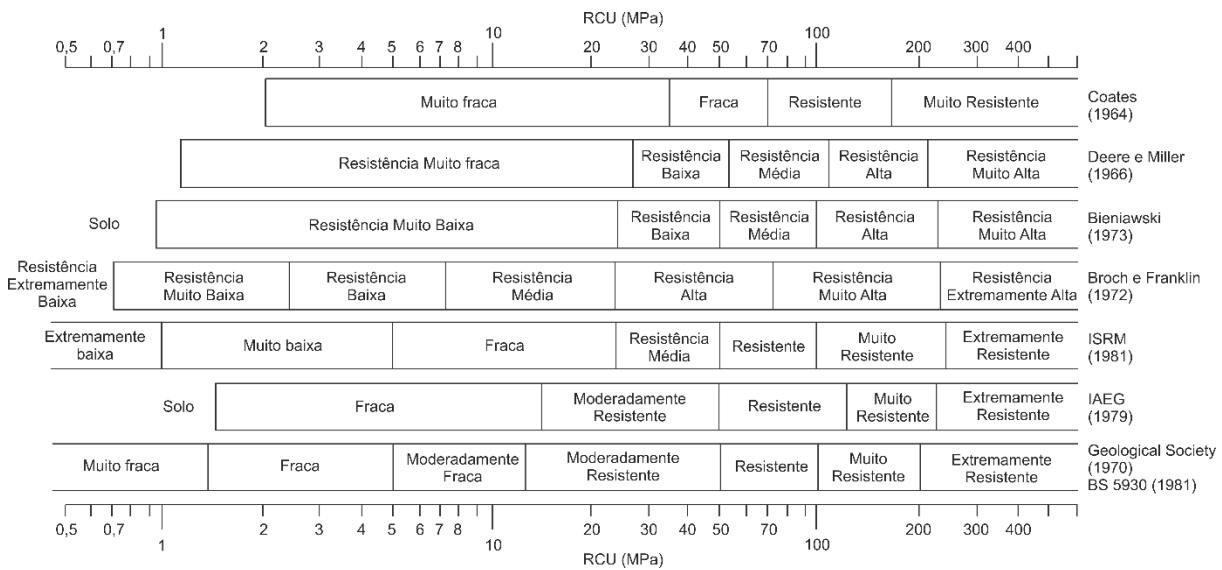


Figura 2.3 – Comparação de limites de resistências propostos para rochas brandas e duras (HAWKINS, 1998)

### 2.3 CLASSIFICAÇÕES E CARACTERÍSTICAS

Conforme expõe Galván (1999), discutir o significado e comportamento das rochas ditas brandas requer que antes de tudo seja feita uma diferenciação da escala de referência na qual elas estão sendo consideradas. Isto é, rocha é um sistema composto de um ou vários elementos e(ou) litologias com características individuais próprias. Esse sistema pode ser agrupado de acordo com o critério ao qual é qualificado. Portanto, deve-se tratar o maciço rochoso como sendo um conjunto de características geométricas (descontinuidades), litologias entre outros aspectos.

Entretanto, quando o conhecimento relaciona-se em entender o material rochoso que compõe cada umas das litologias ou elementos que formam o sistema rocha, independentemente da posição ou atitude diante dos demais elementos, esse material denomina-se matriz rochosa ou rocha intacta.

Face ao exposto, menciona-se que é comum encontrar maciços rochosos compostos por rochas de elevada resistência, porém o conjunto acaba os tornando muito deformáveis ou ainda de baixa resistência frente às exigências da obra a que neles serão inseridas.

Além do mais, convém diferenciar os termos classificar e caracterizar. Segundo Nieble e Francis (1976), ao se caracterizar um meio rochoso, o geólogo ou engenheiro reúne todas as informações (feições litológicas e estruturais), índices e propriedades físicas em particular cujo conhecimento é exigido para solucionar uma questão específica. Ao classificar, o profissional coleta apenas as informações definidas como critérios pelo sistema que utilizar. Portanto, o ideal em qualquer obra é que primeiro realize-se uma boa caracterização, para posterior classificação. Contudo, no momento em que a classificação é estabelecida anterior à caracterização, o restante das informações necessárias para uma obra é automaticamente vinculado em função a classe às quais foram inseridas. Desse modo, basta classificar para conhecer, por transposição de informações no tempo e no espaço, todas as características e propriedades médias, com respectivas dispersões, julgadas importantes.

### **2.3.1 Classificação das Rochas Brandas**

Na Geologia de Engenharia, as rochas e os solos constituem os elementos onde são instaladas as obras de engenharia ou mineiras. Estes dois elementos são também os materiais envolvidos em fenômenos naturais como escorregamentos, erosão, assoreamento e outros. Dessa maneira, há a necessidade de conhecê-los para que as obras sejam planejadas e executadas com menor custo e maior segurança.

A caracterização geológica, geotécnica e geomecânica é a maneira que os profissionais envolvidos neste campo utilizam para estabelecer uma linguagem técnica comum, mediante um ou vários critérios de classificação. A primeira destas disciplinas enfatiza a classificação qualitativa com ênfase na gênese dos materiais e na forma como estes se apresentam na natureza; a segunda, estabelece relações e fixou critérios de caracterização quantitativa de propriedades físicas e mecânicas; a terceira, utiliza a segunda e a aplica frente à sua utilização ou comportamento em obras de engenharia.

Bieniawski (1989), Galván (1999), Singh e Goel (1999) e Edlbro (2003) fazem uma revisão pormenorizada das classificações geotécnicas e geomecânicas. Dessas, as de maior relevância ao assunto rocha branda são apresentadas no texto.

### 2.3.1.1 Classificações Geológicas

No âmbito da Geologia, a distinção básica feita em relação as rochas parte do modo de formação e da constituição mineral. De acordo com o seu modo de formação (origem), as classificações geológicas realizadas em cima dos 3 grandes grupos (ígneas, metamórficas e sedimentar) baseiam-se nas condições de formação e nas propriedades físicas tátil-visuais. As poucas classificações que envolvem os materiais brandos têm sido criadas pela necessidade de estabelecer uma diferenciação geológica entre solos e rochas.

Seguindo as distinções anteriores, Deere (1975) dividiu as rochas brandas da seguinte maneira:

A) planos ou zonas delgadas: grandes continuidades com presença de material rochoso branda, isto é, ocorrência de fraturas principais com grande espaçamento e extensão associadas a algum tipo de alteração, zonas de cisalhamento foliadas ou não, planos de acamamento e zonas de falha;

B) material rochoso de baixa resistência: rocha quimicamente alterada (alteração hidrotermal ou intemperismo), rochas salinas, folhelhos argilosos, arenito porosos muito friáveis, tufos vulcânicos, margas e as brechas basálticas ou tectônicas;

Ausente desta divisão estão as fraturas "inerentes a todos os maciços rochosos", provavelmente por considerar que estas não afetam o comportamento dos mesmos quando não estão presentes em excesso ou não constituam um plano de fraqueza que condicione o comportamento do conjunto ou da unidade.

Vardé (1989) avaliou as rochas de baixa resistência em três tipos segundo o aspecto do comportamento do maciço rochoso:

a) Tipo 1: Material de rocha branda incluindo rochas sedimentares, vulcânicas e metamórficas intrinsecamente brandas e rochas alteradas por intemperismo e/ou hidrotermalismo;

- b) Tipo 2: Debilidade estrutural, incluindo zonas de falha, zonas de intenso fraturamento e estruturas foliadas/laminadas;
- c) Tipo 3: rochas com cavidades de dissolução e potencialmente solúveis.

Santi e Doyle<sup>2</sup> (1997 apud Santi, 2006, p.1) tratam como rochas brandas tanto materiais brandos como materiais alterados (intemperizados e hidrotermalizados). Separadamente, caracterizam os materiais brandos como sendo intactos, alterados a pouco alterados que possuem baixa resistência a compressão ou estão altamente fraturados. Definem materiais alterados como àqueles que possuem significativa deterioração, particularmente próximo à superfície ou ao longo de fraturas. Como justificativa de denominá-los com um mesmo termo, "weak rocks", atribuem que mesmo apresentando características genéticas e pós-deposicionais marcadamente diferentes, ambos representam um intervalo de propriedades intermediárias entre solos e rochas.

Dobereiner (1984), englobou de forma didática a gênese das rochas brandas através de um pequeno diagrama (Figura 2.4). Galván (1999) modificou esse diagrama com a finalidade de introduzir nele o conceito de rocha de origem ígnea ou metamórfica que, devido a processos tectônicos, apresenta-se como rocha branda. Além disso, concluiu que podem ser divididas em dois grupos principais:

- a) Rochas sedimentares brandas: produto da ação de um ou vários processos diagenéticos (consolidação, compactação e cimentação) sobre detritos que, de forma física ou química, foram depositados numa bacia sedimentar. Para o caso das sedimentares detríticas, entende-se que a idade relativamente jovem, a ausência de uma quantidade apreciável de cimento, o tipo de cimento ou ainda o nível de tensões totais, não tenham conseguido levar a rocha a atingir um grau de resistência maior;
- b) Rochas alteradas: podem ser rochas ígneas, metamórficas ou ainda sedimentares resistentes que tenham sido submetidas a processos tectônicos ou ação intempérica. Quanto maior a ação dos processos tectônicos, maior será a facilidade com que os agentes climáticos e intempéricos degradem as rochas alteradas.

---

<sup>2</sup> SANTI, P.M.; DOYLE, B.C. **The locations and Engineering Characteristics of weak rock in the U.S.** In: CHARACTERIZATION OF WEAK AND WEATHERED ROCK MASSES, 1997, 9. Association of Engineering Geologists, Denver, p. 1-22.

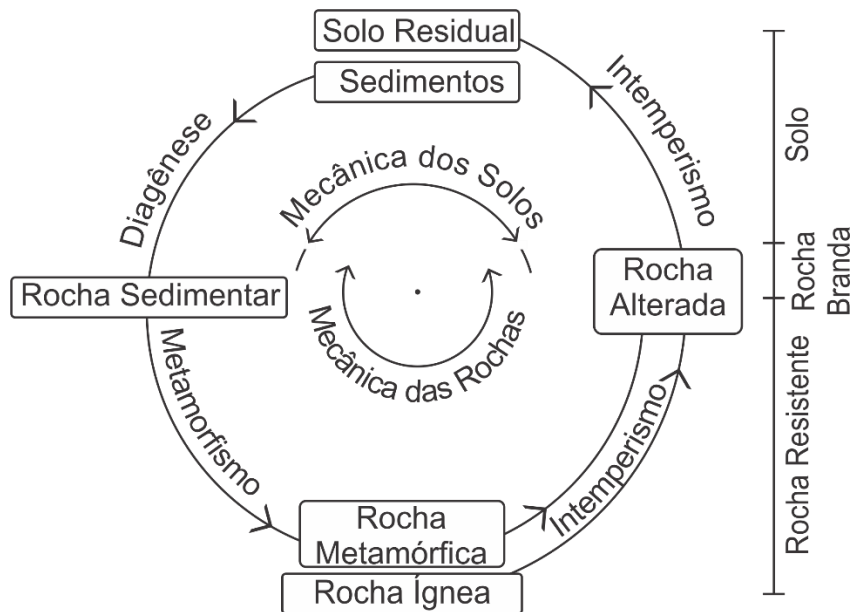


Figura 2.4 - Representação esquemática da origem das rochas de baixa resistência (mod. de Dobereiner, 1984)

Com base aos vários conceitos apresentados, pode-se dizer que, do ponto de vista da evolução geológica, este grupo de rochas pode ser melhor dividido em brandas primárias e secundárias, conforme concluiu Giambastiani (2014). Além disso, dentro de cada divisão, subdivisões podem ser realizadas, conforme é apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Proposta de classificação das rochas brandas em termos de origem geológica, adaptado de Giambastiani (2014)

Divisão	Subdivisão
<b>A) Primárias</b>	I) Rochas sedimentares clásticas e piroclásticas de baixa a moderada compactação e litificação (arenitos, siltitos, argilitos, tufos, conglomerados, margas, etc.);
	II) Rochas sedimentares químicas formadas por minerais primários de dureza Mohs < 3,5 (gesso, silvinita, halita, carnalita, calcários, etc);
	III) Rochas metamórficas formadas por minerais de dureza <3,5, como os filitos, xistos, ardósias, compostos por clorita, micas, sericita, grafite, talco, entre outros, relacionados a baixos graus metamórficos.
<b>B) Secundárias</b>	I) Incluem-se todas as rochas que passaram por processos de alteração físico-química devido ao intemperismo e/ou hidrotermalismo.

Analisando a tabela, é possível estabelecer que as rochas de baixa resistência podem ser facilmente classificadas geologicamente segundo as suas origens. Para Oliveira (1993) a baixa resistência destes materiais pode ser consequência de ligações fracas e alteração dos constituintes – características intrínsecas da matriz rochosa – além de processos tectônicos e presença de cavidades – mais importantes



à escala do maciço rochoso. Além disso, inerentes a qualquer classificação geológica, podem também ser divididas segundo suas propriedades tátil-visuais como cor, textura, granulometria e composição mineralógica.

No entanto, conforme afirmou Pinho (2003), esses sistemas de classificação de natureza pouco quantitativa têm pouco interesse prático para um determinado problema geotécnico. Embora se admita que um granito é mais resistente que um xisto, a resistência não constitui uma propriedade em que se baseie uma classificação geológica. Concluiu que, embora a alteração influa diretamente na resistência de um determinado tipo de rocha, ela não modifica a classificação geológica dessa rocha. Um granito é, sempre classificado como um granito, independentemente do seu estado de alteração.

#### 2.3.1.2 Classificações Geotécnicas e Geomecânicas

Ao longo dos anos, foram várias as classificações geotécnicas e geomecânicas desenvolvidas. Conforme mostra a escala de tempo da Figura 2.5, diversos autores abordaram as classificações de maciços rochosos, sejam aplicadas em obras específicas ou generalizando a problemática para todos os tipos de maciços.

Conforme comentam Parizotto *et al* (2014), algumas destas classificações abordaram o tema de uma maneira mais direta, afim de posicionar estes geomateriais no campo da engenharia geotécnica. Dentre essas, as seguintes merecem a devida menção.

A classificação de Williamsom (WILLIAMSON; KUHN, 1988), denominada Sistema Unificado de Classificação (URCS) foi desenvolvida em 1959 e 1960. Este sistema foi extensivamente utilizado em projetos do Corpo de Engenheiros Americanos (USACE). O sistema propõe a identificação *in situ* das rochas, prevendo um ajuste posterior da informação coletada a fim de refinar a classificação conforme os requerimentos da obra. São utilizados quatro parâmetros: grau de alteração, resistência estimada, elementos lineares e planares e peso específico. Dentre eles, o segundo chama atenção para o tema rocha branda. A resistência é obtida mediante uma prova de impacto com um martelo de ponta esférica, conforme se apresenta na Tabela 2.3, a partir de ilustrações.

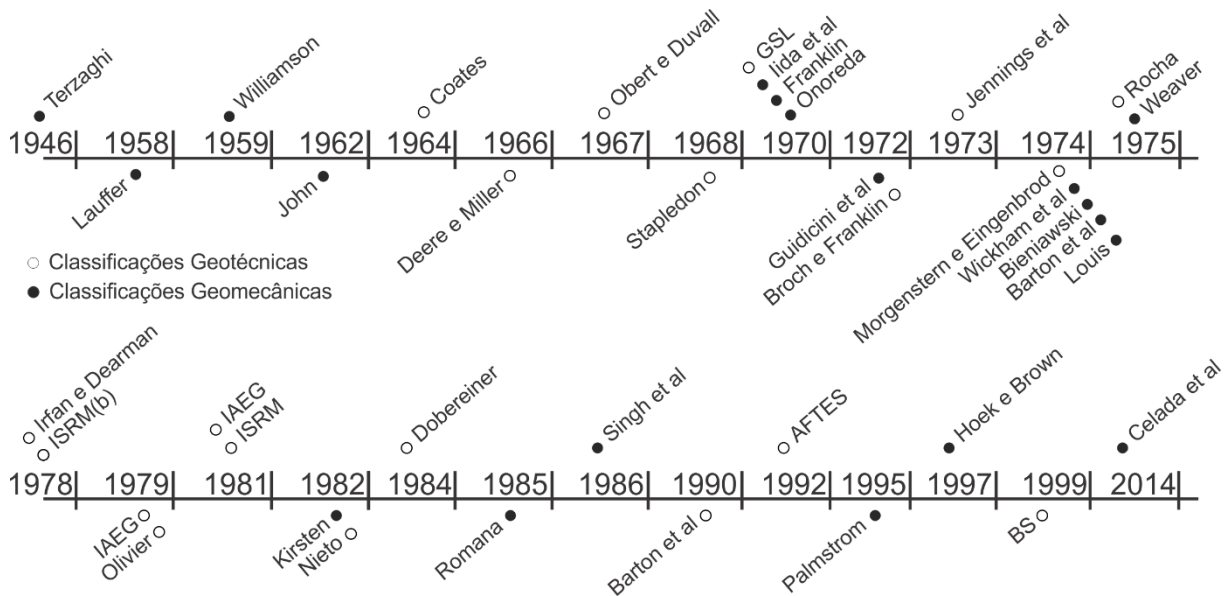







Figura 2.5 – Evolução das classificações geotécnicas e geomecânicas ao longo do tempo

Tabela 2.3 – Critério de resistência estimado por meio do golpe de martelo a partir do Sistema Unificado de Classificação de Rocha (URCS), Williamson (1959) (mod. de Williamson e Kuhn, 1988), a partir do golpe de martelo

<b>Categoria</b>	<b>RCU (MPa e (psi))</b>	<b>Reação ao Golpe de Martelo</b>	<b>Característica Distintiva</b>
A	103 (15,000)	Rebote	
B	103 - 55 (15,000 - 8,000)	Rebote e perda de material	
C	55-21 (8,000 - 3,000)	Depressão	
D	21-7 (3,000 - 1,000)	Depressão e deslocamento	
E	<7 (<1,000)	Moldável	

Stapledon (1968), encarregado de escrever um estudo da arte de investigações de campo na Austrália, propôs a inclusão de uma classificação de materiais rochosos baseando-se na resistência a compressão simples, conforme visualizado na Figura 2.6. Nesta classificação, são consideradas fracas as rochas que possuem resistência entre 7 e 20 MPa e muito fracas menores que 7 MPa. Comentou que há superposição da resistência das rochas com solos muito coesivos, no termo muito fraco.

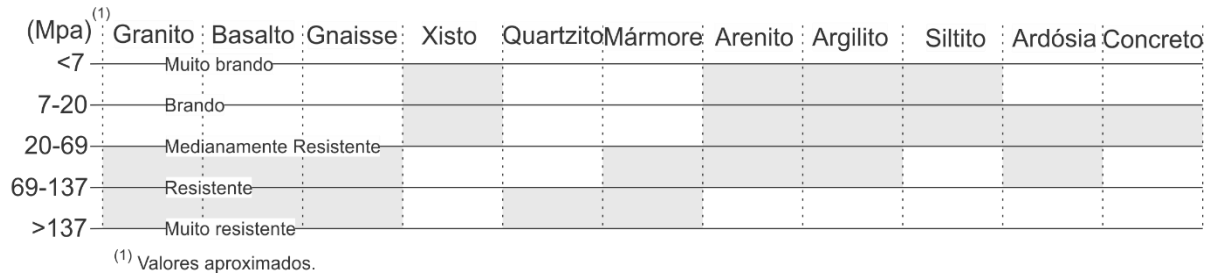


Figura 2.6 – Classificação dos materiais rochosos baseada nos valores de compressão uniaxial simples (mod. de Stapledon, 1968)

Rocha (1975) definiu as fronteiras superior e inferior dos materiais de baixa resistência levando em conta não só a resistência à compressão simples e o ângulo de atrito do material rochoso como também o módulo de deformabilidade do maciço e sua relação com o módulo da rocha intacta. Com isto, a resistência à compressão simples desses materiais está compreendida entre 2 e 20 MPa. Apresentou também considerações sobre a influência das descontinuidades no maciço rochoso e a relação entre as propriedades de resistência da rocha intacta e do maciço rochoso.

Dobereiner (1984), com base no estudo de deformabilidade de arenitos, estabeleceu uma faixa de resistência à compressão simples para arenitos brandos. O limite inferior, 0,5 MPa, corresponde a valores de resistência de arenitos que quando saturados sob vácuo, não perderam sua estrutura. O limite superior, de 20 MPa, baseia-se na inspeção microscópica de amostras de arenito ensaiadas à compressão triaxial, que, conforme relata o autor, apresentaram ruptura acompanhada de quebra dos grãos em amostras cuja resistência a compressão simples superava os 20 MPa.

A classificação de Bieniawski (1974, 1989) em conjunto com a de Barton *et al* (1974) e Barton (1993, 2002), são consideradas as classificações geomecânicas ou métodos empíricos mais utilizados na Mecânica das Rochas. Em se tratando da primeira, o sistema RMR ("Rock Mass Rating") foi desenvolvido para abranger trabalhos de escavação em túneis, taludes em rocha, mineração e fundações diversas. Este método avalia seis critérios: 1) resistência à compressão simples da rocha intacta ou à compressão puntiforme; 2) o critério de qualidade de testemunhos rochosos ou RQD ("Rock Quality Designation", DEERE; MILLER, 1966); 3) espaçamento das descontinuidades; 4) condição das descontinuidades; 5) condições da água subterrânea e 6) direção e mergulho das descontinuidades em relação ao plano de escavação.

Apenas com esta abordagem, principalmente em relação ao primeiro critério, o método RMR já denomina de qualidade baixa as rochas compreendidas entre 25 a 50 MPa de resistência à compressão simples, e de muito baixa qualidade aquelas entre 1 a 25 MPa. Em conjunto com os demais critérios, qualifica o comportamento do maciço rochoso em classes, denominando assim maciços brandas dado a existência de uma correlação entre o módulo de deformabilidade do maciço e o índice RMR (GALVÁN, 1999).

## 2.4 ROCHAS BRANDAS ARGILOSAS

Conforme a classificação proposta por Giambastiani (2014), as rochas brandas silto-argilosas estão representadas como rochas Primárias I (sedimentares) e Primárias III (metamórficas). Neste estudo, são abordados os aspectos do primeiro grupo.

### 2.4.1 Classificação e Gênese

As rochas sedimentares silto-argilosas são constituídas essencialmente por partículas de tamanho microscópico nos intervalos de silte e argila (menor que 75  $\mu\text{m}$ ), possuindo características de desagregabilidade associadas a sua composição químico-mineralógica. Essas partículas conformam-se como rocha em razão de sua sobreconsolidação ao longo do tempo geológico, apresentando na maioria dos casos uma estrutura estável com geometria laminada, cuja resistência deve-se principalmente ao tempo que suportaram o peso dos sedimentos suprajacentes (TORRES, 2011). Dependendo ainda dos fluidos presentes, podem-se gerar contatos cimentantes entre as partículas, tendo como produto rochas ainda mais resistentes.

Em razão da granulação muito fina dos componentes, o estudo de lâminas petrográficas é difícil, sendo estas rochas menos conhecidas que os arenitos e conglomerados. A maioria dos minerais nem mesmo podem ser identificados ao microscópio petrográfico, sendo necessário técnicas de difração de raios X (DRX), de análise térmica diferencial (ATD) e de microscopia eletrônica de varredura (MEV) (SUGUIO, 2003).

Geralmente têm composição mineralógica composta por grânulos de quartzo, feldspatos, minerais carbonáticos, pirita e, em alguns casos, por materiais

carbonosos, betuminosos e silicosos (CAROZZI, 1993). Em média, o tamanho dos grãos encontra-se mais no intervalo do silte (2 a 60µm) do que da argila (< 2µm). Tamanhos estes baseados na nomenclatura da norma NBR 6502 (ABNT, 1995).

A classificação mais utilizada para as rochas clásticas de granulação fina ou sedimentos utilizando seções petrográficas é a proposta por Picard (1971) (Figura 2.7). Enfatiza a textura e os componentes com tamanho de silte combinado com minerais argilosos, utilizando a mesma metodologia para as rochas arenosas, a partir da representação triangular com vértices representados pela areia, silte e a argila.

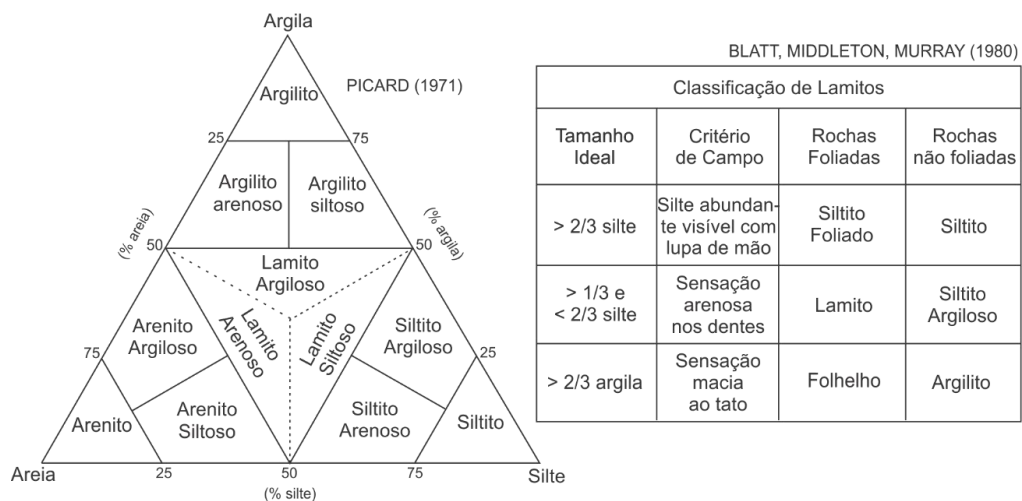


Figura 2.7 – Classificações de rochas sedimentares finas (modificado de O'Brien e Slatt (1990))

Já Lewan (1978), definiu as rochas de granulação fina como as que contêm mais de 45% em volume de minerais microscópicos < 5µm. Este valor foi escolhido tendo por base que grande parte dos grãos de silte ou areia serão matriz suportados quando o material microscópico excede 40 a 50% da rocha, dependendo do arranjo, angularidade, formato e grau de litificação dos grãos. Divide ainda este grupo em duas categorias: folhelhos como tendo mais de 65% em volume de material microscópico e pelitos entre 45% a 65% de volume de material microscópico. A determinação da percentagem microscópica de material foi realizada a partir da contagem ou por estimativas visuais. Análises semi-quantitativas de DRX foram utilizadas para determinar a mineralogia como complemento da terminologia proposta.

Weaver (1980, 1989) argumentou que os termos frequentemente utilizados argilito, lamito ("mudstone"), siltito e folhelho são ambíguos. Expôs que esta ambiguidade se origina das relações fixas entre o tamanho dos grãos e a mineralogia e da utilização de termos estruturais como fissilidade como parâmetro básico da

classificação de uma rocha como folhelho. Além disso, comentou que o termo argilomineral e de certa maneira o termo argila também são anômalos, pois são utilizados como sinônimo de filossilicatos ("phylossilicates"), ou com conotação de tamanho de grãos fino (mais fino que  $3,9\mu\text{m}$ ).

Carozzi (1993) argumentou que não há um termo comum disponível para descrever rochas clásticas finas consistindo predominantemente por filossilicatos sem nenhuma implicação particular ao tamanho do grão. Geralmente, utiliza-se o termo argilito para classificar uma rocha rica em minerais filossilicáticos, assumindo assim que as partículas possuem tamanho de argila. Contudo, na prática, a partir de um refinamento descritivo, a rocha será descrita como siltito, isso porque o tamanho das partículas se concentra no tamanho de silte.

O referido autor relatou ainda dificuldades quanto à definição do termo fissilidade, que é a propriedade da rocha de se separar relativamente ao longo de suaves planos paralelos ao acamamento. A fissilidade é produzida por depósitos laminados, concentração de matéria orgânica em distintas faixas e, principalmente, pela presença da orientação paralela de minerais filossilicáticos que, por sua vez, têm origem deposicional, diagenética ou metamórfica.

Ingram (1953) determinou que fissilidade, além de ser uma função da orientação da partícula e do acamamento, é também influenciada pelo intemperismo, temperatura e a presença de água. Constatou que toda rocha clástica fina com orientação de filossilicatos é maciça sob pressões de sobrecarga. A fissilidade é desenvolvida pela remoção da cobertura, exposição aos fluidos intempéricos, e para aquelas rochas que possuem intensa presença de filossilicatos, desidratação.

Weaver (1989) concluiu o proposto por Ingram a partir da citação de que não existem folhelhos em subsuperfície, apenas folhelhos em potencial. Propõe a utilização de um termo abreviado para filossilicatos ("phyllsilicates"): "physils". Esta designação não teria implicação pelo tamanho, sendo similar para os termos quartzo e feldspato, e incluiria os argilominerais, micas e cloritas. Os termos argila (argilito) e silte (siltito) poderiam ser utilizados como arenitos em uma simples designação granulométrica, e o termo folhelho seria restrito ao uso de campo para siltitos e argilitos físeis.

A definição da nomenclatura destas rochas apresenta certas variações, em sua maioria relacionadas a discordâncias quanto aos critérios de granulometria,

textura e estrutura. Contudo, pode-se dizer que todas concordam no fato de que as rochas sedimentares de granulometria fina podem ser consideradas como àquelas compostas por mais de 50% de silte e argila. Conforme afirma Pejon (2000), de maneira resumida, a classificação dependerá das proporções dos componentes principais, estrutura, presença de matéria orgânica e carbonatos. A Figura 2.7 apresenta algumas das classificações presentes na literatura.

A origem de sedimentos terrígenos de argila e silte (Figura 2.8) incluem o solo; erosão de argila e silte inconsolidados de encostas; ação de rios; cinzas vulcânicas; ação do vento em regiões áridas e semiáridas que depositam as partículas em lagos e oceanos; glaciações, que produzem depósitos finos a grosseiros; intemperismo submarino, entre outros. De todas origens citadas, partículas de argila e silte produzida em solos, por vulcanismo e pela abrasão de geleiras são as fontes primárias mais importantes (POTTER *et al*, 2005).

Conforme afirmam os referidos autores, estas são fontes imediatas. No início as partículas de silte e argila são provenientes da ação de alteração de duas das rochas ígneas mais comuns: granito e basalto (rochas félsicas/máficas), e de erupções vulcânicas. Destes materiais, provêm feldspatos, anfibólios, piroxênios e vidro vulcânico, principais formadores de minerais argilosos. Por sua vez, o silte é proveniente do quartzo e do feldspato, ambos provenientes de granitos e gnaisses (rochas félsicas).

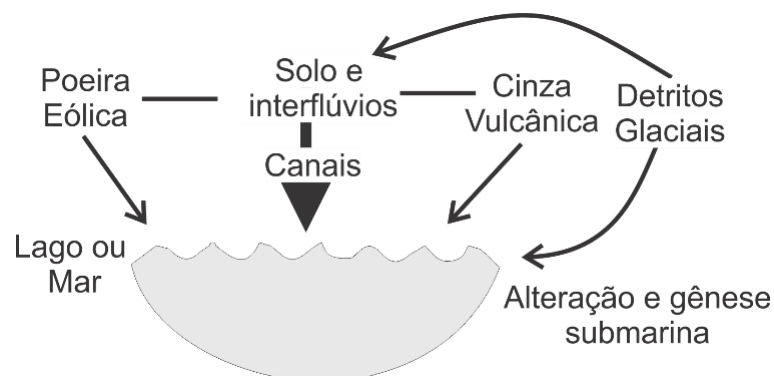


Figura 2.8 - Possíveis origens das partículas argila e silte (modificado de POTTER *et al*, 2005)

## 2.4.2 Argilas

Argila é genericamente o termo utilizado para caracterizar um material natural, terroso, de granulação fina e que normalmente adquire certa plasticidade quando umedecido com água e rigidez quando seca ou aquecida.

É conceituada de diversas maneiras dentro das ciências que a estuda. Designa-se como uma fração granulométrica inferior a 2  $\mu\text{m}$  em sedimentologia; em Petrografia, como uma rocha friável constituída por partículas minerais de dimensão muito pequena, não identificáveis macroscopicamente. Em Mineralogia (definição considerada nesse estudo) indicando minerais argilosos compostos essencialmente por silicatos hidratados de alumínio, ferro e magnésio, além de outros cátions, apresentando estrutura foliada e granulometria muito fina (SANTOS, 1989; PEJON, 2000).

Ainda conforme Santos (1989), as argilas são constituídas majoritariamente por partículas cristalinas pequenas de um número restrito de minerais conhecidos como "argilominerais". Determinada argila pode ser composta por uma ou misturas entre partículas de argilominerais. Quimicamente, são formadas por elementos alcalinos e alcalino-terrosos, além de outros materiais e minerais tais como a matéria orgânica, sais solúveis e partículas de quartzo, pirita, mica, calcita, dolomita entre outros minerais residuais e amorfos.

Os argilominerais são pequenas folhas de silicatos hidratados e fazem parte da família dos filossilicatos. As camadas de silicatos são construídas com planos de átomos que formam grupos tetraédricos e octaédricos ligados por várias combinações (WEAVER, 1989). Estes grupos são construídos por átomos ou íons de oxigênio e de íons de hidroxila, tendo ao redor pequenos cátions de Si e Al no caso dos tetraedros e Al, Mg, Fe e Ti no caso dos octaedros (SANTOS, 1989).

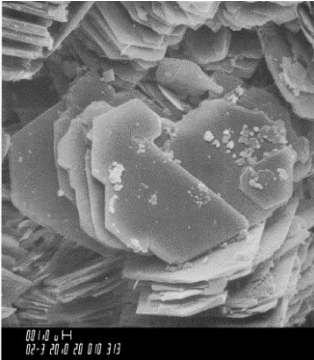
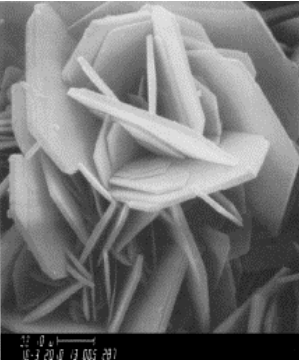
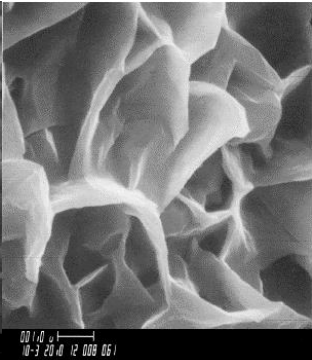
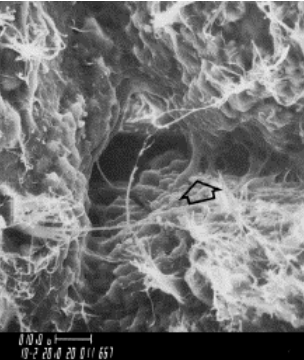
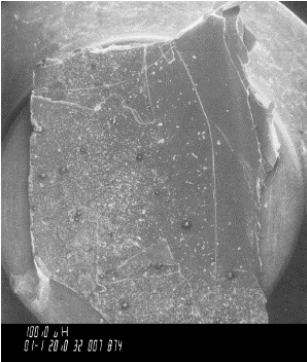
As folhas octaédricas podem ser definidas como dioctaédricas, quando 2/3 das posições são ocupadas por  $\text{Al}^{3+}$  ou outro íon trivalente, ou trioctaédricas, quando todas as posições são ocupadas por  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$  ou outro cátion divalente (REEVES *et al*, 2006).

A combinação de uma folha tetraédrica e uma octaédrica forma uma camada chamada 1:1. Já uma camada consistindo de um octaedro entre duas folhas tetraédricas é denominada de 2:1. Quando da ocorrência de camadas 2:1 regularmente intercaladas com uma folha octaédrica ou inter-camada, formam-se os argilominerais 2:1:1.

Dentre os principais tipos/grupos de argilominerais encontram-se as caulinitas (1:1), esmectitas, ilitas, as vermiculitas (2:1) e as cloritas (2:1:1). Suas principais características são apresentadas na Tabela 2.4.



Tabela 2.4 – Características distintivas dos principais tipos de argilominerais

Grupo	Caulinita	Clorita	Esmectita	Ilita (Micas)	Vermiculita
<b>Tipo de Estrutura</b>	1:1	2:1:1	2:1	2:1	2:1
<b>Fórmula Química Geral (1)</b>	$\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$	$(\text{Mg}, \text{Fe}^{2+}, \text{Fe}^{3+}, \text{Mn}, \text{Al})_{12} [(\text{Si}, \text{Al})_8\text{O}_{20}] (\text{OH})_{16}$	$\text{M}^{+0.7} (\text{Y}^{3+}, \text{Y}^{2+})_{4-6} (\text{Si}, \text{Al})_8 \text{O}_{20} (\text{OH})_4 n\text{H}_2\text{O}$	$\text{K}_{1.0-1.5} \text{Al}_4 (\text{Si}, \text{Al})_8 \text{O}_{20} (\text{OH})_4$	$\text{M}^{2+0.66} (\text{Y}^{2+}, \text{Y}^{3+})_6 (\text{Si}, \text{Al})_8 \text{O}_{20} (\text{OH})_4 8\text{H}_2\text{O}$
<b>Espaçamento basal médio (1)</b>	7.1 Å	14 Å	Variável; ~15 Å (para Ca)	10 Å	Variável; ~14.4 Å (hidratada)
<b>Expansibilidade (2)</b>	Sem expansibilidade	Pouco expansível	Expansível	Expansível	Expansível
<b>Minerais Principais (2)</b>	Caulinita	Clorita	Montmorilonita	Ilita	Vermiculita
<b>CTC (meq/100g) (3)</b>	3 - 15	10 - 40	80 - 150	10 - 40	100 - 150
<b>DRX - Picos Característicos D (Å) (4)</b>	14.2; 7.15; 3.58; 1.49	7.1; 4.74; 3.55	16.9; 15.0; 8.46; 5.64; 5.0; 4.23; 3.75; 3.38	10.1; 5.0; 4.43; 2.56; 3.38	14.4; 7.16; 4.8; 3.58
<b>Imagem MEV (5)</b>					

Fonte das informações: (1): Deer *et al.*, (1992); (2): Gillot (1987); (3): Beaulieu (1979); (4) Brindley e Brown (1980) e Moore e Reynolds (1989); (5) Welton (2003).

Há ainda um outro grupo de argilominerais que representa a intercalação entre as argilas acima citadas. O termo/grupo interestratificado é usado para as argilas que consistem em uma alternância entre folhas de um ou mais minerais. Praticamente qualquer combinação mineralógica pode ocorrer, sendo que as argilas interestratificadas possuem qualquer composição entre os grupos citados no parágrafo anterior. Segundo Potter *et al* (2005), as argilas interestratificadas mais comuns são a illita/esmectita e esmectita/clorita, ambas de origem diagenética.

Uma maior discussão sobre a nomenclatura, química estrutural e cristaloquímica podem ser encontrados também em Grim (1953, 1962), Brindley e Brown (1980), Velde (1985), Gillot (1987), Moore e Reynolds (1989), Deer *et al* (1992) e Murray (2007).

### **2.4.3 Silte**

O silte é uma partícula com tamanho entre 4 a 60  $\mu\text{m}$  que é proveniente de fontes terrígenas e biológicas. Assim como nos arenitos, o mineral dominante de siltes não-vulcânicos é o quartzo, apesar da indução de quebra por clivagem mais rápida dos feldspatos, tanto para o transporte aéreo quanto marinho, que deveria produzir silte feldspático em abundância (POTTER *et al*, 2005). Além do quartzo e do feldspato, as micas, anfibólios, piroxênios, etc, são usualmente encontrados com granulometria silte em rochas sedimentares finas.

## **2.5 DEGRADAÇÃO HIDROMECÂNICA**

O comportamento geomecânico e em particular a degradação de materiais geológicos é totalmente ligada aos fatores ambientais. Estudar o comportamento englobando todos os fatores ambientais é tarefa difícil, levando-se em conta a maior complexidade em se tratando de rochas de natureza argilosa, dado ao processo de intemperismo muito mais acelerado quando comparado com rochas competentes (granitos, gnaisses, arenitos bem cimentados, etc).

Segundo Dobereiner *et al* (1990), os processos de intemperismo ocorridos em rochas argilosas geralmente apresentam certo padrão, conforme o apresentado na Figura 2.9. A intensidade varia em função da mineralogia e das condições de umidade. Aparentemente, o limite da profundidade atingido é função da posição

do nível de água ou da zona de saturação. Com o distanciamento da profundidade média do nível de água, os processos de alteração passam a ser mais intensos, passando de moderados na zona de capilaridade a mais agressivos com o aparecimento de pronunciado fissuramento.

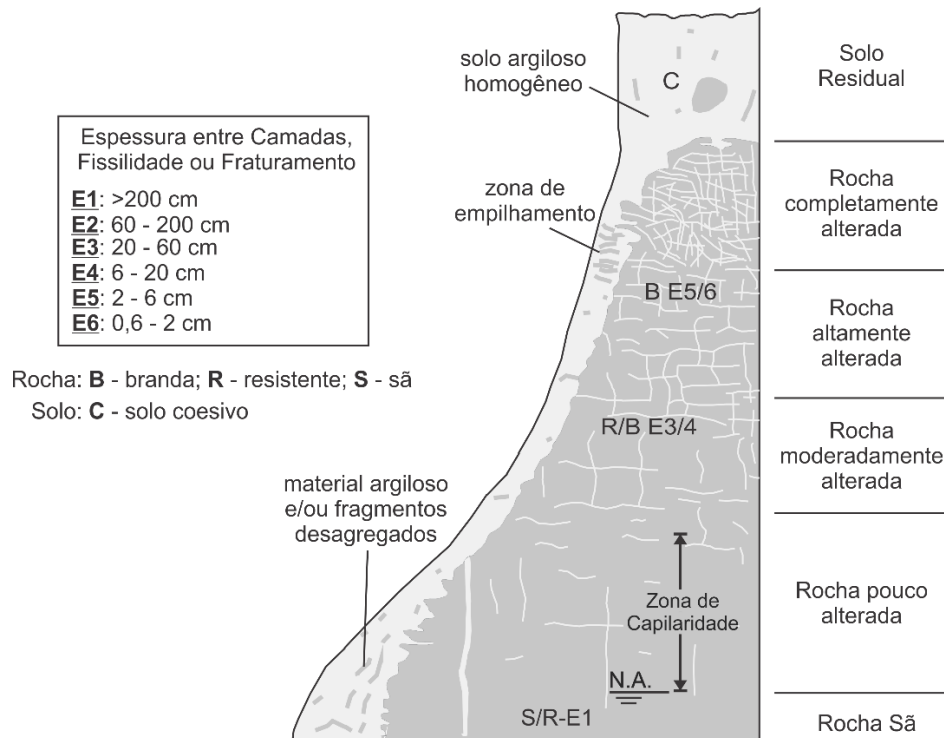


Figura 2.9 - Perfil de alteração típico de siltitos e/ou argilitos puros (Modificado de Dobereiner *et al*, 1990)

A partir da Figura 2.9, os autores comentam ainda que os processos de intemperismo são fortalecidos com o maior contato do maciço rochoso em virtude de taludes naturais ou de escavação. Geralmente o que se observa é o processo de "empastilhamento" e desagregação superficial do material (CAMPOS, 1989).

Segundo Taylor e Spears (1981) e Taylor (1988) existem dois tipos de processos de intemperismo de rocha argilosas: as alterações físicas e as químicas. Ambos possuem efeitos que se complementam e ocorrem juntos nos sistemas naturais. Dentre os dois, a desintegração física é considerada a dominante, isto porque ela ocorre mais que a química por aumentar rapidamente a superfície exposta.

O intemperismo físico é qualquer processo que produz fissuramento sem mudança mineralógica. Os processos de alteração físicas incluem: descarregamento, expansão e contração térmica, ciclos de umedecimento e secagem, crescimento de cristais, desprendimento de colóides e atividade orgânica (MITCHELL, 1993). Taylor (1988) destaca que a desintegração física é controlada por

três fatores principais: (a) a expansão de minerais argilosos em razão da absorção de água, (b) degradação (secagem e umedecimento, também conhecida como quebra ao ar) e (c) presença de descontinuidades. Simões (1987) menciona outros fatores, como o tipo e concentração de cátions adsorvidos pelos argilominerais, tipo e resistência da cimentação e a umidade inicial.

Segundo Alonso e Pineda (2006), frequentemente os processos de alteração física das rochas são os precursores dos químicos, sendo que as suas maiores contribuições relacionam-se com a redução do tamanho das partículas e o incremento da superfície disponível para o ataque químico. Contudo, em alguns casos os dois processos atuam de maneira conjunta.

De acordo com Mitchell e Soga (2005), os processos químicos incluem (a) hidrólise (reação de íons minerais com  $H^+$  e  $OH^-$  da água), (b) quelação (remoção de íons metálicos), (c) troca catiônica, (d) oxidação (perda de elétrons) e (e) carbonatação (combinação de carbonatos com materiais terrosos). Marques *et al* (2005) definem que os principais processos químicos são (a) oxidação de minerais sulfetados, (b) dissolução de cimento e (c) hidratação e outros efeitos dependentes da água.

Neste trabalho, o termo degradação hidromecânica refere-se aos processos físico-químicos que ocorrem na atenuação dos parâmetros geomecânicos da rocha intacta, em consequência do processo físico-cíclico de umedecimento e secagem. Conforme descreve Torres (2011), os agentes da degradação hidromecânica são pouco perceptíveis pois iniciam-se em escala micro estrutural e envolvem também a combinação de fatores térmicos com efeitos mecânicos.

Dentre os fatores que influenciam a degradação das rochas argilo-siltosas ao longo de ciclos de umedecimento e secagem citam-se a ação de (a) argilominerais expansivos, (b) a pressão de poros, (c) diferenças texturais, (d) a presença de minerais sulfetados (ex. pirita) e o (e) crescimento de cristais.

### **2.5.1 Argilominerais Expansivos**

A ocorrência de materiais com potencial expansivo origina complexos problemas na engenharia geotécnica. Esses materiais apresentam um comportamento que se manifesta durante o umedecimento, produzindo efeitos prejudiciais nas estruturas construídas sobre eles.

Todas as argilas possuem o potencial de adsorção (atração de água para a superfície), porém apenas alguns grupos retêm água em suas estruturas (absorção). O aumento de volume entre as folhas das camadas da estrutura é particularmente importante quando da presença de argilominerais do grupo da esmectita e das vermiculitas. A causa do inchamento se deve à fatores físico-químicos. Em geral, são solos com limites de liquidez e plasticidade elevados e que quando secos são duros, porém perdem facilmente sua resistência quando absorvem água (PRESA, 1984).

Pejon (2000) diz que o diâmetro equivalente de  $2\mu\text{m}$  e a forma cristalográfica em folhas confere às argilas uma alta capacidade de sorção de água.

Segundo Brekke (1965), os fatores que influenciam a expansibilidade podem ser divididos em internos, que definem a argila e o potencial de expansão; e externos, que indicam como o processo ocorrerá e qual será a sua característica. Dentre os internos, incluem-se (1) o tipo, (2) a quantidade de argila, (3) o cátion dominante, (4) a concentração de íons, (5) o tamanho da partícula, (6) o teor de água no início da expansão, (7) a estrutura da argila, (8) a densidade seca no início do processo e (9) a existência de cimentação diagenética. Para os externos, (10) a acessibilidade de água, (11) a concentração de íons na água, (12) possibilidade de aumento de volume durante o processo e (13) eventual contrapressão.

De acordo com Snethen *et al* (1977) para que uma argila tenha um potencial expansivo, são necessários mecanismos físico-químicos tais como a atração superficial das partículas, a hidratação de cátions e a pressão osmótica.

### **2.5.2 Pressão de Poros**

A partir da redução da umidade em solos ou rochas, é desencadeada a entrada de ar nos poros que, com o retorno da umidade, pode refletir na compressão devido às pressões de sucção (PEJON, 2000).

Segundo Taylor (1988), quando um fragmento lamítico é desidratado, o ar é puxado para dentro de vazios e capilares e a alta (negativa) pressão de sucção é desenvolvida. No processo reverso, o ar aprisionado é pressurizado enquanto a água é puxada para a rocha argilosa por capilaridade. Esse processo faz com que a estrutura da rocha seja estressada, causando a desagregação. A partir de vários ciclos de secagem e umedecimento e do concomitante crescimento de fissuras, a rocha se fragmentará por quebra ao ar.

Santos *et al* (1996) concluíram que folhelhos sujeitos à secagem são extremamente reativos quanto expostos a água e ao contrário, quando o teor de umidade é mantido próximo ao natural, a reatividade é muito baixa.

Schmitt *et al* (1994) explicaram que quando uma amostra tem acesso a água, a penetração da frente úmida é desenvolvida por forças capilares combinada com outros processos como a hidratação causada pela condensação de fases gasosas em pequenos poros. Em virtude da baixa permeabilidade das rochas de granulação fina, a pressão de ar nos poros é suficiente para exercer tensões significantes na estrutura rochosa, sendo a dissipação muito lenta ou até impossível. Segundo os autores, durante a hidratação o ar pode ficar preso de diversas maneiras, como apresentado na Figura 2.10 e descrito abaixo:

- (a) *Imersão total*: Durante a imersão de uma amostra, a imbibição por capilaridade ocorre em toda a periferia do corpo de prova. Como o gás não pode escapar, ele é empurrado a frente e é comprimido;
- (b) *Curto circuito de um macroporo por um fino tubo capilar*: a configuração da rede de poros pode ser responsável pelo aprisionamento de gás, especialmente quando um poro menor corta o circuito do poro maior (Figura 2.10a), fazendo com que o ar fique preso ao macroporo.
- (c) *Aprisionamento de ar pela rugosidade dos macroporos*: quando a superfície do macroporo é muito rugosa (Figura 2.10b), essa pode agir como uma rede de microporos onde o ar pode ser isolado pela ação de uma extensa condensação capilar. O arranjo dos argilominerais típico da textura das rochas argilosas promove tais eventos.
- (d) *Condensação capilar no acesso dos poros*: a condensação capilar ocorre primeiramente nos menores espaços intergranulares. No caso de a comunicação de um macroporo ocorrer com canais estreitos externos (Figura 2.10c), eles serão preenchidos primeiro, aprisionando o ar remanescente dentro do macroporo. Como a hidratação continua, o ar é pressurizado entre os meniscos.

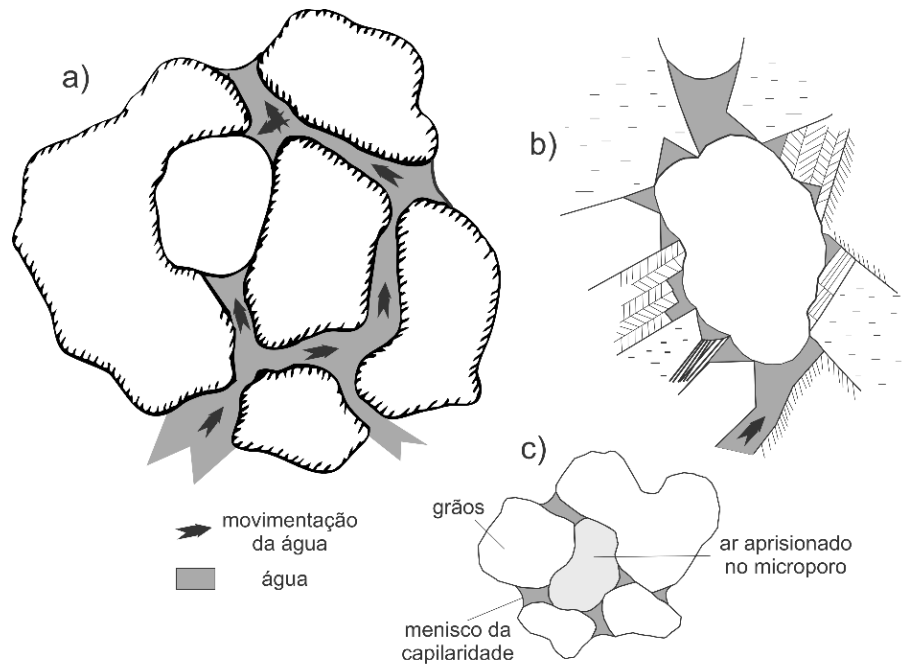


Figura 2.10 – Tipos de aprisionamento ocorridos por curto-circuito do macroporo: a) imersão total, b) curto circuito, c) condensação (Schmitt *et al*, 1994)

Convém também definir a origem da porosidade em rochas argilosas. Milner *et al* (2010) e Schieber (2010) definem quatro tipos de classes de poros:

- *Matriz intercrystalina*: são os vazios entre flocos de minerais argilosos e agregados, cristais de cimento ou grandes partículas de detritos;
- *Poros orgânicos*: varia entre espaços pequenos na parte insolúvel da matéria orgânica ou querogênio a grandes vazios gerados pela alteração de partículas orgânicas;
- *Poros dissolvidos*: resultam da ação diagenética nos grãos;
- *Poros intrapartícula*: rede conectada entre fragmentos fósseis e cobertos por querogênio amorfo.

### 2.5.3 Diferenças Texturais

O termo textura é definido como a aparência geral ou o caráter de uma rocha, incluindo os aspectos geométricos e as relações mútuas entre as partículas e componentes, sendo essas o tamanho, a forma, a disposição geométrica (arranjo) e a maneira com que as partículas estão unidas.

Kanitpanyacharoen *et al* (2011) comentam que a textura está relacionada aos constituintes argilominerais que adquirem orientação preferencial durante a

sedimentação e compactação. Os dois processos desenvolvem as estruturas acamadadas, gerando assim uma grande dependência do critério textura.

Bustamante e Le Roux<sup>3</sup> (1993) apud Pejon e Zuquette (2002) utilizando MEV demonstram que mesmo pequenas quantidades de montmorilonita (3% a 4%) concentradas em lugares específicos (como discontinuidades) geram quebras na rocha e que não possuem muita significância quanto bem distribuídas. Sugerem também que isto é válido para a concentração de pirita microcristalina entre superfícies laminadas das rochas.

Taylor (1988) comenta que uma distribuição dispersa de argilominerais é geralmente um importante fator para o aumento de quebras em lamitos. Contudo, conclui que este não foi o fator evidenciado nas rochas argilosas do estrato de Coal Measures, em razão da inexistência de esmectita. Aparentemente as características estruturais (estruturas sedimentares e discontinuidades) foram mais significativas do que elevadas concentrações de argilominerais expansivos.

Um outro fator que associa a dependência do fator degradação da textura é a porosidade. A porosidade intercristalina e, com isso, a desagregabilidade causada pela pressão de poros está diretamente associada a textura. Milner *et al* (2010) afirma que em rochas onde os poros intercristalinos predominam, o tamanho dos poros e suas geometrias dependem muito da mineralogia, geometria e arranjo das partículas adjacentes. A compactação, a estrutura original dos grãos e a textura deposicional determinam o arranjo fino dos minerais.

#### 2.5.4 Presença de Sulfetos

A pirita ( $\text{FeS}_2$ ) é a forma mais usual do sulfeto de ferro e pode ser encontrada na forma de cubos ou agregados e também como microcristais chamados de frambóides. Relativamente comum em rochas sedimentares argilosas, a pirita ocasiona a desagregação desses litotipos em razão do aumento de volume (PEJON, 2000; TAYLOR, 1988; POTTER *et al*, 2005). Outro sulfeto muito frequente em rochas argilosas é a pirrotita ( $\text{FeS}_2$ ), geralmente confundida em análises de DRX com a pirita,

---

<sup>3</sup> BUSTAMANTE, M.; LE ROUX, A. Minéralogie et texture des sols indurés, leur importance pour le géotechnicien. In: **Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks**. Rotterdam: Balkema, p. 939- 944, 1993.



porém identificada quando da realização de MEV ou quando visível a olho nu em função do seu magnetismo.

A abundância de pirita em rochas sedimentares varia em consequência de diferenças litológicas associadas com a natureza da contribuição de sedimentos orgânicos, sulfáticos e ferrosos ou apenas com o fluxo constante de detritos (HAWKINS, 2014).

Berner (1984) afirma que a pirita se forma em deposições rasas, através da reação de minerais detríticos ferrosos com  $H_2S$ . O sulfeto de hidrogênio por sua vez é produzido a partir da redução do sulfato dissolvido por bactérias por meio de matéria orgânica como um agente redutor e fonte de energia. A partir de uma série de reações como ferro monossulfetado, a pirita se forma (Figura 2.11).

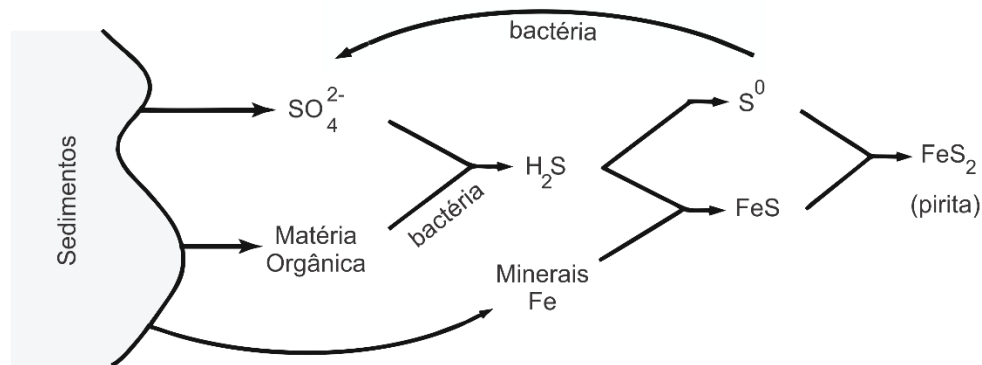


Figura 2.11 – Diagrama do processo de formação sedimentar da pirita (modificado de Hawkins, 2014)

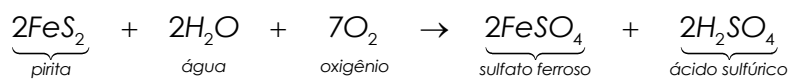
A oxidação da pirita é um processo complexo que gera um fluido lixiviado de elevada acidez, caracterizado por uma alta concentração de metais e sulfatos. Uma grande variedade de sulfatos secundários é formada em forma de eflorescências ou precipitados oxi-hidróxidos e hidroxí-sulfatos (GALLO, 2010). O fenômeno de geração de fluidos sulfáticos lixiviados é estudado por várias áreas além da geologia-geotecnia. Uma delas é a área do concreto, que caracteriza esse fenômeno patológico de ataque interno por sulfatos (GOMIDES; ANDRADE, 2007)

Um exemplo prático dos efeitos da alteração da pirita é dado por Taylor (1988). Em média, a composição dos lamitos de Coal Measure apresenta 75% de argilominerais e cerca de 20% de quartzo, sendo que dentro dos argilominerais a esmectita em fase pura está ausente (apenas como interestratificada). A pirita geralmente tem uma presença de 0,5% dos minerais, mas, mesmo assim, é ainda o principal fator da alteração química e por conseguinte expansão.

Segundo Taylor (1988) a alteração química causada em razão de pirita de granulação fina ou disseminada em rochas são exposta aos efeitos atmosféricos é iniciada em poucos dias. Quando as reações são estimuladas por bactérias autotróficas, a oxidação ocorre rapidamente sendo o produto das reações a formação de sulfatos.

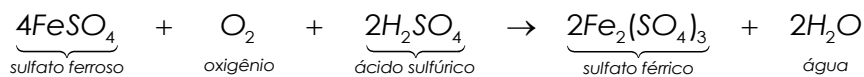
Os processos de oxidação da pirita ocorrem de acordo com as seguintes equações (PYE; MILLER, 1990 ; HAWKINS, 2014):

i. Oxidação inicial:

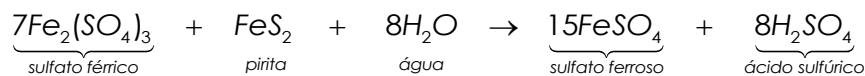


ii. Oxidação com presença de bactérias (30 a 40°C):

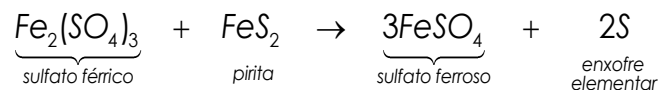
- Fe<sup>2+</sup> para Fe<sup>3+</sup>:



- Oxidação da pirita (com H<sub>2</sub>O):



- Oxidação da pirita (sem H<sub>2</sub>O):

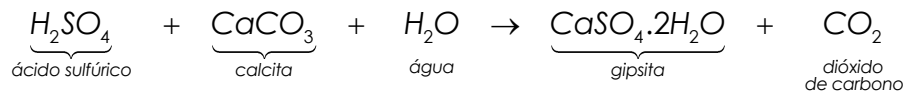


A bactéria *Acidithiobacillus ferrooxidans* age como uma catalizadora das reações de alteração da pirita. O ambiente quente, úmido e bem oxigenado conduz ao desenvolvimento de bactérias além da oxidação, enquanto que a saturação completa por água retarda o processo (POTTER *et al*, 2005; PEJON, 2000). Segundo Fasiska *et al* (1974)<sup>4</sup> apud Hawkins (2014), a transformação de pirita em sulfato ferroso pode envolver um incremento de volume acima de 350%.

Quando da presença de minerais cálcicos, como, por exemplo, a calcita, a dolomita, feldspatos, anfíbios, piroxênios, podem ocorrer reações para a formação de novos minerais, ocasionando assim a expansão e alteração das rochas argilosas.

<sup>4</sup> FASISKA, E.; WAGENBLAST, N.; DOUGHERY, M. T. The oxidation mechanisms of sulphideminerals. In: **Bulletin of the Association of Engineering Geology**, v. 11, p. 75–82, 1974.

Dentre as reações desenvolvidas, cita-se a em presença de calcita (POTTER *et al*, 2005):



A significativa pressão exercida por oxidação e geração do sulfato ferroso é capaz de fraturar a rocha, causando uma dilatação inicial, principalmente nos planos preferencias de alinhamento das estruturas framboidais (derivado da deposição). Com a dilatação, a entrada de fluidos e oxigênio é facilitada, oxidando qualquer pirita/pirrotita dispersa. Todo esse processo é acelerado quando o maciço é exposto, resultado da descompressão (HAWKINS, 2014). O processo de descompressão e movimento de oxigênio e umidade entre as partículas é exibido na Figura 2.12.

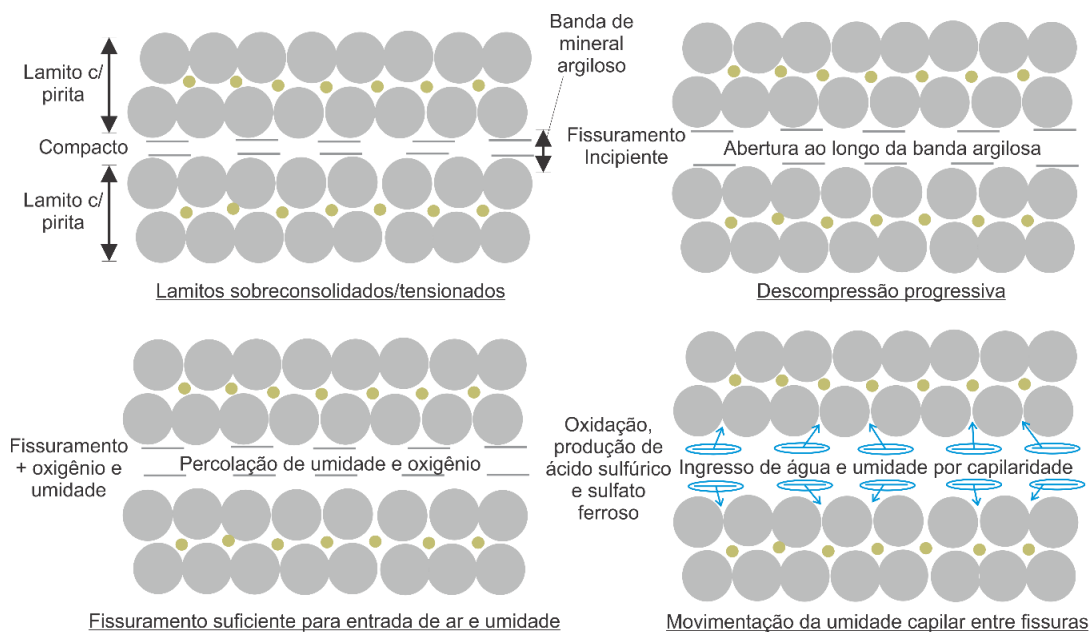


Figura 2.12 – Fissuramento progressivo de rocha argilosa competente com a presença de pirita (modificado de Hawkins, 2014)

Em conclusão, a remoção da pirita e outros minerais como o cálcio, levam a redução da densidade e da resistência, um incremento na plasticidade e no desenvolvimento da expansibilidade (CRIPPS, EDWARDS, 1997; CRIPPS *et al*, 1993).

### 2.5.5 Crescimento de Cristais

Segundo Khamskii (1969) a cristalização é um processo de transformação de fases. Seu mecanismo funciona basicamente pela interação entre os íons ou

moléculas do soluto e do solvente, governado pela difusão de soluto na superfície que separa as fases líquida e sólida. O processo inicia-se com uma solução sobre-saturada, passando para a fase de nucleação (formação de núcleos cristalinos), finalizando com a precipitação de cristais nucleados. A aparição de uma fase sólida ocorre quando o sistema não está em equilíbrio, sendo esta necessária para o reestabelecimento do equilíbrio.

O processo de cristalização mais recorrente em rochas argilosas é o da gipsita e o da jarosita ( $KFe_3(OH)_6(SO_4)_2$ ). Estes são dependentes da abertura de fraturas incipientes, propiciando a entrada de oxigênio e umidade, decompondo progressivamente os minerais sulfetados, carbonáticos e argilas presentes na rocha, esquematicamente mostrado na Figura 2.12. Segundo Rakontondratsima *et al.* (1993), a transformação da calcita em gipso gera um aumento de volume de 103% e da pirita em jarosita de 115%.

Maher e Gray (2014) afirmam que o gipso tende a se nuclear predominantemente ao longo das laminações da rocha, o que permite uma maior penetração dos fluidos oxidantes. A produção de gipsita resulta no aumento do volume, dando progresso a expansão.

Segundo Hawkins (2014), não é o volume de cristais formados durante o processo de alteração da pirita o importante, e sim a relação entre a largura e altura individuais dos cristais formados. Isso é o que controla o tamanho da abertura e a extensão da expansão.

## 2.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Para qualquer projeto de engenharia geotécnica em maciços rochosos, a previsão do comportamento tensão-deformação é essencial para a escolha de soluções. Interessa saber, portanto, a resistência limite para que o maciço rochoso não chegue a ruptura e ainda quanto será a deformação esperada para aquela determinada tensão aplicada pela estrutura civil.

Dentre os parâmetros da Mecânica das Rochas, são dois os mais utilizados para caracterizar a rocha intacta: a resistência a compressão simples ( $\sigma_u$ ) e o módulo de elasticidade estático ou de deformabilidade estática ( $E_s$ ). O ensaio estático comumente utilizado para a obtenção dessas duas propriedades é o ensaio de resistência a compressão simples. Além disso, o módulo de deformabilidade pode ser

obtido também através de relações empíricas utilizando conceitos de ondulatória, a partir de ensaios não destrutivos. Nesse caso, dá-se nome de módulo de deformabilidade dinâmico ( $E_d$ ).

### 2.6.1 Resistência

A resistência pode ser definida como o limite máximo de esforço que um sólido pode suportar sem falhar por ruptura ou por continuidade de uma fluência plástica. Dependendo da direção de aplicação da força, a resistência pode ser medida por compressão axial, tensional (direta ou indireta) ou por cisalhamento.

No presente trabalho, serão abordados os aspectos do ensaio índice de compressão simples, compressão uniaxial ou compressão não confinada. Neste ensaio, o corpo de prova, colocado entre os pratos de uma prensa, é solicitado axialmente até que seja atingida a ruptura, sendo a tensão de ruptura denominada de  $\sigma_u$ . Mais detalhes sobre o ensaio são encontrados em Hawkes e Mellor (1970).

A resistência à compressão simples ( $\sigma_u$ ) dada em MPa é determinada a partir do carregamento em condições de zero tensão confinante:

$$\sigma_u = \frac{F}{A} \quad (2.1)$$

Onde F é a força aplicada pela prensa dada em kN, e A é a área da seção do corpo de prova cilíndrico dada em mm<sup>2</sup>. A taxa de carregamento deve ser tal que produza a ruptura da amostra em um tempo de teste entre 2 a 15 min (D7012, ASTM, 2014).

São diversos os fatores que influenciam nos valores de resistência à compressão de um corpo de prova. Dentre os principais, citam-se:

- altura/diâmetro do corpo de prova;
- relação de tamanho dos grãos e da amostra;
- velocidade de carregamento;
- acabamento do corpo de prova;
- rugosidade e paralelismo das faces submetidas aos esforços;
- efeito escala devido aos volumes solicitados;
- aspectos inerentes à rocha (heterogeneidade, descontinuidades, anisotropia, porosidade, densidade, teor de água).

No caso das rochas brandas, os problemas se acentuam dado a fragilidade dos materiais. Isto justifica o argumento de que utilizar apenas a resistência a compressão simples como elemento classificatório do material como brando seja questionável.

Para os ensaios de compressão simples, há uma tendência em adotar os procedimentos sugeridos pela ISRM e a ASTM de amostras cilíndricas para as rochas brandas, entretanto tem-se notado que as recomendações dessas entidades se aplicam melhor às rochas duras, refletindo as concepções de autores cuja experiência baseou-se principalmente em investigações relacionadas à rocha dura. Assim mesmo, os procedimentos da ISRM (1979) já se encontram defasados, dado que se baseiam em uma norma da ASTM já superada (D3148, ASTM, 1972), substituída pela norma D7012 (ASTM, 2014) e D4543 (ASTM, 2008). As principais diferenças entre as normas ou sugestões, antigas e novas, que afetam diretamente o ensaio de compressão simples são:

- relação diametral de corpos de prova cilíndricos: As duas normas em vigor em relação às amostras trazem que o diâmetro aproximado aceitável é de 47 mm, sendo a razão das dimensões aceitável de 2,0:1,0 (Comprimento - C / Diâmetro- D), se concentrando entre valores de 2,0 a 2,5, e ainda, que relações  $C/D < 2,0 \pm 0,05$  são inaceitáveis. Para relações  $C/D < 2,0$ , recomenda uma equação de redução do valor de resistência à compressão medido. A norma anterior, recomendava um diâmetro aproximado de 54 mm, e uma relação de dimensões aceitável entre 2,5-3,0;
- Topo/base das amostras: Anteriormente (ISRM, 1979), se sugeria que o topo e base deveriam ser planos, paralelos e lisos com uma rugosidade máxima de 0,02 mm. As duas extremidades deviam ser perpendiculares ao eixo da amostra, com uma tolerância de 0,001 radiano ou 0,05 mm em 50 mm. Atualmente, recomenda-se apenas que as extremidades necessitam ser planas e paralelas, com ângulos retos ao eixo longitudinal. A rugosidade da superfície não deve exceder 25 $\mu$ m;
- Laterais das amostras: ambas as normas ISRM (1979) e D4543 (ASTM, 2008) especificam que as laterais devem ser lisas e livres de irregularidades abruptas, com elementos (cavidades ou relevos) apresentado até 0,5 mm;

- Tratamento das extremidades: anteriormente, não era permitido a utilização de materiais de proteção ou tratamento das extremidades do corpo de prova para o contato entre o equipamento. Na norma em vigor (D4543, ASTM, 2008), comenta-se a possibilidade de utilização de materiais de proteção em rochas de baixa resistência, afim de atender a horizontalidade necessária.

Nota-se que mesmo com o passar dos anos, a norma quanto à realização dos ensaios de compressão simples continua rígida para as rochas brandas, sendo mais aplicáveis para rochas duras. Salientam-se as duas mudanças sobre a possibilidade de execução de tratamentos nas extremidades do corpo de prova e a diminuição do rigor da razão entre comprimento e diâmetro de 2,5-3,0 para 2,0-2,5.

Dentre os fatores que mais afetam a determinação da resistência das rochas brandas, destacam-se:

*Preparação de corpos de prova:*

Não existe um procedimento ideal para a preparação de corpos de prova no caso de rochas muito brandas e friáveis. A preparação das amostras é feita por tentativas, sendo frequente que menos da metade das amostras tenham condições adequadas de ensaio (PINHO, 2003).

Na D4543 (ASTM, 2008) comenta-se que, para a preparação das superfícies dos corpos de prova, deve-se utilizar rebolos em boas condições por um técnico experiente. Indica rebolos refrigerados a ar com coletores de pó sem a circulação de água, pois podem interagir com amostras reativas.

Almished *et al* (2011) apresentam as dificuldades em se preparar corpos de prova cilíndricos de arenitos friáveis provenientes de afloramentos e sondagens rotativas na Arábia Saudita. Citam o abordado por Singh (1981), onde sugere a utilização de testemunhos com forma irregulares, com as devidas ressalvas.

Outro fator contraditório em relação a preparação dos corpos de provas é o diâmetro. Com base em estudos realizados por Hoek e Brown (1980) (Figura 2.13a) para rochas cristalinas (exceção amostra calcária), Hawkins (1998) discutiu a influência do diâmetro de corpos de prova em rochas sedimentares (Figura 2.13b). Para isso, testou sete tipos de rochas sedimentares com oito diferentes diâmetros, sendo todas com uma razão altura:diâmetro de 2:1. Da mesma maneira que Hoek e Brown (1980) e visando a comparação dos dados, reduziu os resultados de resistência

obtido para cada diâmetro dividindo-os pela resistência obtida com amostras de 54mm de diâmetro.

Nota-se claramente que, para rochas cristalinas, a redução em resistência obedece a diminuição do tamanho dos corpos de prova. Entretanto, no caso das rochas sedimentares, a redução não acompanha o mesmo padrão, sendo as resistências mais elevadas ente os diâmetros de 40 – 60 mm.

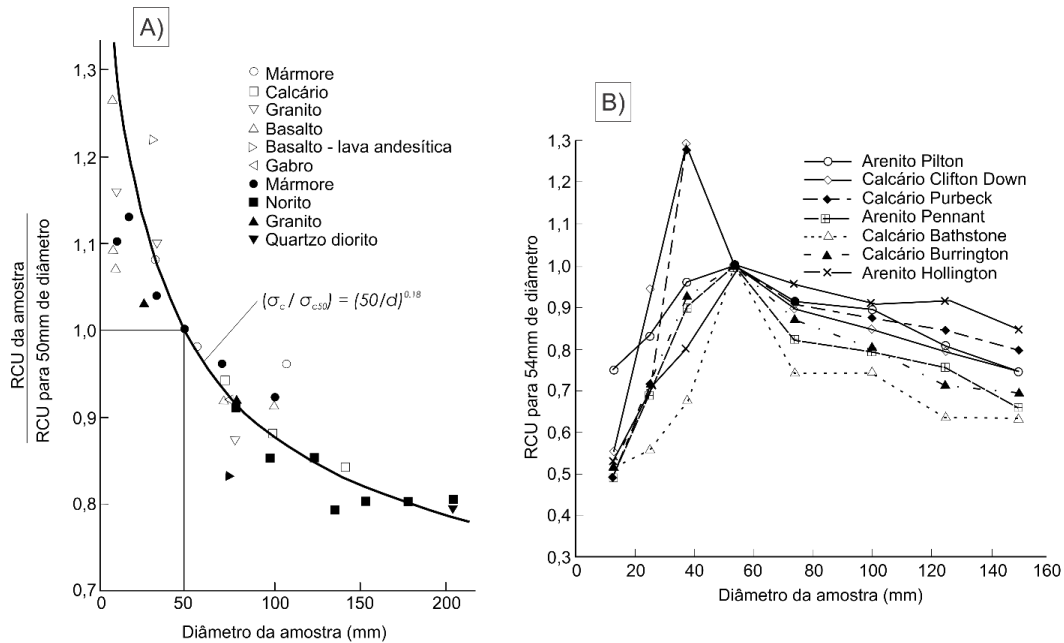


Figura 2.13 – Relação entre resistência e diâmetro de amostras de rochas cristalinas (A) e rochas sedimentares (B), adaptado de Hawkins, 1998

Gonzatti (2007) afirmou que, para rochas intactas, o efeito escala relaciona-se com a heterogeneidade mineralógica. Diz que com o aumento da amostra, o efeito escala se deve também ao conjunto de descontinuidade macroscópicas presentes na rocha. Bandis (1990), menciona que o efeito escala depende do tipo de rocha ensaiada, como pode ser visto na Figura 2.13. Por esse motivo, faz-se difícil a generalização de fórmulas de efeitos escalas que sejam abrangentes para todas as litologias. Pensa-se que o mais sensato seja a utilização de mesmos critérios para a realização desses ensaios (mesmo diâmetro e relação com a altura), que tenham como partida a definição da resistência da rocha intacta, sem a presença de descontinuidades.

#### *Influência do teor de água*

Van Eeckhout (1976) estudando o efeito da umidade em folhelhos, considerou que a queda da resistência e o aumento da deformabilidade estavam associados à redução da área de contato e ao aumento ou decréscimo da tensão capilar.



Explicou que são cinco os mecanismos que justificam o fato de as rochas ficarem mais fracas quando umedecidas: (a) redução da energia de fraturamento, (b) decréscimo da tensão capilar, (c) acréscimo da pressão neutra (quando saturados), (d) redução do atrito e (e) deterioração química e corrosiva.

Como é sabido, os materiais de baixa resistência são muito sensíveis a variação em teor em água. Dyke e Dobereiner (1991) afirmaram que quanto mais brando é o arenito, mais susceptível é a sua resistência em relação a variação de umidade. Estes autores executaram uma série de testes com cinco diferentes conteúdos de umidade, variando de seco a muito saturado (0%, 32%, 63% e 96% de saturação). Concluíram que a redução de resistência acompanhou o aumento da saturação em água e ainda que a extensão da tensão sobre qual o corpo de prova diminui se torna menor à medida que o grau de umidade aumenta, confirmando que o intervalo de comportamento elástico é maior em amostras secas, e que a propagação de microfissuras aumenta em pressões maiores.

Hawkins (1998) abordou a necessidade de realização de ensaios em duas condições distintas, definindo como  $UCS_{dry}$  ( $RCU_{seca}$ ) e  $UCS_{wet}$  ( $RCU_{úmida}$ ). Citou alguns estudos realizados com arenitos britânicos conforme mostrado na Figura 2.14, onde as diferenças podem chegar a 80%, no caso de arenitos brandos de Greensand.

Gu *et al* (2008) analisaram o comportamento da variação do teor de umidade em relação a RCU em siltitos australianos. Certa dispersão é observada na Figura 2.15, provavelmente relacionada a descontinuidades presentes na matriz rochosa. Contudo, é nítida a tendência de diminuição de RCU com o aumento da umidade. Nota-se que é pequena a dispersão ocorrida entre os valores de umidade de 5 a 10% em relação aos outros intervalos, sendo as variações entre 0 a 2% muito mais significativas.

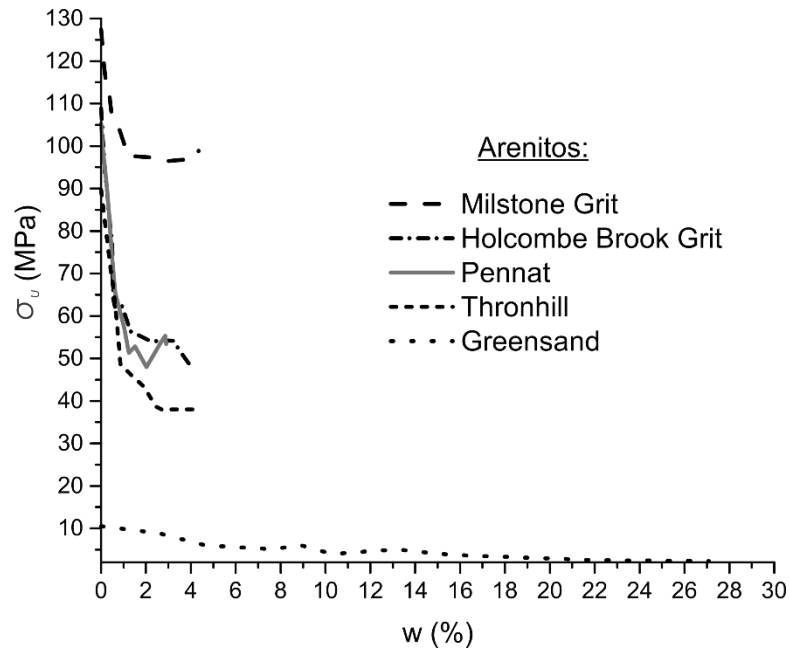


Figura 2.14 – Redução da resistência a compressão simples com o aumento da umidade em arenitos britânicos (adaptado de Hawkins, 1998)

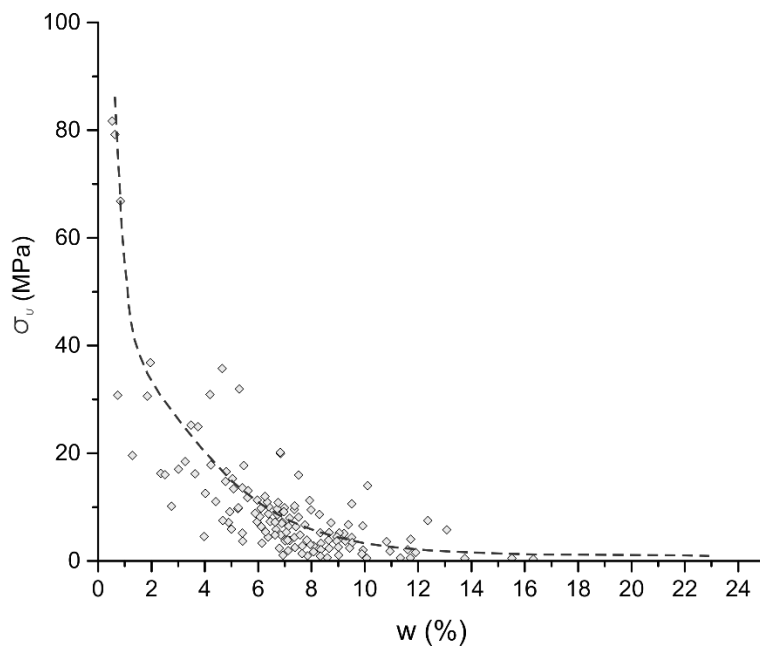


Figura 2.15 -  $\sigma_u$  versus  $w$  em siltitos australianos (GU *et al*, 2008)

Discussão semelhante é feita por Schmitt *et al* (1994) com a realização de ensaios de compressão simples em folhelhos e arenitos variando-se o grau de saturação ( $S_r$ ). Como mostrado na Figura 2.16, a rocha argilosa apresenta um decréscimo muito superior aos arenitos. Em ordem de grandeza, para o arenito de competência mediana (Fontainebleau) a diferença é de apenas 7%; para o arenito brando Vosges de aproximadamente 30%, e para os folhelhos Tournemire superior a 60%. Essa discrepância muito provavelmente associa-se maior variação mineralógica

dos folhelhos em relação aos arenitos, além da estruturação laminar presente nos folhelhos. Outros fatores poderão estar associados à diminuição da resistência, conforme abordado sobre a degradação de rochas argilosas.

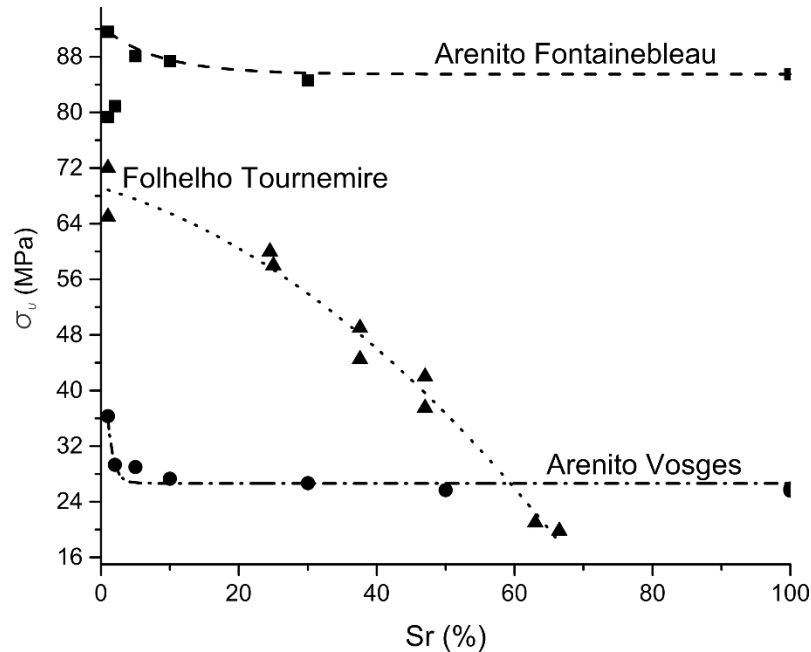


Figura 2.16 – Resultados de  $\sigma_v$  em diferentes graus de saturação (adaptado de Schmitt *et al*, 1994)

#### *Influência da orientação dos estratos*

A orientação dos estratos tem notável influência na medição da resistência à compressão simples pois a rocha irá romper mais facilmente se esta contém descontinuidades oblíquas a direção da tensão. No caso de rochas argilosas isto será frequente, em razão das estruturas paralelas mesmo que a laminação não seja tão aparente à vista desarmada.

Hawkins (1998), utilizando-se de dados de Brown *et al* (1977), apresenta resultados de RCU de uma série de ensaios triaxiais (onde  $\sigma_3 = 0$ ) com corpos de provas desde perpendiculares até paralelos à laminação, variando-se a cada 15° (Figura 2.17). Como é possível notar, a resistência muda sensivelmente com a rotação da direção de extração dos corpos de prova. Contudo, em direções oblíquas (até 15°) ela representa pouca mudança, apenas de 15 a 20% de diminuição da resistência em relação aos ângulos perpendicular ou paralelo.

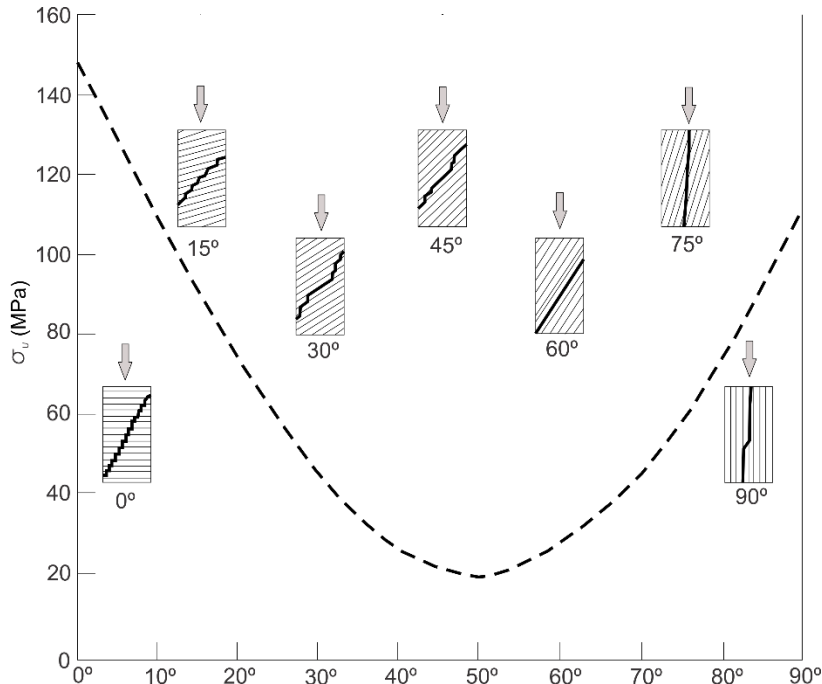


Figura 2.17 – Mudança da RCU de ardósias entre intervalos de 15° em relação à laminação (modificado de Hawkins, 1998)

### 2.6.2 Deformabilidade

A deformabilidade é caracterizada por um módulo que descreve a relação entre uma tensão aplicada e a deformação resultante. A relação entre tensão e deformação pode ser observada em ensaios estáticos e dinâmicos conduzidos tanto em laboratório quanto em campo. Para se calcular a deformação de um determinado material faz-se necessário considerar o comportamento elástico e não elástico a partir de duas constantes, o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

O módulo de elasticidade ou módulo de Young (E) refere-se à uma razão entre a tensão e a deformação resultante na zona linear de uma curva tensão-deformação. Tendo como partida a lei de Hooke, em materiais elásticos esta relação é dada por:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.2)$$

onde:  $\sigma$  é a tensão aplicada e  $\varepsilon$  é a deformação correspondente.

O termo módulo de deformabilidade é uma designação mais geral, que pode incluir tanto deformações elásticas quanto não elásticas. Utiliza-se esse termo quando há incertezas se a deformação é elástica, caso de grande parte das rochas brandas

e maciços rochosos em geral. É definido a partir da mesma fórmula do módulo de elasticidade.

O encurtamento de uma amostra sob confinamento axial é geralmente acompanhado por um aumento da área da seção transversal. A razão entre a deformação lateral unitária e a linear (axial), dentro dos limites elásticos, é chamada de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Teoricamente, o  $\nu$  varia entre -1 a 0,5 (DEERE; MILLER, 1966).

### 2.6.2.1 Métodos Estáticos

As constantes elásticas podem ser obtidas a partir de ensaios estáticos sendo o ensaio de compressão simples o mais difundido dentre eles.

O monitoramento do comportamento de um corpo de prova mediante a aplicação de uma força pode ser realizado de duas maneiras, a partir de extensômetros mecânicos ou elétricos. Ambos, como uma resolução de no mínimo  $25 \times 10^{-6}$  mm (D7012, ASTM, 2014)

Os extensômetros mecânicos consistem na medição através de instrumentos dos deslocamentos ocorridos entre dois pontos de um corpo sujeito a uma carga axial e cuja distância inicial é conhecida. Esta distância é chamada de base de medição e é definida pelos pontos de apoio ou fixação do instrumento. Certos tipos de instrumentação permitem a medição dos deslocamentos axiais (L) e os radiais (D) e, com isso, a definição das deformações axiais ( $\epsilon_a$ ) e radiais/laterais ( $\epsilon_l$ ).

Os extensômetros elétricos são os instrumentos mais eficazes para a medição da deformação de um corpo de prova. O funcionamento tem como princípio a variação de uma resistência elétrica que um condutor apresenta quando se deforma.

Outra maneira de se obter a deformação é a partir da utilização do deslocamento medido do êmbolo da prensa (prato). Goodman (1989) comentou apenas que para rochas duras não é aceitável esta medição, em razão do relativo intenso deslocamento que ocorre nos extremos do corpo de prova.

Usualmente o E é calculado por meio da inclinação de uma reta tangente para um determinado nível de tensão fixado em 50% da tensão máxima ou  $\sigma_u$ , sendo este módulo chamado de módulo tangente (ISRM, 1979; D7012, ASTM, 2014). Contudo, Dobereiner e Oliveira (1986) comentaram que o início do fenômeno da

dilatância em rochas brandas ocorre em níveis baixos de tensões que, em regra, se situam abaixo de 30% da resistência máxima. Deste modo, a determinação do módulo de deformabilidade a 50% da resistência máxima pode ocasionar a medição de deformações não elásticas que ocorrem depois do início da dilatância.

O comportamento não linear elástico de rochas em compressão uniaxial é atribuído a presença de poros ou micro fissuras, às quais em baixas tensões estão abertas. Quando a tensão aumenta, as fissuras se fecham e a rocha fica elástica e rígida. Dado que a maioria das fissuras são planas, quase todas se fecham em tensões relativamente pequenas. Com isso, acima dessa tensão, nenhuma mudança em rigidez ocorre em razão de fechamento de fissuras e a curva de tensão x deformação é linear (DEERE; MILLER, 1966).

Em um estudo com 28 tipos rochosos, Deere e Miller tipificam 6 tipos de curvas tensão deformação, entre elas uma para siltitos. Conforme se verifica na Figura 2.18, a curva é côncava para baixo, linear no início até o centro e gradualmente plastifica-se com a proximidade da falha. Nesse sentido, para rochas siltosas, torna-se difícil a definição do ponto de início da dilatância ou início da zona elástica. É sensata a determinação do E conforme especifica a norma, aos 50% de  $\sigma_u$ .

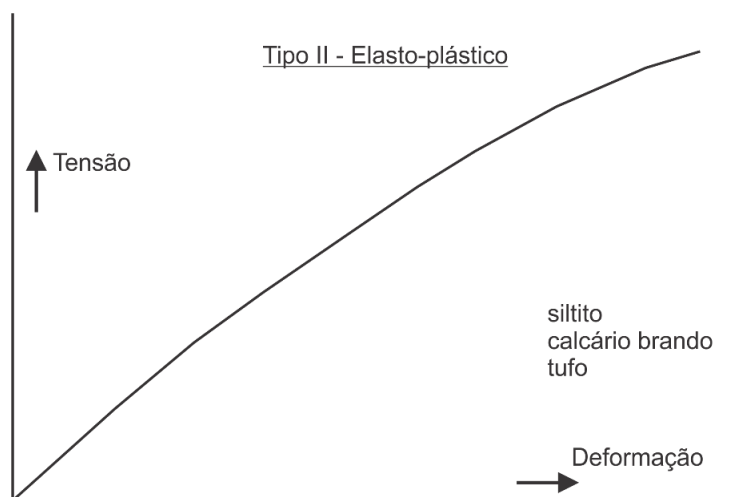


Figura 2.18 – Curva de tensão x deformação típica de algumas rochas sedimentares (DEERE; MILLER, 1966)

Da mesma maneira que para o parâmetro resistência, muito fatores afetam o comportamento da deformabilidade estática de rochas. Dentre as propriedades intrínsecas, menciona-se as mesmas já relacionados nas seções anteriores: porosidade, densidade, anisotropia da rocha, intemperismo, expansibilidade,

degradação, umidade e comportamento dependente do tempo (DOBEREINER, 1984).

Valès *et al* (2004) estudaram a influência do grau de saturação ou sucção em relação as propriedades físicas e mecânicas de folhelhos Tournemire, França. Em se tratando do E e  $\nu$ , chegam a uma variação negativa e positiva respectivamente dos dois parâmetros com o aumento do grau de saturação (Figura 2.19). Para o E, o valor apresenta um decréscimo de 50% entre uma saturação de 20% para 60%, sendo praticamente constante o valor para saturação acima de 60%.

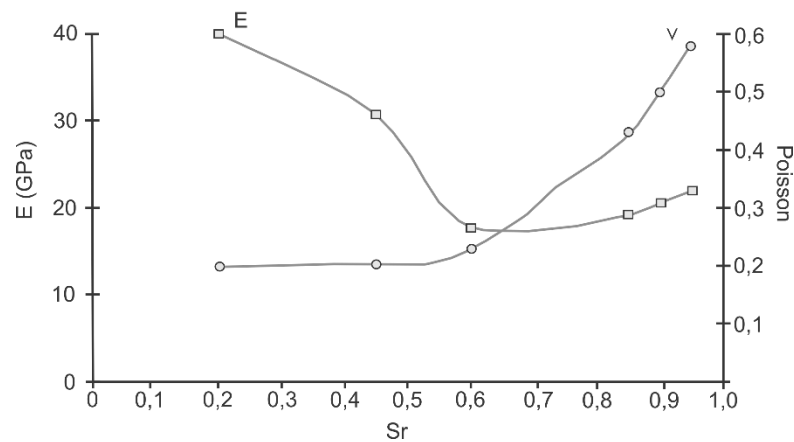


Figura 2.19 – Evolução de E e  $\nu$  em relação ao grau de saturação (modificado de Valès *et al*, 2004)

A partir dos mesmos ensaios utilizados para a obtenção da  $\sigma_u$ , GU *et al* (2008) relacionaram o E e o  $w$  de todas as amostras de siltitos australianos (Figura 2.20). Nota-se, tal qual para a resistência, uma boa correlação entre os parâmetros físico e mecânico, sendo o módulo de deformabilidade reduzido em cinco vezes para o intervalo de 5 a 10% de umidade.

#### 2.6.2.2 Métodos dinâmicos

Os métodos dinâmicos baseiam-se na teoria da elasticidade, onde, a partir da Lei de Hooke, supõe-se que os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos.

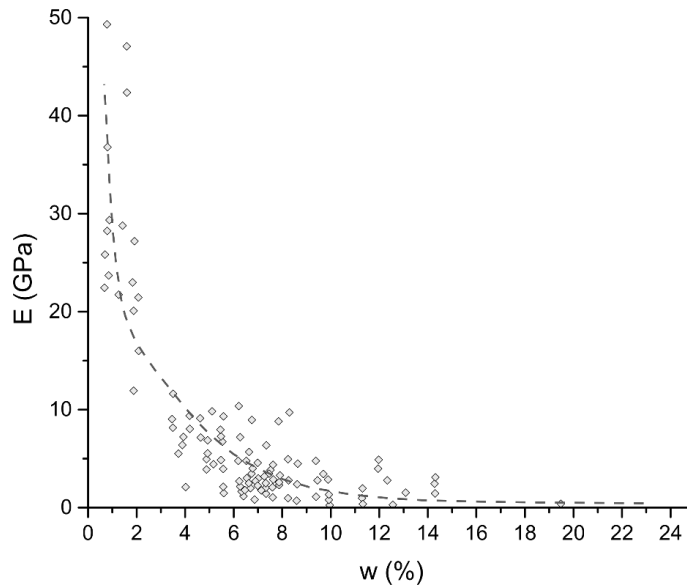


Figura 2.20 – E versus w para siltitos australianos (GU *et al*, 2008)

As ondas são pacotes de energia de deformação elástica que se propagam radialmente a partir de uma fonte sísmica. Exceto nas proximidades imediatas da fonte, as deformações associadas às passagens de um pulso são minúsculas, e se admite que são elásticas. A partir disso, as velocidades de irradiação ou suas frequências de ressonância são determinadas pelos módulos elásticos e densidades dos materiais aos quais se propagam.

São várias as metodologias utilizadas para a caracterização do módulo dinâmico ( $E_d$ ). Neste trabalho, foram utilizadas a técnica de medição do tempo de trânsito de um pulso de onda ou simplesmente de propagação ultrassônica de onda; e a técnica de medição da frequência de ressonância mecânica ou de excitação por impulso. Ambas são ensaios não destrutivos que medem indiretamente a propriedade de elasticidade do material (WOLFENDEN *et al*, 1989; LEMMENS, 1989; MOSES *et al*, 2014;)

As vantagens e aplicações dos ensaios dinâmicos não destrutivos são destacadas em Cossolino e Pereira (2010a,b) e por Malhotra e Sivasundaram (2004), possibilitando a investigação de informações quantitativas e qualitativas sobre a integridade de um determinado componente estrutural. Por serem não destrutivos, ou não invasivos, o objeto de estudo não fica inutilizado após o ensaio e pode ser empregado ou ensaiado muitas outras vezes. Assim, aplicam-se os métodos dinâmicos não destrutivos em uma ampla gama de problemas, como por exemplo as rochas, concretos, metais, etc.



### 2.6.2.2.1 Técnica do Pulso ultrassônico

Existem dois grupos de ondas sísmicas, as ondas de corpo e as superficiais. Para o caso das ondas laboratoriais, utilizam-se as de corpo (KEAREY *et al*, 2002).

As ondas de corpo (Figura 2.21) que se irradiam por um sólido são divididas em compressionais, longitudinais, primárias ou simplesmente por P; e de cisalhamento, transversais, secundárias ou por S. A primeira espalha-se por um corpo a partir de deformações uniaxiais, por um ponto fixo na direção de propagação. Já as ondas S por meio de cisalhamento puro numa direção perpendicular à direção de propagação da onda sendo que os movimentos das partículas individuais envolvem oscilação ao redor de um ponto fixo, também perpendicular.

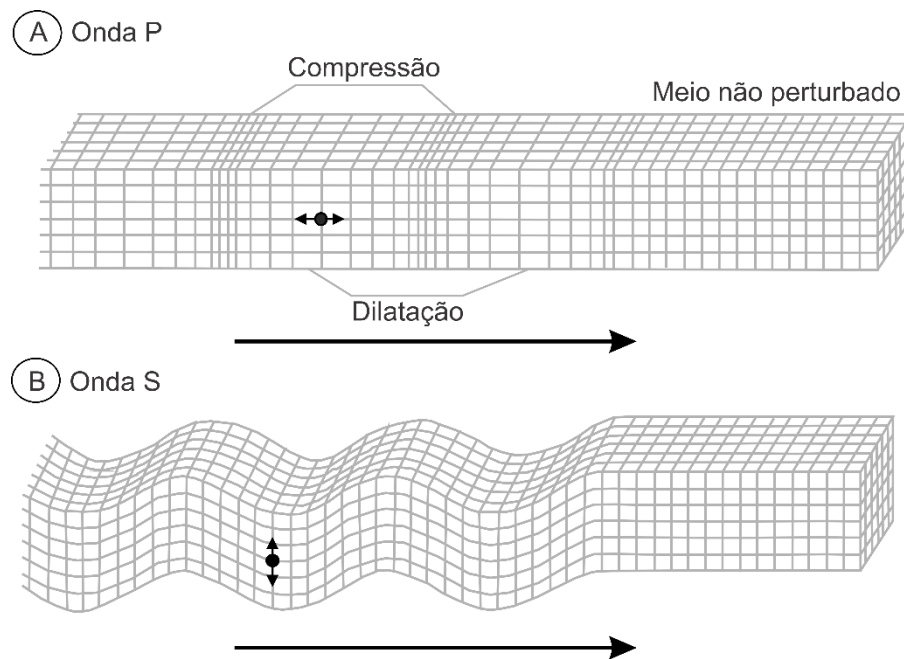


Figura 2.21 – Movimentação das partículas e deformação elástica de um material em virtude da passagem de uma onda de corpo (KEAREY *et al*, 2002)

A velocidade das ondas P ( $V_p$ ), objeto desse estudo, é dada num material homogêneo e isotrópico pela equação abaixo, onde  $\rho$  é a massa específica:

$$V_p = \sqrt{\frac{Ed}{\rho}} \quad (2.3)$$

No método de geração de pulsos ultrassônicos as ondas geradas podem ser obtidas a partir de um simples transdutor (técnica de eco-pulso - TEP) ou por pares de transdutores (técnica de arremesso e captura - TAC). A técnica de eco-pulso é designada para encontrar fendas formadas por contrastes de impedância com o

material analisado. Já a TAC pode ser usada utilizando três diferentes configurações de pares de transdutores dependendo da acessibilidade das superfícies testadas (ISRM, 2014). Estas configurações são a direta, a indireta por superfície e a semidireta por arestas (Figura 2.22).

Dentre as técnicas citadas, a mais utilizada é a TAC, sendo o arranjo de transmissão direta do pulso eletromagnético. Esta técnica é preferencialmente adotada em razão do conhecimento da direção e extensão da propagação do pulso, sendo que os resultados dos testes não são influenciados por prováveis danos ou deteriorações das amostras em superfícies ou arestas.

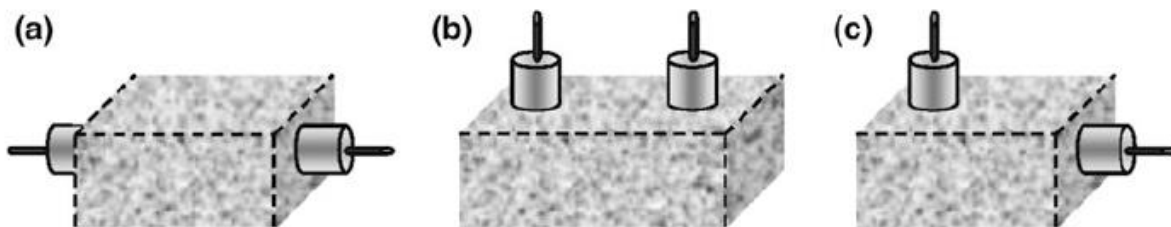


Figura 2.22 – Configuração básica de pares de transdutores (transmissor-receptor) usando a TAC: (a) transmissão direta (através); (b) transmissão indireta (superfície); (c) transmissão semidireta (aresta) (ISRM, 2014)

As ondas P são geralmente utilizadas no estabelecimento de correlações (porosidade, resistência e módulo estático) e na determinação de constantes elásticas. O teste ultrassônico como um ensaio não destrutivo deve ser utilizado rotineiramente no exame da uniformidade/integridade e anisotropia de amostras para reduzir ou explicar a dispersão de resultados em mecânica das rochas.

O arranjo típico do sistema ultrassônico é dado pelos componentes apresentados na Figura 2.23. Estes componentes incluem um gerador de sinal com gatilho para disparar o tempo de início da excitação de determinado intervalo de pulso, assim como um gatilho/osciloscópio para obtenção de análises visuais do formato da onda, amplificadores e filtros para o melhoramento do sinal.

A determinação da  $V_p$  de amostras requer a medição de duas variáveis básicas: o comprimento do caminho da onda  $L$  (considerado a distância mínima entre os transdutores de transmissão e recepção) e a distância do tempo de viagem da  $t_p$ . Contudo, além das questões intrínsecas do material rochoso citadas anteriormente, questões funcionais podem alterar o resultado. Dentre elas está a necessidade de aplicação de uma fina película de substância de acoplamento que garanta a eficiência e a uniformidade entre os transdutores e a amostra.

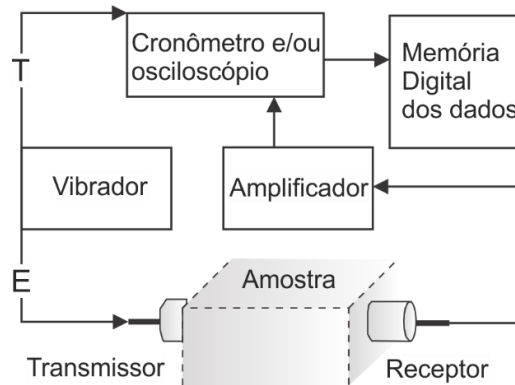


Figura 2.23 – Layout simplificado dos componentes básicos do aparato ultrassônico, onde E significa o sinal de excitação do transmissor e T o gatilho de tempo do sinal (ISRM, 2014)

A  $V_p$  é determinada a partir da seguinte relação:

$$V_p = \frac{L}{t_p} \quad (2.4)$$

No caso das rochas brandas, as velocidades das ondas elásticas obtidas devem ser utilizadas com prudência, pois são várias as características intrínsecas das referidas rochas que afetam os resultados, tais como mineralogia, textura, porosidade, massa volumétrica, teor em água e anisotropia (orientação de estruturas) (PINHO, 2003).

Nóbrega (1985) afirmou que a utilização desse ensaio como índice apresenta problemas, isso quando utilizado na avaliação das características de deformabilidade de rochas de baixa resistência. Os problemas devem ser solucionados a medida em que seja possível quantificar com maior precisão a influência dos fatores intrínsecos à rocha e os decorrentes dos procedimentos e técnicas utilizadas.

Segundo Rinehart *et al* (1961)<sup>5</sup> apud Deere e Miller (1966), Dobereiner (1984) e Galván (1999) a propagação de  $V_p$  depende dos seguintes fatores: (1) estado de tensões, (2) mineralogia, (3) teor de umidade, (4) porosidade, (5) temperatura, (6) direção de propagação em relação a estruturação da rocha e (7) a textura:

- (1) Estado de tensões: normalmente a velocidade da onda se incrementa com o aumento da pressão. Geralmente há um aumento de 10 a 13% quando a

<sup>5</sup> RINEHART, J.S.; FORTIN, J.P.; BURGIN, L. Propagation Velocity of Longitudinal Waves in Rocks. In: Symposium on Rock Mechanics, 4. **Proceedings...** Pennsylvania: Bulletin of the Mineral Industries Experiment Station, p. 119, 1961.

pressão do ambiente é elevada de 1 para 500 bar. Esse aumento é resultado do fechamento de microfissuras. Quando em baixas pressões, as fissuras estão abertas e a onda é impedida de propagar por aquele trecho, aumentando assim o tempo de trânsito em razão da viagem de contorno da micro descontinuidade;

- (2) *Mineralogia*: cada mineral possui uma velocidade de onda, portanto para algumas rochas a variação de velocidade é maior. Um exemplo é a pequena diferença encontrada em arenitos que, por apresentarem em sua maioria quartzo, possuem pequena variação. No caso de rochas argilosas, que podem apresentar maiores porcentagens de argilominerais em relação ao quartzo (tamanho silte), os resultados são dispersos;
- (3) *Teor de umidade*: não há lei ou uma variação constante de velocidade para corpos rochosos. Variações positivas ou negativas dependem essencialmente do tipo de rocha ensaiada. Em geral, pode-se dizer que para rochas sedimentares a velocidade da onda aumenta com a elevação da umidade ou saturação. Contudo, é interdependente de outros fatores, principalmente a mineralogia (ex: retenção/capilaridade na presença de argilominerais e expansibilidade). Dobereiner (1984) (Figura 2.24) mostra que até uma umidade de 2% para arenitos há um decréscimo da velocidade em relação ao ramo seco. Atribui-se essa queda inicial ao efeito do conteúdo de minerais argilosos expansivos. A subsequente recuperação seria devida às tensões capilares e, nos estados de elevado grau de saturação, ao preenchimento de todos os vazios com água;
- (4) *Porosidade*: somada a massa específica, são fatores importantes na velocidade de propagação. Geralmente há uma certa tendência da  $V_p$  aumentar com a massa específica e de diminuir com o aumento da porosidade;
- (5) *Temperatura*: um incremento de temperatura geralmente causa uma diminuição da velocidade de 1 para 5% a cada 100 °C, em pressão atmosférica. A diminuição é atribuída a uma expansão desigual dos minerais com o aumento de temperatura;
- (6) *Estrutura da rocha*: a velocidade paralela às camadas e estratificações geralmente são superiores à perpendicular as camadas. Rinehart *et al* (1961)

cita o efeito causado em xistos de Luther Falls, com uma razão de 3.1 : 1 ( $V_p$  paralela /  $V_p$  perpendicular);

- (7) *Textura*: incluem-se o tamanho de grãos e o seu arranjo. Esse fator influenciará na velocidade pois interfere na porosidade e na densidade dos materiais. Como regra, a velocidade é maior em materiais de granulação fina, todavia a proximidade dos grãos, seus contatos e a cimentação parecem ser mais importantes.

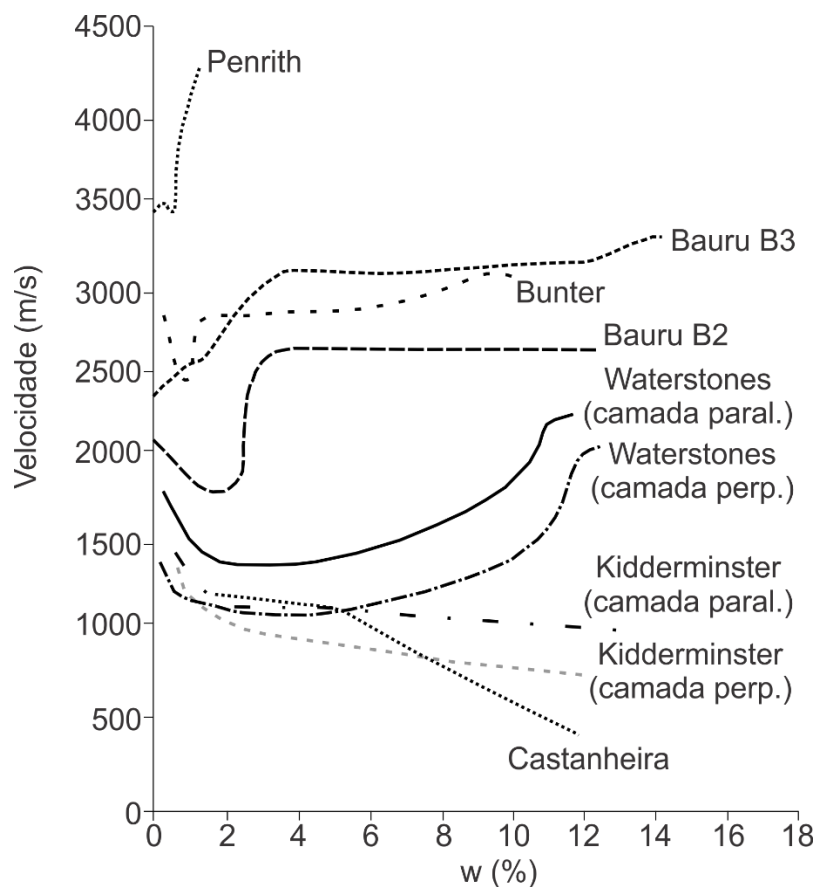


Figura 2.24 – Comportamento de  $V_p$  em arenitos com variações da umidade (adaptado de Dobereiner, 1984)

Hornby (1998) analisou o incremento da  $V_p$  em relação ao aumento da pressão confinante, utilizando uma prensa servo controlada onde foram instalados transdutores no topo e base. Dois tipos diferentes de folhelhos foram utilizados nos ensaios e, além disso, foram extraídos corpos de prova em diferentes orientações em relação ao acamamento das rochas. A Figura 2.25 apresenta os resultados, onde a letra J representa os folhelhos Jurássicos e K os denominados folhelhos de Kimmeridge. Como é possível notar, é nítido o aumento da velocidade em relação à pressão confinante (5 a 15%), devido à diminuição da porosidade do corpo de prova. Para

ambos os folhelhos, as velocidades nos corpos de prova cuja orientação é paralela ao acamamento (PH) são 15% e 30% superiores em J e K respectivamente em relação as velocidades perpendiculares à orientação (PV).

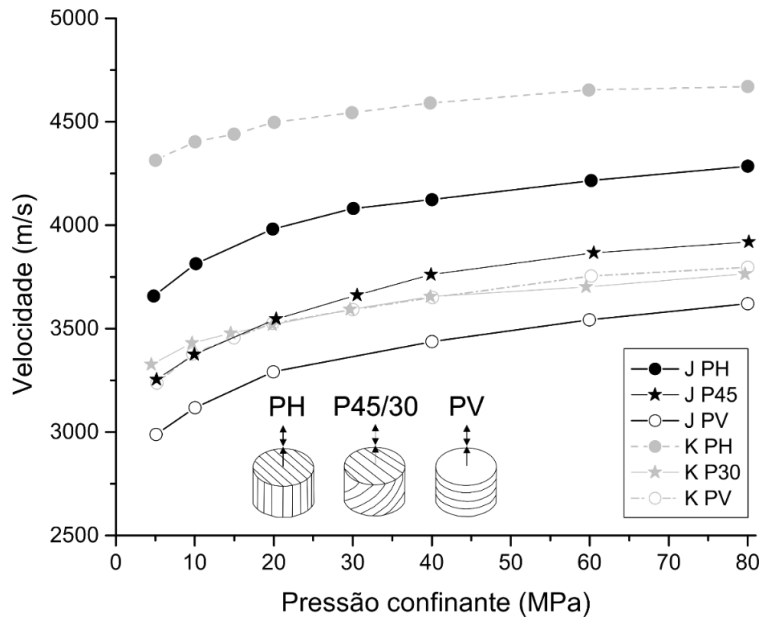


Figura 2.25 – Resultados de  $V_p$  em relação ao incremento da pressão confinante para dois tipos de folhelhos com diferentes orientações em relação ao acamamento (modificado de HORNBY, 1998)

#### 2.6.2.2.2 Técnica de Excitação por Impulso

O processo de obtenção das propriedades dos materiais através da frequência natural utilizando um impacto de curta duração é chamado de técnica de excitação por impulso. Consiste portanto na excitação de um corpo de prova a partir de um impulso mecânico (uma batida) e a análise do resultado da vibração transiente. Quando tal técnica utiliza de captadores de áudio para a determinação das frequências de ressonância a mesma passa a ser chamada de ensaio acústico, cuja configuração visualiza-se na Figura 2.26 (E1876, ASTM, 2009; C215, ASTM, 2014; WOLFENDEN *et al*, 1989). O resultado consiste portanto na medição direta da rigidez e dureza do material (ALLISON, 1987).

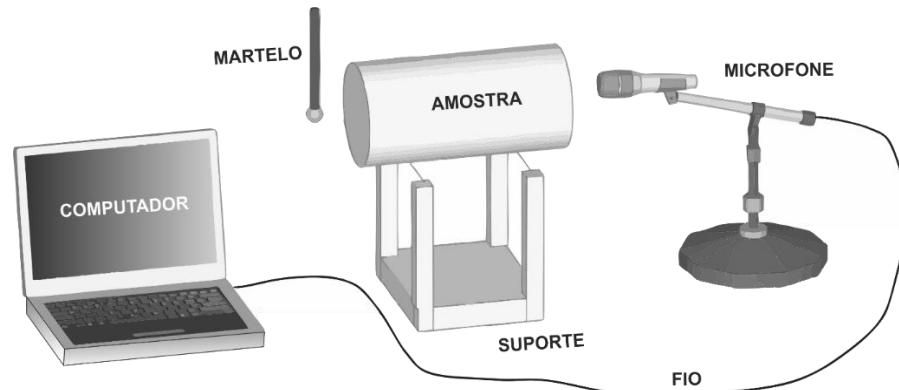


Figura 2.26 – Configuração do ensaio acústico (HAACH *et al*, 2013)

O procedimento do ensaio acústico é relatado por Cossolino e Pereira (2010a,b) e Malhotra e Sivasundaram (2004). Impondo ao sistema uma excitação com impacto de duração muito curta, o sistema de aquisição (ou microfone, como da Figura 2.26) capta as amplitudes no domínio do tempo. Estes dados discretos serão processados por um software que realiza a transformada rápida de Fourier (FFT) levando o problema do domínio do tempo para o da frequência. Neste estágio, já é fácil identificar as frequências naturais no gráfico de Amplitude por Frequência (como na Figura 2.27), uma vez que as frequências naturais estão associadas às amplitudes máximas. Aplicando-se equações matemáticas, como as contempladas na E1876 (ASTM, 2009), que correlacionam a frequência natural às propriedades elásticas do material, o problema estará solucionado. Em suma, a hipótese básica em que o ensaio se apoia é que a frequência natural de vibração de um determinado material está intimamente relacionada ao módulo de elasticidade dinâmico e sua densidade. Assim,  $E_d$  pode ser determinado a partir da medição da frequência natural de vibração.

Sendo os corpos de prova do presente trabalho cilíndricos, as relações entre os modos de vibração de um corpo de prova de geometria cilíndrica são encontradas por Haach *et al* (2013). Através do método dos elementos finitos, realiza-se a análise modal teórica e conclui-se que este tipo de corpo de prova pode vibrar fundamentalmente nos sentidos longitudinal, flexional e torcional (Figura 2.28). Logo, os dois primeiros modos de vibração permitem o cálculo do módulo de Young longitudinal e transversal, respectivamente, e o último possibilita a determinação do módulo de cisalhamento e o coeficiente de Poisson. Neste trabalho, avaliou-se apenas o modo de vibração longitudinal.

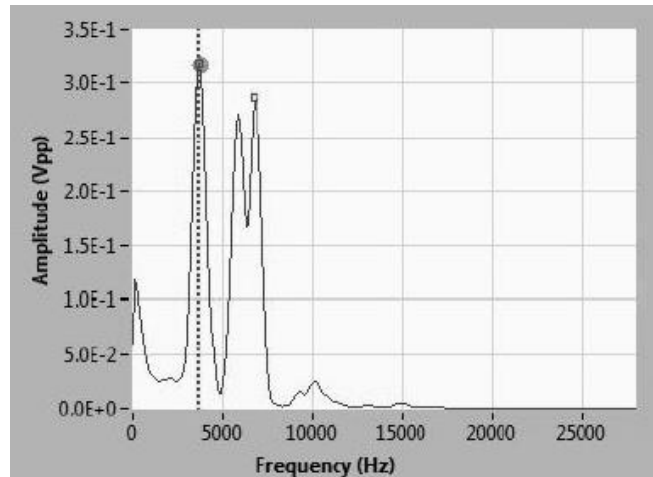


Figura 2.27 – Identificação das frequências naturais

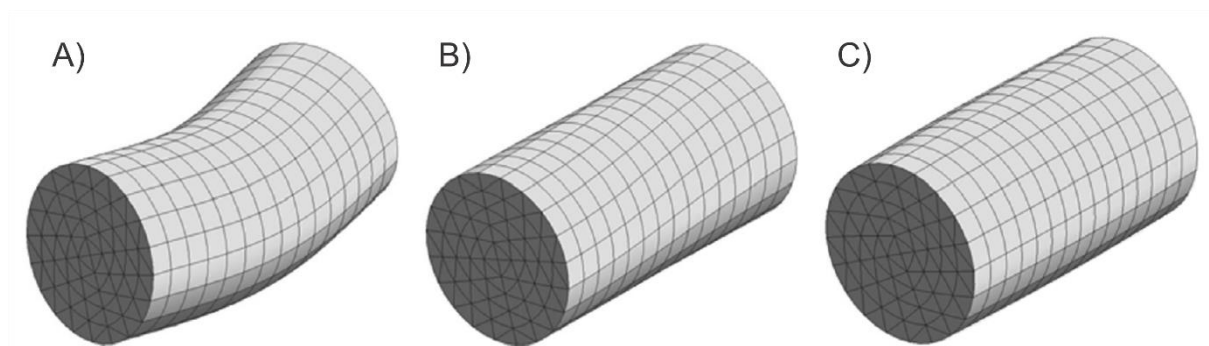


Figura 2.28 – Modos vibracionais de cilindros de concreto, também aplicável para corpos de prova pétreos. A) flexural; B) torcional C) longitudinal (HAACH *et al.*, 2013)

Seguindo-se as normas técnicas C215 (ASTM, 2014) e E1876 (ASTM, 2009), de acordo com o trabalho de Pickett (1945), são propostas equações para os diferentes modos vibracionais, que relacionam o módulo de elasticidade dinâmico à frequência natural. Dentre as três equações, o módulo vibracional longitudinal ( $E_{dL}$ ) é obtido a partir da seguinte maneira:

$$E_{dL} = 5,093 \times \left(\frac{L}{D^2}\right) \times m \times f_N^2 \quad (2.5)$$

Onde  $m$  é a massa,  $D$  é o diâmetro,  $L$  é o comprimento do corpo de prova e  $f_N$  é a frequência natural fundamental longitudinal, em hertz.

Visando a diferenciação entre os módulos calculados a partir do método ultrassônico e o de excitação por impulso, se atribuirá os símbolos  $E_{dU}$  e  $E_{dS}$ , sendo  $S$  o nome do sistema utilizado para o de excitação, como será comentado no item 3.2.2.3.



## 2.7 CASOS REAIS – EFEITOS DA DEGRADAÇÃO

A ocorrência de rochas argilosas é dominante na maior parte das colunas estratigráficas do mundo, perfazendo aproximadamente 60 a 70% de todas as rochas sedimentares existentes (SHAW, 1981). Como abordado no item 0, são vários os fatores que degradam essas rochas, afetando diretamente as propriedades físicas, químicas e mecânicas da rocha intacta.

Diante desse panorama, de que maneira as consequências da degradação da rocha intacta observadas em laboratório são capazes de afetar o maciço rochoso em obras de engenharia? Quais são as dificuldades oferecidas pelos efeitos de degradação em maciços rochosos argilosos em túneis, fundações e taludes? E quando utilizadas como material de construção de aterros e agregados de concreto?

### 2.7.1 Túneis

Brattli e Broch (1995) estudaram as causas de quedas de blocos e escorregamentos causados em um túnel de abastecimento de água de 38 km de extensão em Bogotá, Colômbia. As instabilidades ocorreram na Formação Fomeque, composta de folhelhos negros intercalados com siltitos e calcários. Constatou que os principais efeitos causadores foram:

- (1) Secagem da periferia do túnel a partir do sistema de ventilação pelos anos de escavação, mesmo com uma proteção de 5 a 15 cm de concreto projetado (permeável), e posterior umedecimento com o enchimento do túnel;
- (2) O processo de secagem e umedecimento causou tensões de contração no maciço rochoso na periferia e, portanto, intenso microfissuramento. Esse processo diminuiu a resistência da rocha além de incrementar a permeabilidade e uma maior área de exposição;
- (3) As microfissuras aumentaram a entrada de água, propiciando a hidratação de argilas expansivas presentes nos folhelhos (esmectitas), além da produção de ácido sulfúrico através da oxidação da pirita.

Alonso e Pineda (2006) descreveram um estudo encomendado pelo Instituto de Radioproteção e Segurança Nuclear da França (1988), visando entender as

propriedades de confinamento de rochas argilosas para o armazenamento de material radioativo. As vantagens da utilização desses maciços rochosos seriam as características favoráveis de baixa permeabilidade, auto-regeneração, retardo do transporte de solutos e sem previsível (futuro) valor econômico. Foram escolhidos os argilitos/folhelhos de Toarcian em Tournemire, Aveyron, França, em razão da existência de túnel centenário possível de ser utilizado como ponto zero de escavação de galerias laterais. A partir das galerias, estudou-se a resposta hidromecânica de argilitos frente a escavação, utilizando-se uma escavadora mecânica com um sistema de remoção de fragmentos. Foram escavadas duas galerias em 1996 e 2003, com tratamentos consistindo de cambotas metálicas espaçadas de 1-2m e abóboda protegida com tela metálica.

Durante e após as escavações foram observados três tipos de fissuras, causadas por descompressão, por fraturas tectônicas pré-existentes e descontinuidades horizontais paralelas ao acamamento da rocha. Além disso, a abertura e fechamento de fissuras foram constatadas como resultado de processos de saturação e dessaturação do maciço argiloso (degradação hidromecânica), em razão de ciclos de variações da umidade relativa do ar entre 40 a 100%. Classificaram essas regiões de fissuramento como zonas de dano da escavação, que em trechos da galeria de 1996 apresentava preenchimento de gipsita.

Outros fatores estudados nesse mesmo local foram a porosidade e o teor de umidade, a partir de furos de sondagem de 9,0 metros de extensão a partir do perímetro do túnel centenário. Conforme o diagrama da Figura 2.29, Charpentier *et al* (2003) constataram que o grau de umidade aumentou até uma distância de 1,5m e diminuiu até que atingiu uma estabilidade. Já a porosidade elevou-se em 20% entre as profundidades de 0,5 a 1,5 m e reduziu até uma porosidade média de 9,5%.

### **2.7.2 Fundações**

Hawkins (2014) mencionou dificuldades ocorridas na construção de uma rodovia inglesa em maciço terroso argiloso cuja presença de enxofre e sulfetos já havia sido previamente constatada. Em virtude dessa constatação, foi decidido tratar o material capeador com material calcário, afim de diminuir a acidez. Contudo o calcário acabou se tornando reagente para a formação de minerais etringita e taumasita, que acabaram por cristalizar e expandir a fundação da rodovia,

inaugurada antes do prazo. Como consequência da cristalização, ondulações começaram a ocorrer, além de fissuramento do pavimento asfáltico.

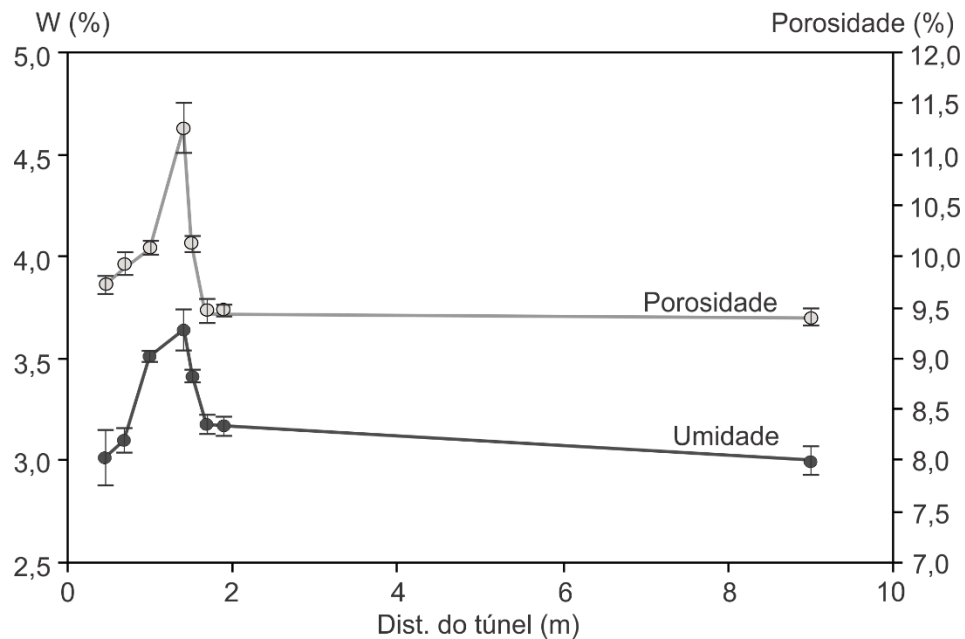


Figura 2.29 – Variação da umidade e porosidade em função da distância do túnel. (modificado de Charpentier, 2003)

Maier e Gray (2014) apresentaram problemas em fundações de centenas de casas ocorridos no Canadá e na Irlanda. Severos danos fissurais foram observados no piso e nas paredes, causados em virtude da utilização de materiais argilo-calcários como preenchimento de fundação das casas. Citou que no caso da rocha britada irlandesa, essa apresentava cerca de 2,6% de pirita em sua composição, o que gerou o processo de oxidação e posterior expansão por cristalização da gipsita.

### 2.7.3 Taludes

Frazão *et al* (1976) investigaram problemas de estabilidade de taludes em rochas sedimentares de trecho ferroviário entre o Paraná e Santa Catarina. O fenômeno era provocado em razão da desagregação de níveis de rochas de granulação fina menos competentes (argilitos e siltitos) em relação às de granulação mais grossa, competentes e bem cimentadas (arenitos e calcários). O processo (erosão diferencial) gerava a instabilidade de níveis, núcleos e blocos mais resistentes, que por sua vez eram carregados para a plataforma pela ação da gravidade ou por interação com águas pluviais ou ventos. Quando atingiam o lastro ferroviário, afetavam a capacidade drenante do mesmo, causando em alguns casos a

inoperância permanente da via. Os motivos foram a degradação causada pelos ciclos de secagem/umedecimento, em razão da pressão de poros e a presença de minerais argilosos expansivos. Como proposta de proteção dos taludes, sugeriu-se a manutenção da umidade natural do material utilizando as seguintes práticas:

- (1) Retaludamento de cortes de pequenas e médias alturas com ângulos máximos de 45° a 50° e proteção vegetal, execução de mureta de proteção no pé do talude;
- (2) Em taludes extensos e de forte inclinação, estabilização por meio da limpeza de materiais instáveis e tratamento utilizando-se concreto projetado com tela metálica, além da instalação de drenos.

Czerewko *et al* (2011) avaliaram escavações de taludes na ampliação de rodovia entre as cidades de Newark e Widmerpool, Inglaterra. O maciço rochoso em questão compunha-se de lamitos com presença de pirita e carbonato. Sabendo dos efeitos da exposição desse maciço em relação aos processos de expansibilidade e formação de gipsita, previram desde as fases iniciais investigações e ensaios para o melhor entendimento do processo. A partir da caracterização, concluíram que o efeito da expansibilidade era mais agressivo até 10 cm de profundidade, mas que poderia se propagar em profundidade. Por esse motivo, criaram barreiras imediatas de proteção nos taludes, consistindo da rocha alterada proveniente de áreas de estoque, evitando assim a exposição direta às intempéries. Além dessa medida de mitigação, ampliaram a presença de drenos e trincheiras drenantes.

#### **2.7.4 Aterros**

Cella *et al* (1987) estudaram a influência de siltitos piritosos na Formação Trombetas, aflorantes na área da UHE Cachoeira da Porteira, Pará. O estudo foi iniciado pela constatação de rápido processo de deterioração de testemunhos decorrido pouco tempo de armazenamento, em função da oxidação da pirita. A partir da realização de ensaios físico-químicos além de ensaio de degradação mecânica, concluíram que o material não poderia ser utilizado em zonas de aterro bastante susceptíveis a exposição. Além disso, sugeriram que caso os materiais fossem utilizados, o monitoramento de um aterro experimental submetido à submersão parcial deveria ser realizado, visualizando-se em escala real os efeitos e as consequências do processo de lixiviação de minerais sulfetados.

Pye e Miller (1990) estudaram uma das possíveis causas de ruptura rotacional de barragem em Derbyshire, Inglaterra, pela degradação pronunciada dos folhelhos da formação Namurian. Os resultados experimentais indicaram que os materiais inalterados utilizados nas zonas periféricas da barragem de terra sofreram oxidação da pirita framboidal presente na matriz rochosa durante os anos de compactação do aterro. A lixiviação do carbonato presente por meio do ácido sulfúrico formado na reação da pirita gerou uma perda próxima a 10% de volume em relação a massa total em certos locais. A dissolução de Ca e Mg e o escape do CO<sub>2</sub> através dos tapetes drenantes possibilitaram o aumento localizado da porosidade e com isso a elevação da permeabilidade, além da consequente diminuição da resistência global do aterro.

Czerewko *et al* (2011) além de avaliarem taludes em maciço argilosos ricos em pirita e carbonato em uma ampliação rodoviária na Inglaterra, obtiveram resultados satisfatórios na utilização dos materiais escavados como aterro rodoviário. Para possibilitar essa utilização e evitar futuros contratempos em relação à expansibilidade e crescimento de gipsita, a partir dos ensaios realizados, concluíram que a exposição do material entre 2 a 4 semanas em áreas de transição seria o suficiente para que a expansão e lixiviação do material chegasse a uma condição suficiente para reuso. Além disso, adotaram práticas de inibição de abrandamento do material compactado e entrada de água entre leitos de compactação, utilizando um compactador liso após a utilização do rolo pé de carneiro. Ao final das camadas, o aterro foi protegido por uma camada de 30 cm de cascalho granítico, sendo o aterro monitorado por 3 meses anterior à pavimentação asfáltica.

### **2.7.5 Agregados**

Thomas *et al* (1989) ensaiaram a utilização de agregados de siltitos/argilitos provenientes de minas subsuperficiais de carvão da Inglaterra, descartados em áreas de bota-fora, como camadas de pavimento estabilizados com cimento. Corpos de prova confeccionados com material de diversas regiões da Inglaterra foram estabilizados com cimento e ensaiados quimicamente e mecanicamente. Concluíram que os minerais sulfetados (pirita) presentes causam efeitos de expansibilidade nos materiais, estabelecendo um limite inferior a 2% para sua

utilização onde a perda em resistência, ao menos até 280 dias da preparação dos corpos de prova, não foi significativa.

## 2.8 ESTUDO DE CASO - TAV

A presente dissertação tem como pano de fundo um empreendimento de grande porte que está sendo planejado no Brasil para os próximos anos. Essa grande obra de engenharia é o Trem de alta velocidade (TAV), que servirá de elo de ligação entre as cidades de Campinas, São Paulo e Rio de Janeiro, conforme apresentado na Figura 2.30.



Figura 2.30 - Traçado esquemático do TAV entre as cidades de Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas (CONSÓRCIO HALCROW-SINERGIA, 2009)

Essa obra objetiva conectar os aeroportos de Viracopos, Guarulhos e Galeão com as principais áreas urbanas brasileiras. A distância estimada entre Campinas e Rio de Janeiro é de aproximadamente 511 km (CONSÓRCIO HALCROW-SINERGIA, 2009), com um orçamento segundo o governo federal de R\$ 35,6 bilhões (EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA S.A., 2013).

Como toda obra de engenharia, o projeto do TAV envolveu estudos geológico-geotécnicos básicos e de levantamentos de riscos ao longo de todo o traçado. Esses estudos preliminares foram realizados ao longo de 3 etapas pelo

Serviço Geológico do Brasil (CPRM) e disponibilizados ao público em seu website pelos seguintes nomes:

- 1ª etapa: “Mapeamento Geológico-geotécnico e delimitação das áreas de Risco Geológico ao longo do traçado da via do Trem de alta velocidade (TAV)” – CPRM - Julho/2009;
- 2ª etapa: “Execução das Investigações Geotécnicas de Campo e Laboratório Necessárias à Caracterização Geológico-geotécnica e delimitação das Áreas de Risco Geológico ao longo do Traçado da Via do Trem de Alta Velocidade – TAV” – CPRM - Setembro/2009;
- 3ª Etapa: “Integração e consolidação dos dados geológico-geotécnicos das etapas 1 e 2 e análise de riscos” CPRM - Setembro/2009;

Como verificado nesses relatórios, o traçado do trem interceptará diversas formações geológicas brandas, incluindo-se ainda as provenientes de alterações de rochas metamórficas e ígneas. Em especial para o presente trabalho, as sedimentares silto-argilosas do Grupo Itararé, aflorantes em uma faixa que se estende dentro dos limites do município de Campinas, conforme visualiza-se na Figura 2.31.

O trecho do TAV que terá como substrato rochoso as rochas do Grupo Itararé consiste em aproximadamente 26 km. São várias soluções de engenharia projetadas para essa extensão, sendo elas túneis (~ 3,4 km), pontes (~2,20 km) e sucessivos cortes e aterros (20,4 km).

Os relatórios desenvolvidos na 3ª Etapa (CPRM, 2009; IPT, 2010) apresentam seções geológico-geotécnicas e cenários de potenciais riscos ao trecho final do TAV, cujo arcabouço é composto pelo Grupo Itararé. Sobre esse trecho, os relatórios são claros em apontar o potencial expansível e colapsível nessa zona, sugerindo futuros estudos acerca do assunto, conforme pode-se verificar em fragmento de tabela extraído de IPT (2010) página 27, em relação aos solos (Tabela 2.5). Além disso, sugere-se atenção à escavação do túnel que, embora não tenha confronto direto com a área de influência do aeroporto de Viracopos, medidas de controle de recalques e do N.A. devem ser realizadas, minimizando eventuais impactos negativos em caso de acidentes.

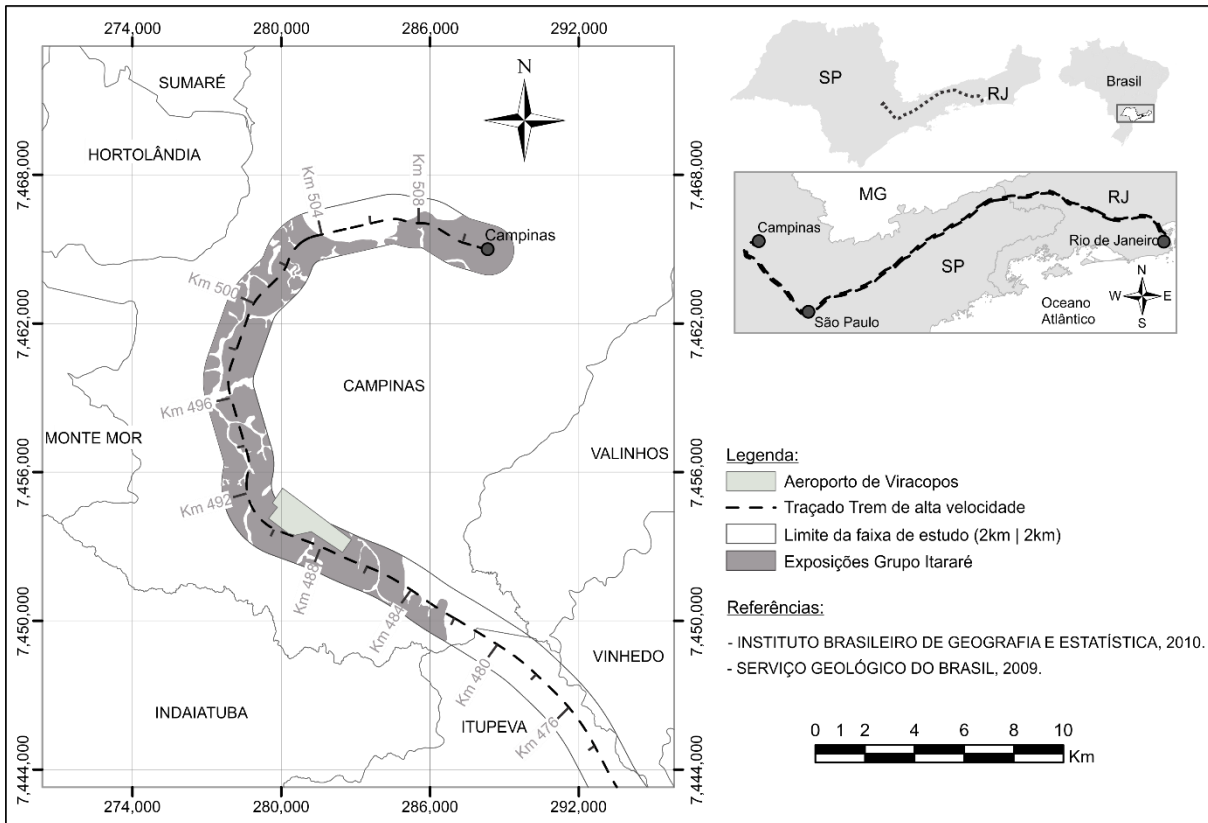


Figura 2.31 – Áreas de exposição do Grupo Itararé ao longo de faixa do traçado do TAV

Tabela 2.5 – Fragmento retirado da “Tabela 11 – Sugestão de investigações geológico-geotécnicas para o CGM-10 Depressão de Campinas (km 481-511)”, sobre o potencial expansivo na porção aflorante do Grupo Itararé

Cenários de Risco Potenciais	Local	1) Ocorrência de solos colapsíveis pode gerar recalques bruscos e excessivos em aterros.	Medidas Mitigadoras	Investigações geológico-geotécnicas específicas para caracterizar a ocorrência de solos colapsíveis e de solos expansíveis. Uma vez localizados na área do traçado do TAV requerem medidas de engenharia dedicadas, tais como aceleração de recalques e compactação pesada para solos colapsíveis e medidas de proteção superficial do talude e eventualmente de contenção para solos <b>expansíveis</b> .
		2) Ocorrência de solos <b>expansíveis</b> pode causar problemas de instabilidades de taludes dos cortes.		

## 2.8.1 Grupo Itararé

### 2.8.1.1 Geologia Regional

Milani (1997) dividiu o registro da Bacia do Paraná em seis unidades estratigráficas chamadas de Superseqüências, onde são identificados por intervalos



temporais com algumas dezenas de milhões de anos. Dentre essas unidades, o Grupo Itararé coloca-se dentro do Gondwana I, de idade Carbonífero-Eotriássico.

Segundo Caetano-Chang (1984), o Grupo Itararé ou Grupo Tubarão ou Subgrupo Itararé envolve muitos problemas em sua terminologia, principalmente no que se refere a falta de continuidade lateral ou camadas guias. Em parte, isso se deve aos variados tipos de ambientes de deposição, constituindo fator principal quanto às discussões sobre a sua subdivisão.

A denominação Tubarão foi proposta como Série e introduzida na literatura por White (1908) à região carvoeira do sul do Estado de Santa Catarina, para especificar os sedimentos existentes abaixo da Formação Irati, assentados sobre o embasamento granítico e composto por sedimentos glaciais e camadas de carvão. Mais tarde, a Série Tubarão foi estendida para o restante da bacia, modificada para Grupo e, posteriormente, para Supergrupo Tubarão.

A designação Itararé foi, inicialmente, utilizada como Série e atribuída a Oliveira<sup>6</sup> (1927, apud SILVA, 1995), o qual, supondo que as camadas de carvão limitavam-se somente à sequência pós-glacial, propôs no Estado de São Paulo o referido termo ao pacote contendo indícios de ação de gelo, limitando a designação Tubarão às camadas pós-glaciais que continham jazidas de carvão. Deste modo, o autor desmembra a Série Tubarão de White (1908) em uma unidade inferior, contendo todos os sedimentos glaciais, e outra superior, contendo os sedimentos de origem pós-glacial, com carvão e flora de *Glossopteris*.

Esse trabalho não tem por intuito discutir a terminologia ou a estratigrafia do Grupo ou Subgrupo Itararé (dentre outras terminologias) que ocorrem dentro da literatura técnica geológica. Visando estabelecer um termo que seja coerente ao longo de todo o texto, se utiliza a terminologia clássica adotada pela Petrobrás, e mais bem definida por França e Potter (1988) como Grupo Itararé.

Segundo os autores supracitados, o Grupo Itararé, de idade permocarbonífera e origem glacial, constitui uma das mais expressivas unidades da Bacia do Paraná, aflorando em suas bordas sudeste e noroeste. Atinge uma espessura superior a 1000 m na porção central da bacia, adelgaçando-se em direção às bordas norte e sul.

Conforme Milani *et al* (2007), o supercontinente Gondwana sul-ocidental postava-se a elevadas latitudes e com isso exposto a extensa glaciação. Em razão

---

<sup>6</sup> OLIVEIRA, E.P. **Geologia e recursos minerais do Estado do Paraná**. Monografia, Serviço de Geologia e Mineralogia, n.6, p. 172, 1927.

da intensa ação de geleiras, a sedimentação foi cessada dando lugar a uma grande lacuna estratigráfica. Com o derretimento das geleiras (contexto periglacial) a sedimentação reiniciou dando lugar ao Grupo Itararé.

França e Potter (1988) caracterizam a deposição como ciclos de sedimentação com afinamento de grãos para cima. Tais ciclos iniciam-se com pacotes arenosos que gradam para seções argilosas, sendo comum intercalações de lamitos seixosos (diamictitos).

### 2.8.1.2 Geologia do Local

Dois estudos que envolveram mapeamentos servem de base histórica/técnica para o entendimento da geologia local da região de Campinas, mais precisamente das rochas do Grupo Itararé nas proximidades do TAV. As dissertações de mestrado de Souza Filho (1986), na escala 1:100.000 e Bachion (1997), na escala 1:25.000, englobam a área de estudo, conforme se pode notar nos polígonos da Figura 2.32. O primeiro trabalho teve um enfoque de caráter sedimentológico e, o segundo, geotécnico. Por esse motivo, os próximos parágrafos baseiam-se em ambos os trabalhos.

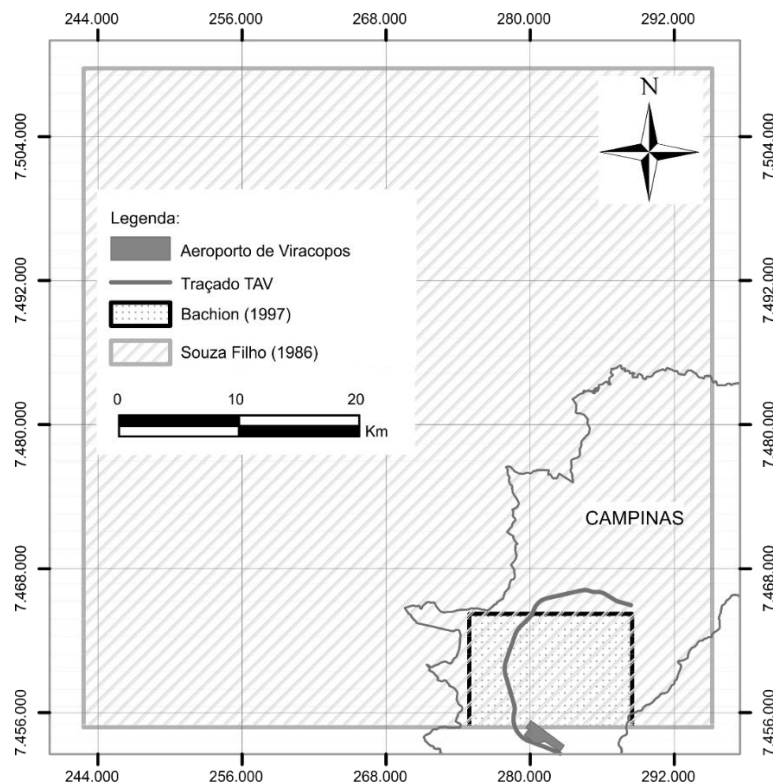


Figura 2.32 – Polígonos de mapeamento realizados por Souza Filho (1986) e Bachion (1997) em relação a área de interesse

Souza Filho (1986) diferenciou na região de Campinas um conjunto complexo de 7 unidades faciológicas, além de uma tentativa de relações de contato entre elas. Na região de interesse, são 2 as unidades aflorantes, conforme se verifica em parte do mapa geológico apresentado na Figura 2.33. Além das unidades do Grupo Itararé, foram reconhecidas porções de rochas cristalinas (embasamento e diabásios) e quaternárias, sendo as últimas associadas com coberturas de vertente e espigão (solos residuais) e coberturas de fundo de vale (aluviões):

- I Arenitos em Granodecrescência ascendente: ocorrem na base, compreendendo arenitos gradados, maciços ou com estratificação cruzada. Ocorrência de diamictitos, conglomerados e lentes lamílicas. Assentada diretamente sobre o embasamento e em contato interdigitado e gradativo com a Unidade II (Figura 2.34a);
- II Lamitos: espesso pacote de lamitos individualizados na parte inferior. Encontra-se assentada sobre o embasamento, em contato interdigitado e recobrindo a Unidade I, contato gradativo com a Unidade III. Reconheceu litofácies de lamitos, lamitos acamadados, ritimitos e siltitos (Figura 2.34b).

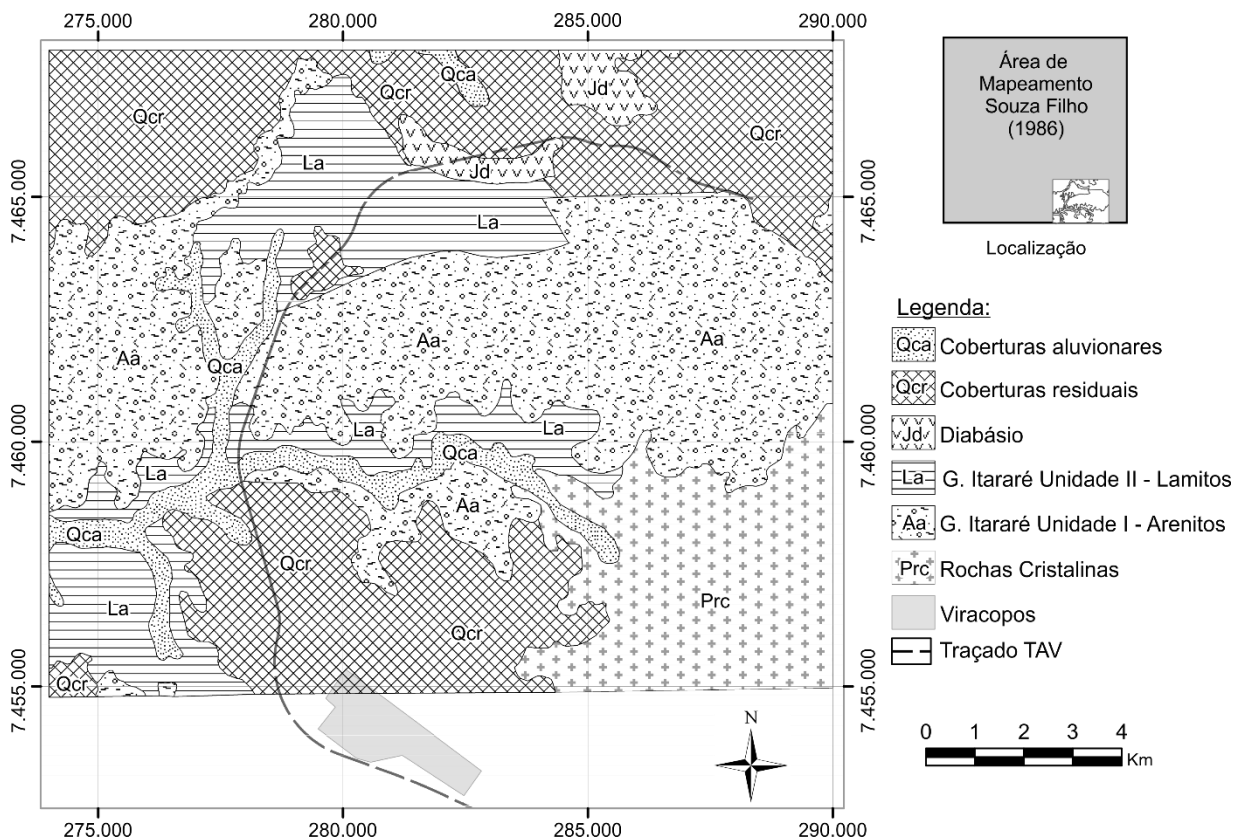


Figura 2.33 - Fragmento de Mapa Geológico realizado por Souza Filho (1986)

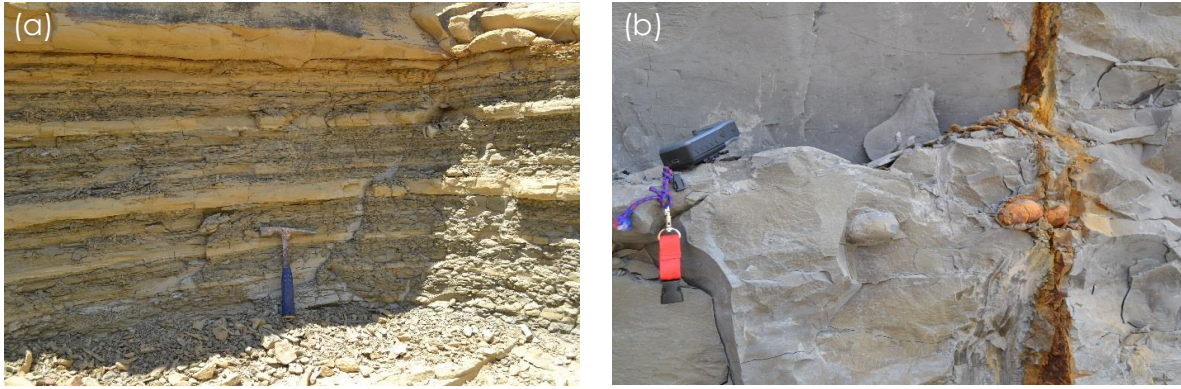


Figura 2.34 – (a) Arenitos em granodescrescência ascendente, compostos por lentes lamíticas; (b) litofácies lamítica (siltitos) com presença ocasional de linhas de seixos

Bachion (1997) realizou um mapeamento geológico-geotécnico mais detalhado da área em questão (1:25.000), subdividindo as unidades do Grupo Itararé em 4, além de reconhecer unidades de gnaisses (Figura 2.35). Segundo a autora, as unidades sedimentares podem ser assim consideradas:

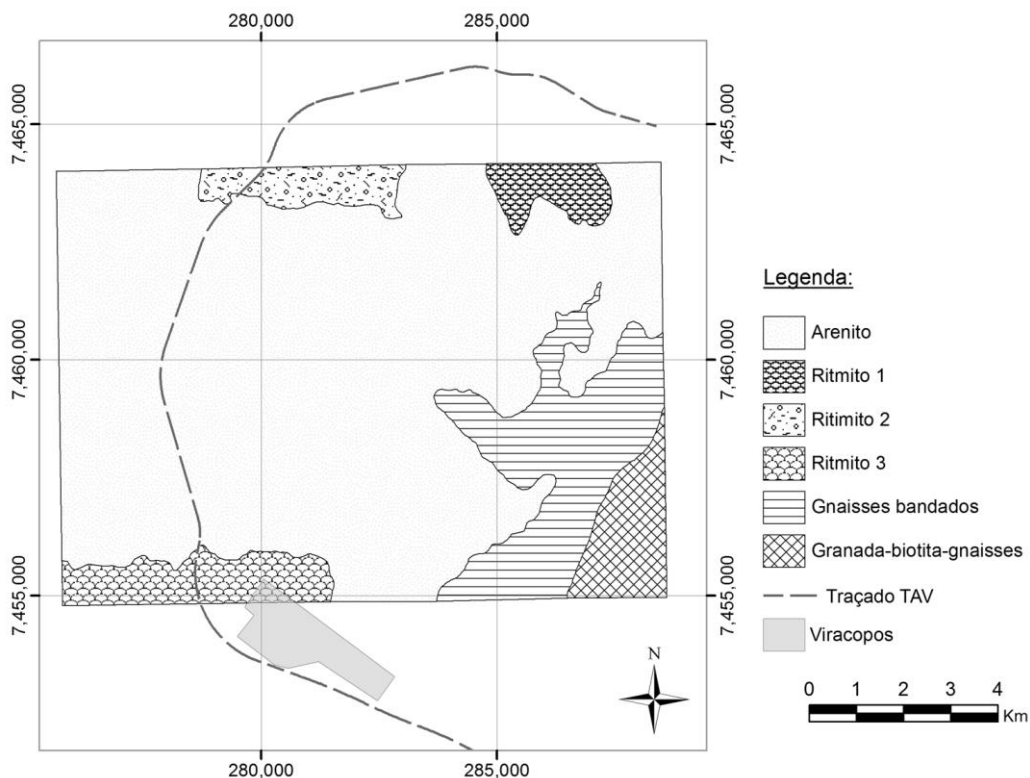


Figura 2.35 – Mapeamento Geológico-geotécnico realizado por Bachion (1997)

- Arenitos: cor variegada, granulação fina a grossa, apresentam estruturas maciça, plano-paralela e cruzada de pequeno a médio porte. Compostos por quartzo, podendo ocorrer minerais micáceos e feldspáticos. Presença de níveis conglomeráticos;

- Ritmito 1: predominância de argilitos e arenitos lamínicos;
- Ritmito 2: predominância de siltitos com cor cinza-amarelada, estrutura maciça e intenso grau de “empastilhamento”;
- Ritmito 3: associação de siltitos cinza com estrutura sedimentar plano-paralela e presença de seixos. Argilitos variegados, maciços e arenito finos com estrutura sedimentar plano-paralela.

Para ambos os autores, nota-se que predominam na área rochas areníficas e a associação de rochas argilo-siltosas com a presença de seixos, denominados de ritmitos.



### 3 MATERIAL E MÉTODOS

Além das dificuldades de amostragem, os ensaios das rochas de baixa resistência apresentam certas peculiaridades. Recorre-se frequentemente à utilização de práticas rotineiras em ensaios da mecânica dos solos ou das rochas. Porém, os equipamentos utilizados em solos são pouco robustos para a caracterização de materiais mais resistentes e, por outro lado, os empregados em rochas são muito vigorosos, apresentando pouca sensibilidade para níveis de tensões baixos.

Como bem colocado por Nóbrega (1985), a solução ideal para o procedimento de ensaios com rochas de baixa resistência requereria o desenvolvimento de técnicas especialmente criadas ou adaptadas, para que atendessem às particularidades do comportamento geomecânico frágil em termos de rocha dura e resistente em comparação aos solos. Contudo, tal normativa ainda não existe. Além de quais ensaios adotar, deve-se tomar cuidado na etapa de preparação das amostras, obedecendo na medida do possível, métodos sugeridos para as rochas duras.

De maneira resumida, este trabalho consistiu das seguintes etapas: (1ª) prospecção de áreas e coleta de blocos; (2ª) extração de amostras, preparação dos CPs e montagem do aparato experimental; (3ª) ensaios de laboratório para caracterização e degradação hidromecânica; (4ª) análise de variância (ANOVA) e estudo comparativo dos resultados. Em razão da dificuldade em se trabalhar com etapas de campo com materiais brandos, houveram estágios intermediárias de planejamento, instalação de equipamentos e experimentações de metodologias. O fluxograma da Figura 3.1, apresenta um panorama geral de todas as atividades desenvolvidas ao longo dessa pesquisa, sendo que nos itens 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4, foram descritas as principais atividades, referentes aos ensaios de secagem/umedecimento.

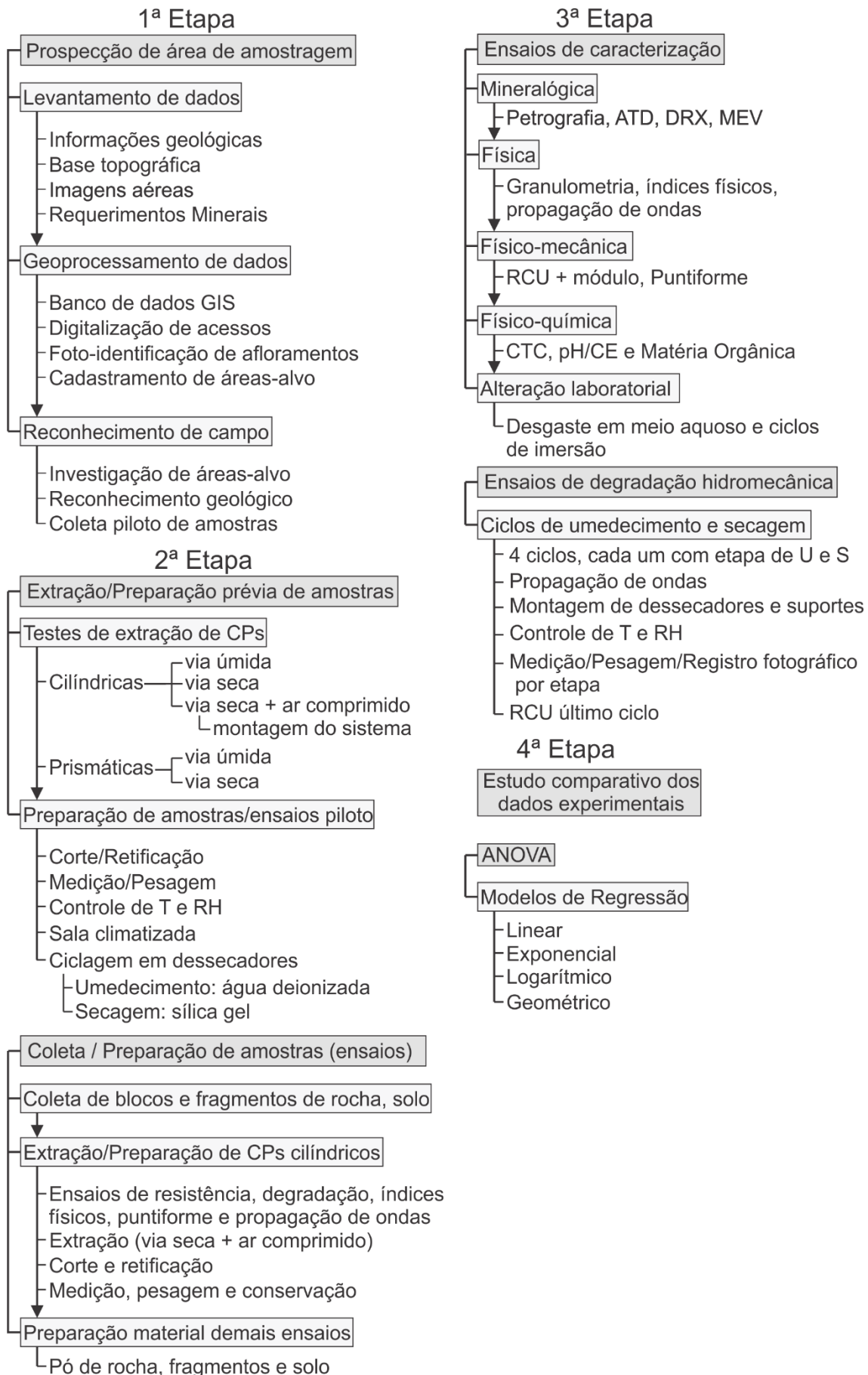


Figura 3.1 – Fluxograma de atividades desenvolvidas



### 3.1 MATERIAL UTILIZADO

#### 3.1.1 Escolha e localização da área-alvo

Anterior à ida a campo, foram levantados os dados geológicos (IG, CPRM e dissertações/teses), topográficos (IGC, IBGE, CPRM), imagens aéreas (Google Earth, IGC) e requerimentos minerais (DNPM). Com essas informações, gerou-se um banco de dados georreferenciado (datum SAD69, UTM Zona 23K) por meio do programa ArcGis®, para auxiliar o entendimento sobre a região.

Visando o reconhecimento de prováveis áreas com exposições sãs do maciço rochoso do Grupo Itararé (áreas-alvo), localizadas próximas ao eixo do TAV, foram georreferenciadas imagens do Google Earth®, datadas de agosto de 2013. A foto-identificação das exposições resultou em 11 áreas-alvo, que consistiram em 4 locais de lavras ativas de argila segundo o DNPM (2014) e 7 com afloramentos potenciais, todas com acessos facilitados. Um exemplo do processo de foto-identificação é visualizado na Figura 3.2.

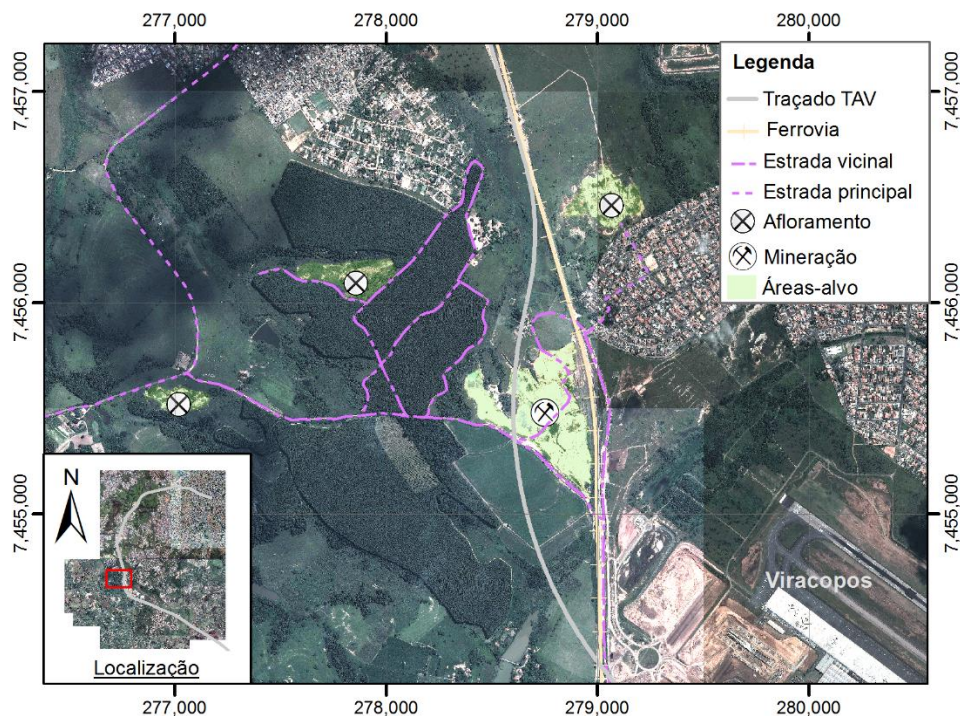


Figura 3.2 – Foto-identificação de prováveis áreas com exposição de rocha

Na viagem realizada em fevereiro de 2014, todas as 11 áreas alvo foram visitadas. Dentre elas, a que mostrou-se mais propícia para amostragem foi a lavra

ativa da Cerâmica Mingone (Figura 3.3a,b,c), localizada nas coordenadas 278.700 E / 7.455.000 S, cuja localização é dada na Figura 3.2. Seu acesso é realizado por meio de via principal que liga a rodovia Santos Dummont ao Aeroporto de Viracopos, em direção à passagem por baixo da ferrovia da ALL. Os materiais do Grupo Itararé explotados nessa mineração são utilizados como matéria-prima para produção de cerâmica (tijolos), e são comumente denominados como “taguá”. O taguá é diferenciado pelas suas colorações: amarelada, acizentada, chocolate, etc.

Em campo, as unidades geológicas reconhecidas por Souza Filho (1986) e Bachion (1997) correspondem à descrição, isto é, domínio de lamitos (ritmitos e siltitos) e solos residuais para o primeiro autor, e de ritmitos (siltitos) para a segunda autora. Genericamente, o local é composto por fácies de diamictitos, em razão da matriz argilo-siltosa em meio a linhas de seixos conglomeráticos, estruturas tipo seixo pingado e camadas arenosas isoladas, de origem glacial. Com base na avaliação expedita de amostras de mão, a rocha foi classificada como silito maciço e físsil, tendo variação de cor entre amarelo, cinza e marrom. Nota-se que os siltitos cinzas (Figura 3.3d,e) quando frescos são em geral maciços e finamente laminados quando em baixo grau de alteração. Os siltitos amarelados representam o produto de alteração do anterior, cujas características estruturais são semelhantes. O silito amarronado (Figura 3.3f) é predominantemente laminado (milimétrico a centimétrico), com pacotes ora maciços. Em ambas litologias, nota-se a presença de fósseis marinhos, provavelmente associados à um ambiente redutor. Outra característica identificada foi o intenso empastilhamento (Figura 3.3b) na unidade marrom, utilizado em prol do desmonte a partir do descalce da base do talude afim de ocasionar o desmantelamento “natural” do maciço.

Além da cor e da estrutura, outras nítidas diferenças entre o silito cinza e o marrom são os efeitos da ação intempérica. O silito marrom é muito mais frágil, dado a acentuada desagregação ocorrida com o seu manuseio. Verificou-se ainda a presença de camadas oxidadas e zonas com pintas esbranquiçadas, aparentemente de materiais sulfetados (cheiro).

Em virtude do acentuado potencial de desagregação dos siltitos amarronados e dificuldades no manuseio, escolheu-se para estudo laboratorial os siltitos cinzas, que também apresentavam certas facilidades em relação à amostragem.





Figura 3.3 – Fotos da Pedreira Mingone, nas proximidades do aeroporto de Viracopos e às margens da ferrovia da ALL. Em (a), (b) e (c) aspectos gerais das frentes de lavra; (d) afloramento de siltitos amarelados e acimentados; (e) estrutura maciça visualizada para os siltitos cinza; (f) siltito amarronado ou chocolate, aspectos de sua laminação e do grau de intemperismo (empastilhamento)

### 3.1.2 Coleta de amostras

Conforme abordado no item 3.1.1, escolheu-se para amostragem os siltitos cinzas. Uma facilidade encontrada para sua coleta era a frente de escavação ativa, proveniente do desmonte mecânico realizado com escavadeira Fiatallis EC40 (Figura 3.3c). Dessa maneira, evitou-se a escolha de materiais provenientes de desmontes

antigos, expostos ao excessivo intemperismo e que, aparentemente, poderiam ser considerados sãos. Foram evitados também os efeitos de descompressão causados com a exposição da rocha, sabendo-se que esses também eram fortes agentes de degradação da rocha intacta ou do maciço.

Na frente de escavação, verificou-se grande monotonia em termos geológicos da base para o topo e horizontalmente, tendo-se assim a certeza de que todos os materiais representariam as mesmas condições geológicas composicionais e estruturais em relação à rocha intacta. Tal monotonia era quebrada apenas pela eventual presença de níveis arenosos ou conglomeráticos, que não ocorriam nas amostras selecionadas.

Foram três os tipos de materiais coletados para a posterior realização dos ensaios de caracterização e degradação: blocos, fragmentos e solo residual. Visando manter condições as mais naturais possíveis em relação ao maciço rochoso, foram utilizados sacos plásticos, filmes de PVC e lona plástica para a coleta. No caso dos blocos, em razão do peso e da demora de embalá-los em campo, foram transportados sem nenhum tipo de conservação individual, apenas armazenados na caçamba da camionete involucrando-se dentro da lona plástica. O fator demora foi crucial, isso em razão dos riscos associados à segurança no local, muito próximo a uma zona de intensa criminalidade.

No total, foram coletados cerca de 25kg de solo residual, 25kg de fragmentos e 22 blocos, totalizando cerca de 1 tonelada de material.

### **3.1.3 Extração de amostras**

Entende-se extração de amostras como a confecção de corpos de prova para os ensaios que necessitam relações geométricas (Tabela 3.1). Conforme apresentando no fluxograma da Figura 3.1, foram realizadas duas fases de extração, sendo a primeira considerada como teste da metodologia de confecção das amostras e a segunda como definitiva.

Em relação à orientação, optou-se por estudar as características da rocha intacta em apenas uma direção, eliminando-se um dos fatores que condicionam as valorações dos ensaios, a anisotropia. A direção escolhida foi a perpendicular aos planos de fissilidade.

Na primeira etapa, utilizou-se quatro blocos de siltitos provenientes da coleta realizada em fevereiro de 2014. Foram efetuadas tentativas de extração de CPs nas geometrias prismática e cilíndrica. A Tabela 3.1 mostra os ensaios e as relações diâmetro/altura e geometria necessárias para o atendimento das normas específicas para cada ensaio. Nota-se, que em média, as amostras cilíndricas deveriam apresentar diâmetros mínimos de 50mm e razão altura / diâmetro superior a 2, em relação aos ensaios de RCU e propagação de ondas. Para o caso dos ensaios de índices físicos e carga puntiforme, caso atendidas as especificações dos ensaios anteriores, essas também seriam alcançadas. Em relação aos testemunhos prismáticos de RCU, se atenderia apenas a razão de diâmetro mínimo e se utilizaria a A/D tendo testemunhos cilíndricos como base, pois a utilização de uma relação 1 : 1 inviabilizaria a concomitante execução dos ensaios de propagação por impulso.

Tabela 3.1 – Especificação das dimensões e massa necessárias para os ensaios com amostras geométricas

Ensaio	Norma	Cilíndrico		Prismático/Cúbico		Massa
		D mínimo	Razão A/D	D mínimo	Razão A/D	
RCU	D4543 (ASTM, 2008) / C170 (ASTM, 2014)	47 mm	2 a 2,5	50mm	1	-
Pulso Ultrassônico	ISRM (2014)	50 mm	> 2	50 mm	> 2	-
Excitação por impulso	C215 (ASTM, 2014)	D instrumento de golpe	2 a 5	D instrumento de golpe	2 a 5	-
Índices físicos	ISRM (1977a)	Dmínimo > 10x o maior grão				> 50g
Carga Puntiforme	D5731 (ASTM, 2008)	30mm	1/3 a 1	30mm	1/3 a 1	-

Mesmo com a razão A/D não obedecida, foram feitas tentativas de corte de amostras prismáticas utilizando-se serras diamantadas, por meio de via seca (Figura 3.4) e úmida. Contudo, foram inúmeras as dificuldades encontradas como, por exemplo, a altura de corte que é limitada pelo raio do disco e o par de flanges, a dificuldade em ser deixar as faces paralelas, a rugosidade gerada em razão da espessura e vibração do disco e as lascas geradas ao longo dos cortes a seco tendo como consequência a perda de amostras. Outro fator foi a intensa poeira gerada no corte a seco, dado que após minutos de corte por via úmida, a amostra fissurava-se.

As amostras cilíndricas foram extraídas dos blocos por meio de perfuratriz Hilti DD250E, que apresenta duas opções de velocidades, com a alternativa de



perfurações a seco, refrigeração com entrada de fluido lubrificante ou ar-comprimido. A broca diamantada utilizada foi da marca Tectools, linha média de coroas microcravadas que possuía diâmetro externo de 80mm e interno de 57,2 mm (Figura 3.5).



Figura 3.4 – Tentativas de corte a seco realizadas na Marmoraria Oxpiso. Em ambas fotos, nota-se a poeira gerada no corte, além da insuficiência de altura para cortes em apenas uma etapa em razão do flange da serra diamantada

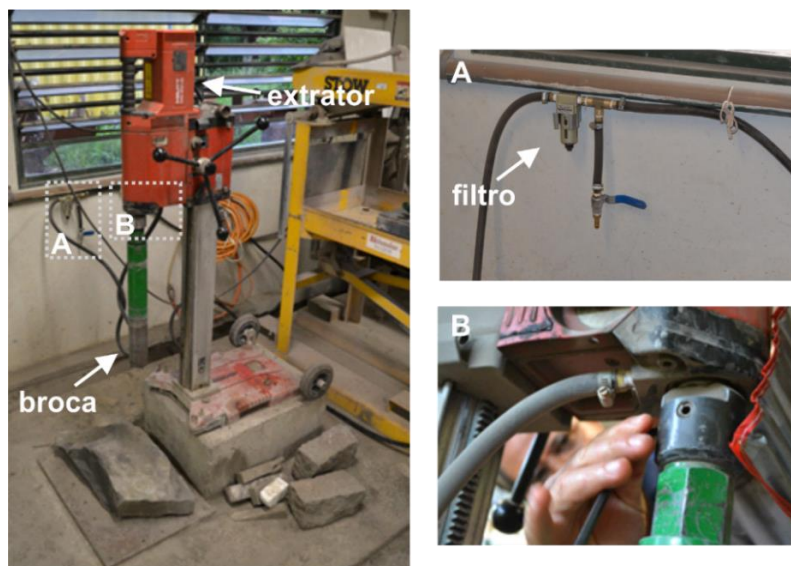


Figura 3.5 – Esquema de montagem da perfuratriz Hilti. Nos detalhes, sistema de filtragem do ar-comprimido (A) e acoplamento de mangueira de refrigeração da broca (B)

Testaram-se três metodologias com a perfuratriz Hilti: a via úmida (água), via seca com e sem ar-comprimido. No caso do sistema de ar-comprimido, implantou-se tubulação conectada à um filtro com capacidade de 20 bar, afim de reter qualquer tipo de umidade que ainda houvesse na tubulação (Figura 3.5). Na primeira etapa de extração, para todos os meios não foram obtidos CPs com as relações necessárias de altura. Foram encontradas as seguintes dificuldades para cada método:

- Via úmida: alteração das condições de umidade e aparecimento de fissuras após certo tempo de extração, 100% de recuperação, altura máxima de 4 cm com intensa quebra mecânica (causada pela pressão do fluido);
- Via seca: superaquecimento da broca diamantada e do cálice, falta de remoção das partículas perfuradas e travamento do extrator, furo perdido;
- Via seca com ar-comprimido: eficiente refrigeração da broca e remoção das partículas perfuradas, excessiva produção de poeira, podendo gerar danos à refrigeração do extrator, 100% de recuperação, altura máxima recuperada de 7 cm;

Nos testes, eliminaram-se as metodologias via úmida e seca, de acordo com os problemas abordados. Mesmo com ar-comprimido, as alturas dos corpos de prova ainda não eram satisfatórias. Ao longo das perfurações, notou-se vibração excessiva da broca, como consequência de avaria (empenamento) da peça de acoplamento ao extrator, sendo essa a provável razão de intensa quebra mecânica.

A partir da usinagem de nova peça de acoplamento (Figura 3.6a), a vibração ao longo do cálice deixou de ocorrer (Figura 3.6b). Além disso, implementou-se caixa de isolamento ao redor do bloco rochoso afim de evitar a contaminação excessiva do ambiente com poeira (Figura 3.6c). Junto à caixa, foram deixadas apenas entradas para a broca, além de orifícios laterais para inserção de canalização de aspiradores de pó, que sorviam grande parte do resíduo gerado durante a perfuração (Figura 3.6d).

Com a definição do procedimento de extração de amostras, foi realizada nova coleta de blocos em campo (18) em fevereiro de 2015. Em laboratório, procedeu-se com as perfurações, num total de 12,80m de testemunhos. Dentre esses, foram aproveitados apenas 5,10 m de testemunhos acima de uma razão 2:1, representando cerca de 40% do total perfurado. Conforme eram extraídos (Figura 3.7), cada testemunho era acondicionado em filme de PVC, para que ficassem preservados e que mantivessem as condições de umidade.

#### **3.1.4 Preparação e Qualidade dos CPs**

A norma D4543 (ASTM, 2008) estabelece critérios de aceitação das superfícies cilíndricas e extremidades de rochas para os ensaios de RCU. As laterais devem ser lisas e livres de irregularidades abruptas, com todos os elementos com uma diferença

menor a 0.50mm. Os extremos cortados em paralelo, em ângulos perpendiculares ao eixo longitudinal, planos com uma tolerância a não exceder 25  $\mu\text{m}$  (0.025mm). Para rochas de baixa resistência, sugere-se o uso de proteções nos extremos que permitam superfícies planas de contato com as placas da prensa.

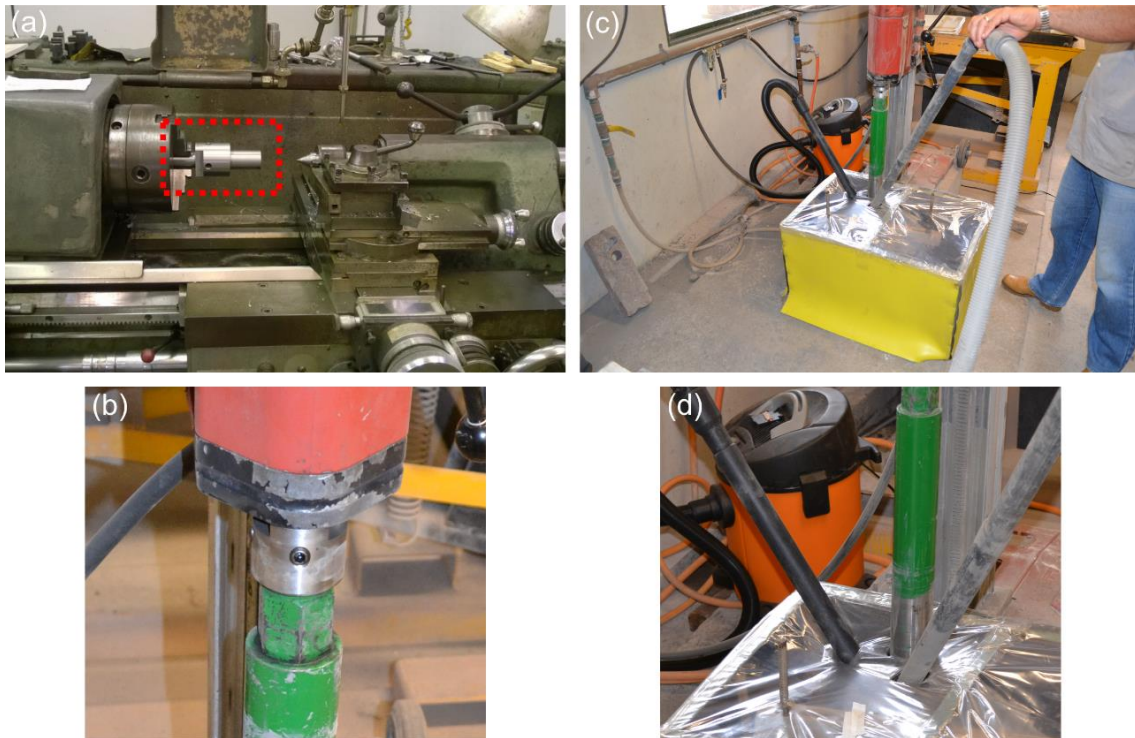


Figura 3.6 – (a) usinagem de peça de acoplamento do cálice; (b) detalhe do acoplamento cálice, peça de acoplamento, extrator; (c) caixa de isolamento e (d) sistema de aspiração de pó



Figura 3.7 – Aspecto do bloco após a retirada da caixa de isolamento e retirada de testemunho



No caso da preparação de CPs para os ensaios de propagação de onda (ISRM, 2014; C215 (ASTM, 2014)), a norma do parágrafo anterior já é muito rígida e engloba as necessidades desses ensaios. A preparação das amostras para as análises de índices físicos e carga puntiforme serão comentadas nos itens 3.2.2.2 e 3.2.3.2.

Para o corte das extremidades, utilizou-se o corte a seco da serra diamantada da laminadora Struers Discoplan TS, cujos talhes são praticamente planos e aparentemente sem irregularidades, em razão da espessura de lâmina de 1,4mm (Figura 3.8a). Após o corte, empregou-se a retifica plana Sulmecânica equipada com politriz diamantada a seco em conjunto com um sistema de aspiração (poeira) (Figura 3.8b), para eliminar qualquer rugosidade que tivesse sido mantida durante o corte. Para se ter certeza da retidão dos planos, assim que toda a superfície colorida com giz de cera era removida, padronizou-se um tempo de polimento de mais 10 minutos, mantida a posição da regulagem micrométrica. Em relação ao paralelismo do topo e base dos CPs, utilizou-se suporte de aço e base magnética da retificadora, que mantinha a amostra presa e que proporcionava seu giro com a desmagnetização. Nesse processo, foram perdidos 4 corpos de prova que se lascaram (extremidade) com o advento do polimento.

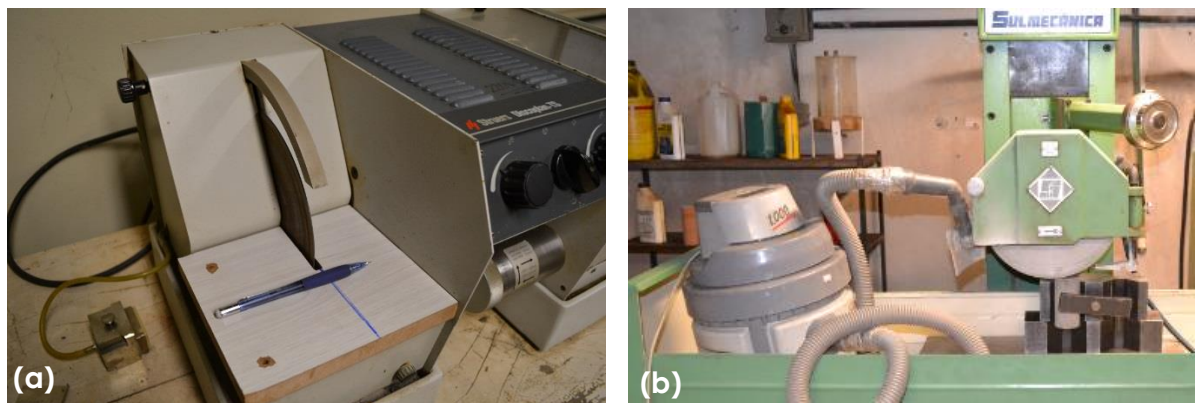


Figura 3.8 - (a) Serra de laminadora utilizada para o corte de topo e base das amostras; (b) retificadora de topo e base

Em razão da usinagem de nova peça para o extrator, a utilização de brocas novas além de cortes paulatinos, obteve-se superfícies lisas e sem irregularidades das laterais dos corpos de prova. Isso foi verificado a partir de diversas medidas com paquímetro Mitutoyo com precisão de 0,02 mm, realizadas em posições equidistantes. Por esse motivo, os corpos de prova não passaram por nenhum tipo de refino a partir do torno. Evitou-se assim exposições ainda mais longas sem acondicionamento com filmes de PVC, além da perda de corpos de prova.

A verificação das tolerâncias de rugosidade e paralelismo do polimento dos topos foi realizada por meio de dispositivo com relógio comparador magnético, cuja sensibilidade era de 0,001mm. Esse dispositivo, cujo suporte forma um V atrelado a uma base plana, permitiu o giro do corpo de prova e a verificação de uma malha regular de pontos espaçados em 3mm em duas linhas (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Conferência da tolerância de paralelismo e rugosidade de topo e base

### 3.1.5 Definição e identificação das amostras

Num total, foram preparadas 32 CPs com uma relação A:D de 2:1. Desses, 12 foram utilizados para os ensaios de resistência à compressão simples e denominados com a sigla CP, e 20 para os ensaios de degradação hidromecânica, nomeados com a sigla DH. O gráfico e a tabela da Figura 3.10 apresentam as relações de altura e diâmetro com a altura, bem como a média, o desvio padrão, o coeficiente de variação, mínimo e máximo das alturas, diâmetros e razões A:D de todos os CPs. Nota-se que apenas 1 dos corpos de prova não obteve uma relação A:D satisfatória (1.96).

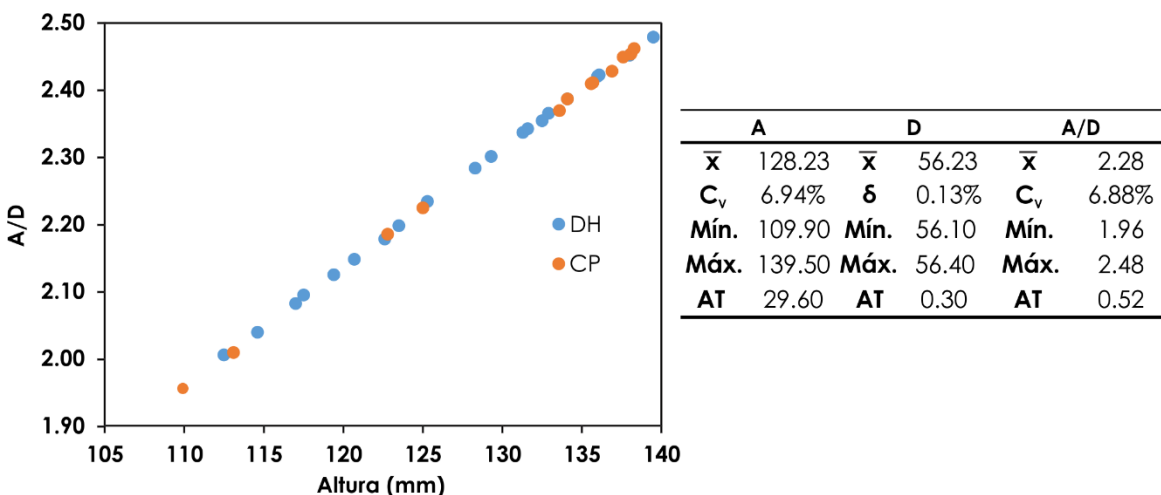


Figura 3.10 – Estatística dos 32 CPs extraídos para os ensaios de degradação e RCU

A altura média dos corpos de prova foi obtida com paquímetro em 8 medidas com 45° entre si. Já o diâmetro em 8 posições equidistantes ao longo do corpo de prova.

## 3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Conforme apresentado no fluxograma da Figura 3.1, a 3ª etapa consistiu na identificação das características básicas do siltitos do Grupo Itararé. Em paralelo com os ensaios de degradação, foram efetuados ensaios de cunho mineralógico, físico, físico-mecânico, químico e de alteração laboratorial. No caso dos ensaios externos ao Departamento de Geotecnia, são mencionados os laboratórios.

### 3.2.1 Mineralógica

Procedeu-se a avaliação das características utilizando as seguintes técnicas: Petrografia, Microscopia Eletrônica de Varredura, Análise Térmica Diferencial e Difração de Raios X.

#### 3.2.1.1 Petrografia

A lâmina petrográfica consiste na preparação laboratorial de um fragmento de rocha muito fino ou solo previamente selecionado, montada sobre uma lâmina de vidro e coberta por uma lamínula. Tem por finalidade o estudo microscópico óptico de uma rocha ou solo avaliando sua composição íntima: espécies minerais constituintes e sua alteração, o tamanho dos cristais ou grãos, textura e discontinuidades presentes. Permite determinar com razoável precisão a percentagem de minerais de argila presentes, entretanto não informa as características químicas da matriz rochosa.

Para o estudo, foram confeccionadas duas lâminas petrográficas e duas lâminas para o MEV no Laboratório de Preparação de Amostras do Serviço Geológico do Brasil (CPRM-Araraquara, São Paulo), representativas do litotipo analisado, conforme se verifica na Figura 3.11.



Na ATD é utilizado um bloco de metal refratário com três cavidades. Uma cavidade é destinada para a amostra de solo e as outras duas para a alumina calcinada, que serve como material inerte. No interior de cada cavidade há um par termelétrico ligado em oposição, entre os pares é posicionado um galvanômetro de escala graduada. A taxa de variação de temperatura foi ajustada em 12,5°C/min e a temperatura final em 1000°C.

Foram utilizadas amostras de solo e pó de rocha em duas granulometrias, passantes na peneira #200 (0,075 mm) e #400 (0,038 mm). A interpretação dos ensaios visando a identificação dos minerais presentes foi efetuada por meio de Mackenzie (1957).

### 3.2.1.3 Difração de Raios-X

A técnica da Difração de Raios-X é a mais indicada entre as técnicas de caracterização de materiais, na detecção das fases cristalinas presentes. Isto é possível porque na maior parte dos sólidos (cristais), os átomos se ordenam em planos cristalinos separados entre si por distâncias da mesma ordem de grandeza dos comprimentos de onda dos raios-x.

O ensaio consiste na incidência de um feixe de raios-x em um cristal, que interage com os átomos presentes originando-se o fenômeno de difração. Um difratômetro registra as intensidades dos picos gerando um difratograma. A difração ocorre segundo a lei de Bragg, conforme a equação abaixo (MOORE; REYNOLDS, 1989):

$$n\lambda = 2d.\text{sen}\theta \quad (3.1)$$

onde,  $n$  é o número inteiro ( $=1$ ),  $\lambda$  é o comprimento de onda dos raios-x incidentes,  $d$  é a distância interplanar e  $\theta$  é o ângulo de difração.

As análises foram realizadas em um Difratômetro de Raios X disponível no Laboratório de Cristalografia do Instituto de Física de São Carlos IFSC/USP. Este equipamento possui alvo de cobre, com emissão predominante no comprimento de onda raios X incidentes de 1,5418Å.

Foram realizadas três etapas de ensaios:

1ª) Resíduo de extração dos siltitos proveniente do extrator Hilti passados na peneira #400 e fragmento de amostra de silito (Figura 3.13a);

2º) Substâncias provenientes do ensaio de ciclagem da rocha em questão, que se desprendiam do material no decorrer das ciclagens em três temperaturas distintas (40°C, 60°C e 110°C) (Figura 3.13b);

3º) Preparação de um conjunto de três lâminas para o solo e para o pó de rocha (passantes peneira #400) pelo método de sedimentação por suspensão em lâminas de vidro (Figura 3.13c). Uma amostra permaneceu sem tratamento especial após a suspensão (lâmina normal), a segunda recebeu aquecimento a 550°C em mufla durante 1 hora e a terceira lâmina foi tratada com etilenoglicol através de solvatação (POPPE *et al*, 2001).

As interpretações dos difratogramas foram efetuadas calculando-se as distâncias interplanares ( $d$ ) dos ângulos  $2\theta$  dos picos de maior intensidade, seguindo as distâncias tabeladas de Brindley e Brown (1980), Moore e Reynolds (1989) e Webmineral (2015).

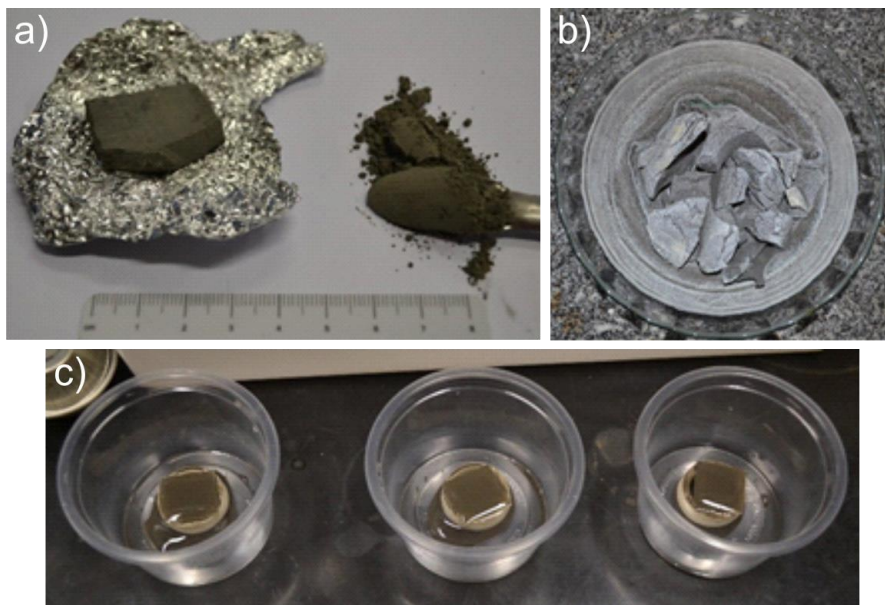


Figura 3.13 - Amostras ensaiadas no Difratorômetro de Raios X. a) Fragmento e pó da amostra; b) Substâncias esbranquiçada proveniente do ensaio de ciclagem; c) Lâminas do pó da amostra proveniente da sedimentação por suspensão

#### 3.2.1.4 Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)

As análises foram executadas em um Microscópio Eletrônico de Varredura, LEO 440I, acoplado a um sistema de Espectrômetro de Dispersão de Energia (EDS – *Energy Dispersive Spectroscopy*) Oxford, no Laboratório de Microscopia Eletrônica de



Varredura do Departamento de Geologia Sedimentar e Ambiental do IG/USP (Figura 3.14a).

Inicialmente foram confeccionadas apenas duas lâminas do material (Laboratório de Preparação de Amostras CPRM-Araraquara/SP), com o objetivo de identificação dos constituintes com a realização de microanálises de elementos químicos por energia dispersiva e verificação da morfologia dos constituintes. Contudo, quando da tentativa de identificação das argilas, a metodologia de preparação das amostras em lâminas mostrou-se pouco satisfatória, em virtude da serragem da amostra e portanto alteração da geometria dos argilominerais. Por este motivo, optou-se também pelo método da "fratura fresca", que constitui-se na utilização de fragmento rochoso fraturado em condições de laboratório. Dessa maneira, obteve-se melhores resultados em relação ao arranjo de minerais das amostras. Em ambas metodologias, as amostras foram recobertas por carbono (Figura 3.14b,c)

As interpretações das imagens e espectrogramas EDS gerados foram feitas com base nas diretrizes de Welton (2003).

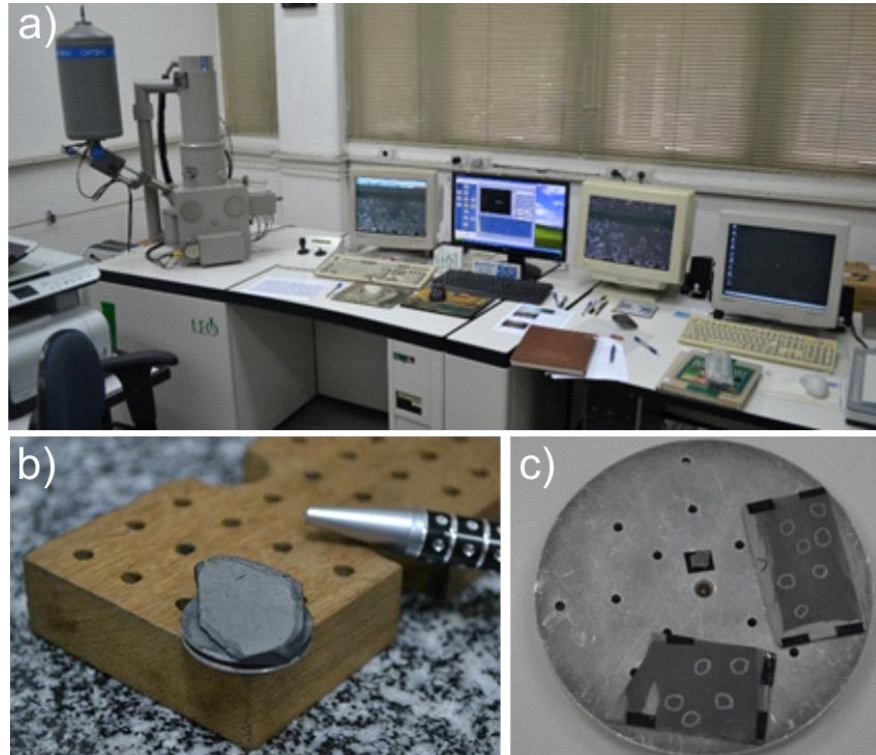


Figura 3.14 – a) Microscópio Eletrônico de Varredura LEO 440I do Departamento de Geologia Sedimentar e Ambiental, IGC/USP; b) Colagem da amostra de rocha em suporte para posterior recobrimento com carbono e análise no MEV; c) Lâminas petrográficas recobertas com carbono

### 3.2.2 Física

#### 3.2.2.1 Análise Granulométrica e Massa específica dos sólidos

O ensaio de granulometria conjunta foi executado conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984). Seu procedimento é dividido em duas etapas: peneiramento (fração areia e pedregulho) e sedimentação (fração silte e argila). Na etapa de sedimentação comumente utiliza-se defloculante hexametáfosfato de sódio ( $\text{Na}_3\text{PO}_4$ )<sub>n</sub> para se obter uma melhor desagregação das partículas.

Foram utilizados três tipos de amostras, sendo o solo, o pó de rocha aspirado na extração dos CPs cilíndricos e o resíduo proveniente dos ensaios de desgaste aquoso (Figura 3.15a, item 3.2.4.2), secados ao ar e fragmentados no almofariz de porcelana com mão de gral emborrachada. Além disso, para cada tipo, foram separadas duas amostras, sendo que apenas uma foi tratada com defloculante, resultando assim em 6 colunas de sedimentação (Figura 3.15).

Determinou-se a massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) do solo e do pó de rocha conforme as disposições da NBR 6508 (ABNT, 1984).

#### 3.2.2.2 Índices físicos

Os procedimentos de obtenção dos índices físicos foram baseados nas sugestões da ISRM (1977a) e na norma NBR 15845 (ABNT, 2010), a segunda para rochas ornamentais. Foram determinados a partir de vinte e quatro fragmentos de rocha provenientes da extração via perfuratriz Hilti. O diâmetro dos corpos de prova variou entre 561mm a 564mm e altura entre 20mm a 30mm, com peso inferior a 150g. Essas amostras correspondiam aos blocos em que foram retirados CPs para os ensaios de RCU e propagação de ondas, sendo que, para cada bloco, utilizou-se 2 fragmentos.

Alguns procedimentos das normas foram adaptados, em razão da fragilidade dos materiais. Foi utilizada a seguinte sistemática:

- Corte dos testemunhos com serra diamantada, regularização dos topos com lixa 200 e limpeza com pincel;
- Pesagem com balança precisão 0,01g (opção hidrostática) ( $m_{nat}$ ) para posterior obtenção do teor de umidade ( $w$ );



- 4 medições de altura e diâmetro com paquímetro Mitutoyo precisão de 0,02 mm (V);
- Secagem em estufa ventilada à temperatura de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  até massa constante ( $24 \pm 2$  h);
- Resfriamento dos CPs em dessecador e nova pesagem ( $m_{\text{sec}}$ );
- Submersão em recipiente plástico com água destilada em três fases: 1/3 da altura por 4 horas (Figura 3.16a), até 2/3 da altura por mais 4 horas e totalmente submersos por mais 40 horas;
- Pesagem dos corpos de prova na condição submersa por meio de balança hidrostática ( $m_{\text{sub}}$ ) (Figura 3.16b);
- Secagem com pano levemente úmido e pesagem ao ar ( $m_{\text{sat}}$ );
- Nova secagem em estufa ventilada à temperatura de  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  até massa constante ( $24 \pm 2$  h)
- Resfriamento dos CPs em dessecador e nova pesagem;

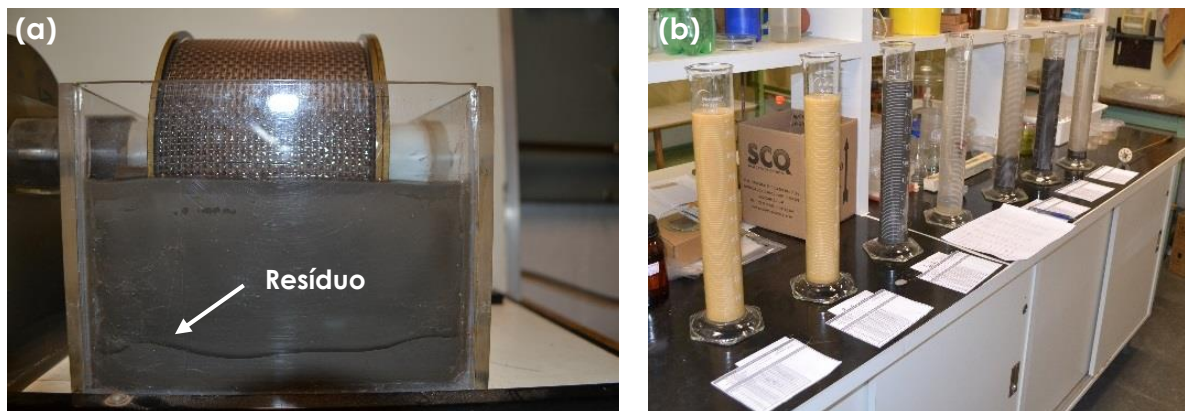


Figura 3.15 – (a) resíduo do ensaio de desgaste aquoso; (b) colunas de sedimentação



Figura 3.16 – (a) 1ª fase de umedecimento com água destilada até 1/3 da altura; (b) pesagem dos corpos de prova na condição submersa

Por meio desses procedimentos, obtiveram-se o teor de umidade, a massa específica natural, a massa específica aparente seca, a massa específica aparente saturada, porosidade aparente, e absorção d'água, por meio das seguintes fórmulas:

$$\text{Teor de umidade (\%)} \quad w = \frac{(m_{nat} - m_{sec})}{m_{sec}} \quad (3.2)$$

$$\text{Massa específica natural (g/cm}^3\text{)} \quad \rho_{nat} = \frac{m_{nat}}{V} \quad (3.3)$$

$$\text{Massa específica aparente seca (g/cm}^3\text{)} \quad \rho_a = \frac{m_{sec}}{(m_{sat} - m_{sub})} \quad (3.4)$$

$$\text{Massa específica aparente saturada (g/cm}^3\text{)} \quad \rho_{sat} = \frac{m_{sat}}{(m_{sat} - m_{sub})} \quad (3.5)$$

$$\text{Porosidade aparente (\%)} \quad \eta_a = \frac{(m_{sat} - m_{sec})}{(m_{sat} - m_{sub})} \times 100 \quad (3.6)$$

$$\text{Absorção d'água (\%)} \quad \alpha_a = \frac{(m_{sat} - m_{sec})}{m_{sec}} \times 100 \quad (3.7)$$

### 3.2.2.3 Propagação de ondas

Os métodos de propagação de ondas correspondem aos testes não-destrutivos mais utilizadas na caracterização de materiais naturais (rochas) ou confeccionados artificialmente (concreto). Estes métodos baseiam-se na geração, transmissão e recepção de ondas geradas por pulsos eletromagnéticos (ISRM, 2014) ou por excitação por meio de um golpe.

A propagação de onda pode ser considerada a transferência ou passagem de solicitação energética por um meio (ERINGEN, 1980; JAEGER *et al.* 2007). As velocidades de propagação das ondas dependem diretamente do meio a ser atravessado, extremamente dependente das características microestruturais.

Dentro os equipamentos mais utilizados na Mecânica das rochas, destacam-se o método de velocidade do som gerado por pulsos ultrassônicos e a técnica de excitação por impulso.

#### 3.2.2.3.1 Ensaio Ultrassônico

Os procedimentos de medição ultrassônica das ondas P foram baseados nas normas D2845 (ASTM, 2008), ISRM (1978a) e ISRM (2014). A configuração básica de transdutores foi a transmissão direta da TAC, conforme explanado no item 2.6.2.2.1.

O equipamento de medição utilizado foi o Pundit Lab da Proceq, com par de transdutores Vp de 54 kHz (Figura 3.17), disponibilizado pelo Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas EESC-USP. Esse portátil equipamento consiste em uma fonte registradora dos dados onde estão inseridos o vibrador, cronômetro, osciloscópio, termômetro, memória e interface digital para obtenção dos dados. Permite ainda a conexão via interface USB a um computador, possibilitando a configuração das medições além da gravação e exportação em tempo real por meio do programa Punditlink®.

A cada início de ensaio, realizava-se a calibração dos transdutores por meio de bastão de calibração em uma base regular, que possuía um tempo de propagação de onda gabaritado em 25,4  $\mu$ s. Para o acoplamento entre os transdutores e o bastão de calibração/amostras, utilizava-se gel condutor para ultrassom Mercur em ambas extremidades.



Figura 3.17 – Disposição do equipamento Proceq Pundit Lab: fonte registradora, par de transdutores, bastão de calibração, gel de acoplamento, cabo USP conectado ao laptop

A partir da utilização simultânea do programa e o equipamento, convencionou-se uma sequência de 30 medidas de pulsos ultrassônicos a cada ativação de leitura. Para cada CP, foram executados 5 registros, num total de 150 medições. As leituras correspondiam ao tempo de propagação da onda pelo corpo de prova, dado em  $\mu$ s. Em cada registro, realizava-se o novo acoplamento do transdutor, afim de verificar diferenças de leituras em razão de inconformidades de interface entre a amostra e o transdutor. Não foram registradas diferenças significativa (1 a 3  $\mu$ s). O tempo para cada CP foi obtido por meio da média das medições.

Todas as medidas eram exportadas para o software Excel, onde eram calculadas  $V_p$  (Eq. 2.4) e o  $E_d$  (Eq. 2.3). O procedimento de obtenção do comprimento do corpo de prova e a massa específica será explanado no item 3.3.2.

Foram realizadas um total de 28.800 medições, dispostas ao longo das 9 fases dos ensaios de degradação hidromecânica (20 CPs) e anterior à realização dos ensaios de resistência a compressão simples (12 CPs).

### **3.2.2.3.2 Excitação por Impulso**

Como explanado no item 2.6.2.2.2, no método de excitação por impulso os módulos elásticos são calculados a partir do som emitido pelo corpo de prova ao sofrer uma pequena pancada mecânica. O som ou a resposta acústica são compostos pelas frequências naturais de vibração do corpo que são proporcionais aos módulos elásticos. Os procedimentos de medição e cálculo foram baseados nas normas E1876 (ASTM, 2009), C215 (ASTM, 2014) e no manual ATCP (2015).

A medição da resposta acústica foi realizada a partir do sistema Sonelastic, desenvolvido pela empresa ATCP Engenharia Física, disponibilizado pelo Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas EESC-USP. A configuração do sistema consiste em um software, um captador acústico (microfone e pedestal), um suporte para as amostras vibrarem livremente e um pulsador manual (Figura 3.18a).

Com o corpo de prova cilíndrico repousado a uma distância de  $0,224A$  sob os cabos de aço firmemente presos ao suporte (Figura 3.18b), o microfone posicionado longitudinalmente próximo a uma das extremidades do corpo de prova, impacta-se o pulsador manual na extremidade inversa ao microfone, gerando assim a leitura do modo vibracional longitudinal. O microfone, ligado ao computador via USB, capta as amplitudes no domínio do tempo que são transformadas por meio do software ATCP Sonelastic® em um gráfico de frequências naturais ( $f_N$ ) e amplitudes máximas ( $V_{pp}$ ). O  $E_{dL}$ , ou nesse trabalho denominado  $E_{ds}$ , em razão do nome do sistema, é calculado a partir da frequência de maior amplitude, conforme observado na Figura 2.27, a partir da Eq. 2.5.

Para cada CP ensaiado, foram realizadas 5 medições. Com isso, certificou-se do correto posicionamento do corpo de prova no fio-suporte e possíveis oscilações dos valores de frequência natural em razão de mudanças no impacto do pulsador

manual, às quais foram nulas ou pouco significativas, estando dentro do intervalo de precisão do software de 100 Hz. Menciona-se também que a variação do posicionamento do microfone entre extremidades não modificou o valor final da frequência. O valor da frequência natural de cada CP foi obtido a partir da média das 5 medidas.

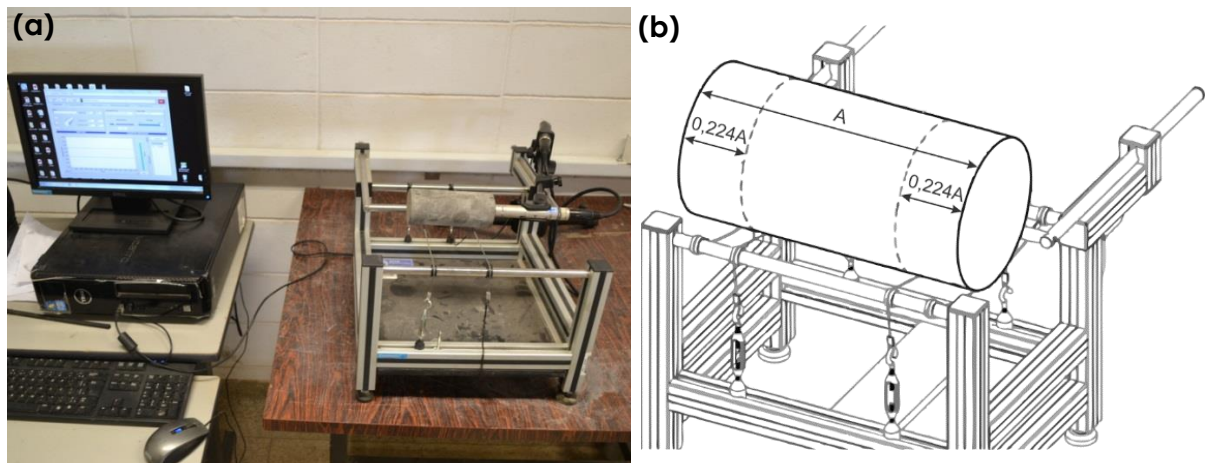


Figura 3.18 – (a) Disposição dos equipamentos do sistema Sonelastic; (b) posicionamento do corpo de prova em relação aos fios-suportes (modificado de ATCP, 2015)

No total, realizaram-se 935 medições, entre amostras dos ensaios de degradação hidromecânica e anterior aos de RCU com determinação de constantes elásticas estáticas.

### 3.2.3 Físico-Mecânica

#### 3.2.3.1 Resistência à Compressão Uniaxial

É uma das propriedades mais requisitadas nos projetos de engenharia em rocha, sendo que muitos autores o consideram como um ensaio índice. Este ensaio visa a obtenção do valor da resistência à compressão uniaxial, isoladamente ou associado à determinação das constantes elásticas que são o  $E_s$  e o  $\nu_s$ . As normas deste ensaio são a D7012 (ASTM, 2014) e a D4543 (ASTM, 2008), sendo que, a segunda norma, apresenta as diretrizes de confecção dos CPs já mencionadas nos itens 2.6.1, 3.1.3 e 3.1.4.

Para realização do ensaio de RCU utilizou-se prensa servocontrolada MTS Modelo 815 para a aplicação da carga e registro das deformações axial e radial (Figura 3.19a). A taxa de carregamento estipulada foi de 6 kN/min, a fim de que os



CPs rompessem em um intervalo de tempo de 2 a 15min, conforme regulamentada a norma. Essa taxa foi primeiramente verificada a partir de amostra teste.

As deformações axiais e radiais foram obtidas por meio de *strain gauges* manufaturados pela empresa Excel Sensores Ltda, sendo esses bidirecionais modelo PA-06-250TG-120-L, cuja resistência é de 120 ohms, dimensões de grade de 6mm x 6mm e F.S. 2,04. Os extensômetros foram colados com cola a base de cianoacrilato, aos pares e em oposição, a meia altura do CP (Figura 3.19b). Visando manter a umidade dos corpos de prova, anterior à colagem dos extensômetros todos eram mantidos embalados em filme de PVC e dentro de recipiente hermeticamente isolado (dessecadores). Após a colagem, eram mantidos apenas dentro dos recipientes (mínimo de 1 hora anterior à ruptura) e retirados apenas para a soldagem da fiação ao sistema de aquisição (Figura 3.19c).

Os ensaios de RCU com a determinação das constantes elásticas foram efetuados em 11 amostras denominadas "CP" (Figura 3.19d,e), em condições naturais ( $w_{nat}$ ). Além desses, realizaram-se também ensaios RCU em 19 amostras (1 amostra rompeu-se com o manuseio) denominadas "DH", ao final dos ciclos de degradação hidromecânica.

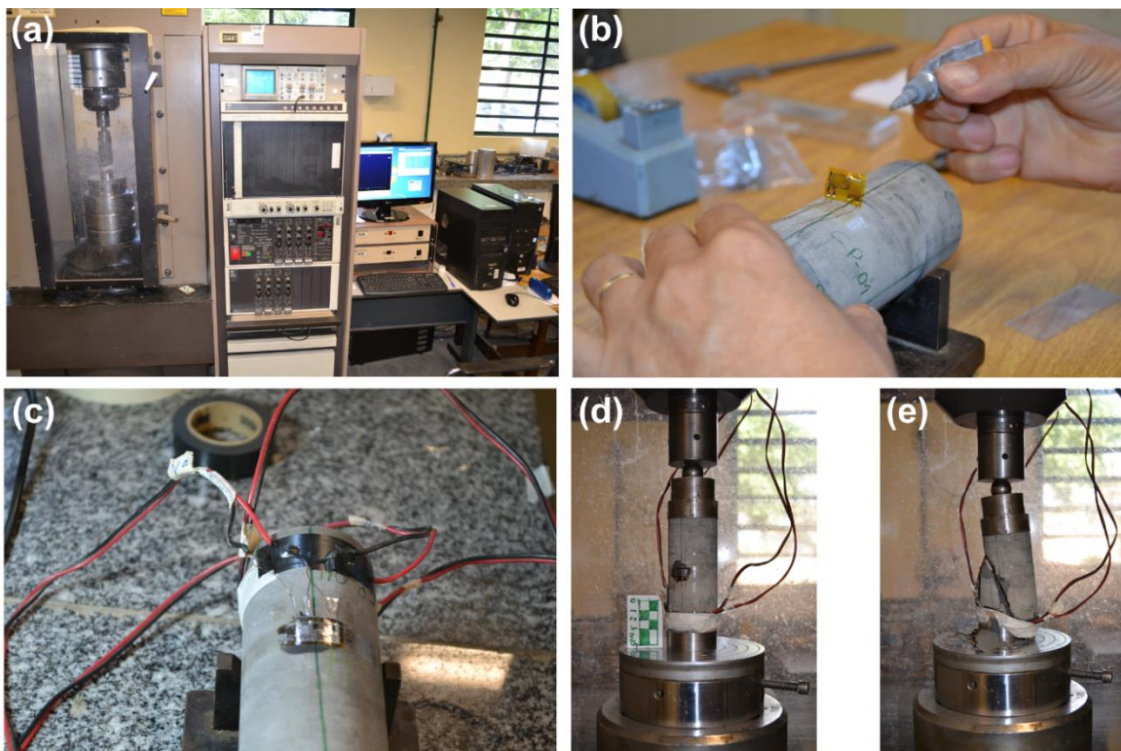


Figura 3.19 – (a) Prensa servocontrolada MTS 815; (b) colagem de extensômetros; (c) soldagem de fiação da instrumentação; aspectos do CP ao início (d) e final (e) dos ensaios de RCU com determinação de constantes elásticas

### 3.2.3.2 Compressão Puntiforme

É considerado um teste índice para a classificação da resistência de materiais rochosos e pode ser correlacionado com outros tipos de ensaios com a mesma finalidade, como, por exemplo, a resistência à compressão simples. O equipamento de teste é simples e de baixo custo. O teste pode ser realizado em corpos de prova provenientes de sondagens rotativas (diametrais ou axiais), blocos cortados ou amostras irregulares. A amostra é rompida pela aplicação de uma carga concentrada a partir de duas ponteiros cônicas, como se verifica na Figura 3.20. As normas adotadas para ensaio foram a D5731 (ASTM, 2008) e (ISRM, 1985).



Figura 3.20 – Equipamento de ensaio de compressão puntiforme

Em se tratando de rochas brandas, a opinião dos autores em relação à utilização do ensaio de carga pontual é desfavorável. Hoek (1977), afirmou que não se pode utilizar esse tipo de ensaio para rochas brandas, Meigh e Wolski (1979) colocaram que deve ser utilizado para materiais acima de 10 MPa e já Koshima (1982) expôs o abandono do ensaio na tentativa de caracterizar os arenitos brandos da Formação Bauru. Hawkins e Pinches (1992) não recomendaram a utilização do ensaio índice em rochas silto-argilosas com resistência inferior a 25 MPa, devido à penetração das ponteiros cônicas na amostra, diminuindo a confiabilidade dos resultados obtidos.

Assim mesmo, foram realizados ensaios de carga puntiforme axiais em 34 fragmentos cilíndricos provenientes de amostras extraídas que não apresentavam os

requisitos dos ensaios de RCU. Essas amostras foram cortadas utilizando a serra diamantada da laminadora e não passaram por mais nenhum tratamento de aplainamento das extremidades. As medidas de diâmetro e altura foram obtidas a partir de 4 leituras com paquímetro de precisão 0,02mm, obedecendo a razão A/D apresentada na Tabela 3.1. Todas as amostras foram identificadas, protegidas com filme de PVC e armazenadas em dessecador até a realização do ensaio. As alturas das amostras variaram entre 22,20 a 31,20 mm.

O equipamento utilizado possuía manômetro com precisão de 1 kgf/cm<sup>2</sup>. As fórmulas utilizadas são apresentadas nas normas supracitadas, sendo o D (distância do eixo da amostra colocada entre as ponteiros) reduzido em 25% (D'), em razão do afundamento médio da ponteira nas amostras.

### **3.2.4 Alteração Laboratorial**

A durabilidade está associada ao conceito de desagregabilidade, fenômeno que enfraquece e desintegra a estrutura do material rochoso em pequenos fragmentos, devido a variação do teor em água como resultado de ciclos de secagem e umedecimento. Campos (1981) traduz o termo durabilidade no contexto da engenharia como a resistência da rocha ao enfraquecimento e desintegração no decorrer do tempo, isto é, a resistência ao intemperismo.

É comum a realização de dois tipos de ensaios: os ciclos de imersão em água e secagem em estufa e o chamado "slake durability test" (desgaste em meio aquoso).

#### **3.2.4.1 Ciclos de imersão e secagem**

Consiste em uma informação de natureza qualitativa, onde observa-se as modificações dos corpos de prova durante um determinado período de tempo ao longo de vários ciclos. A esse método, pode-se ainda proceder com a pesagem após cada ciclo, passados na peneira com abertura de 19mm, obtendo-se a porcentagem da perda de fragmentos. Campos (1989) executa o ensaio em 20 ciclos, com a duração de 48 horas (24 horas em imersão e 24 horas em estufa) e mensura a porcentagem de perda por amostras.



Nesse trabalho, foram realizadas duas metodologias de ensaio. A primeira foi adaptada da extinta norma NBR 12696 (ABNT, 1992), visando compreender além da desagregação ao longo dos ciclos, o comportamento do pH e da condutividade elétrica (CE) da água ao final da submersão. Foram realizados um total de 10 ciclos, com metodologia descrita abaixo:

- Separação, redução e limpeza com pincel de fragmentos rochosos constituídos por 50 partículas passantes na peneira 76mm e retidos na de 19mm. Amostras armazenadas em 3 recipientes de vidro, tarados. Registro fotográfico dos fragmentos (Figura 3.21a);
- Secagem da amostra ( $24 \pm 2$  horas) até constância de massa em estufa a  $105^\circ \text{C} \pm 5^\circ \text{C}$ . Pesagem inicial ( $m_{\text{sec}}$ , registro fotográfico e avaliação da condição dos fragmentos);
- Preparação de água deionizada para submersão com pH próximo a 7,0 utilizando-se cloreto de potássio (KCl). Verificação de CE e pH da água deionizada por meio de condutivímetro e potenciômetro de bancada (ver item 3.2.5.2)
- Submersão de fragmentos em 1 L de água deionizada com pH calibrado por 24 horas, em ambiente com temperatura controlada ( $22^\circ \text{C}$ ) com recipiente protegido com filme de PVC. Início do 1º ciclo;
- Após a submersão, amostragem da água por meio de pipeta graduada e procedimentos de leitura de pH e CE;
- Sucção da água dos três recipientes por meio de bomba a vácuo (Figura 3.21b);
- Secagem da amostra ( $24 \pm 2$  horas) até constância de massa em estufa a  $105^\circ \text{C} \pm 5^\circ$ , posterior pesagem ( $m_1$ ), fotografia e avaliação da condição dos fragmentos. Fim do 1º ciclo;
- Continuidade do processo até o 10º ciclo.

A segunda metodologia consistiu em utilizar 1,5 Kg de fragmentos de tamanhos variados de siltito e dividi-los em 3 recipientes (Figura 3.22a), imergi-los em 1L de água deionizada por 24 horas e secá-los de três modos: a uma temperatura de  $\pm 40^\circ \text{C}$  (em cima da estufa), em estufa a  $\pm 60^\circ$  e  $\pm 110^\circ \text{C}$  (Figura 3.22b,c). Foram realizados 3 ciclos de imersão e secagem das amostras, sendo que para cada temperatura os tempos de secagem foram de 13 ( $40^\circ \text{C}$ ), 7 ( $60^\circ \text{C}$ ) e 3 ( $110^\circ \text{C}$ ) dias.

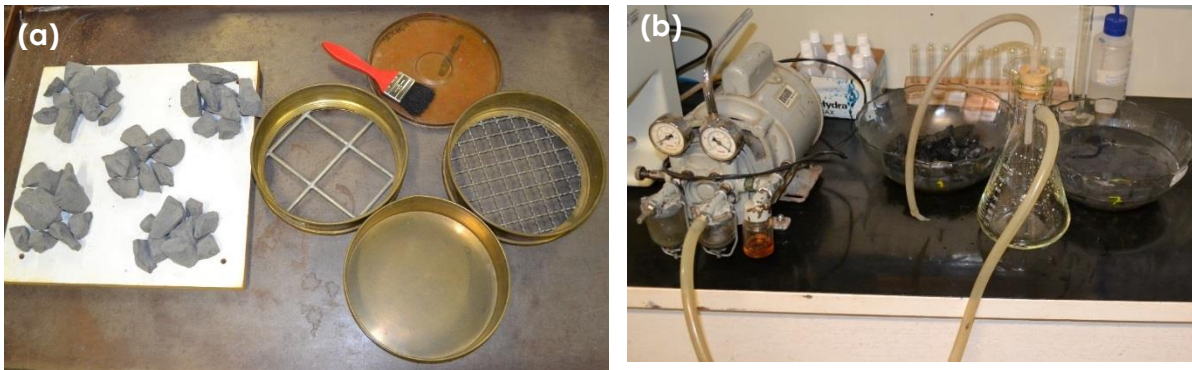


Figura 3.21 – (a) preparação de 50 fragmentos; (b) retirada da água deionizada dos recipientes por meio de bomba de sucção



Figura 3.22 – (a) imersão das amostras em água deionizada; (b) aspecto das amostras na primeira secagem a 110°C; (c) detalhe de (b), mostrando a cristalização de sais(?), amostras com forte cheiro de sulfeto

#### 3.2.4.2 Desgaste em meio aquoso

O desgaste em meio aquoso (Figura 3.23) é descrito nas recomendações das normas ISRM (1977b) e D4644 (ASTM, 2008). Consiste em submeter amostras de rocha à abrasão em presença de água acompanhada de secagem em estufa. Uma amostra de fragmentos de rocha secos em estufa é girada em um recipiente de teste com malha de peneira padrão, e ao mesmo tempo parcialmente imersos em água. A durabilidade é medida através da relação percentual entre o peso seco final e o inicial da amostra dentro do tambor.

Algumas adaptações foram feitas ao ensaio. A quantidade dos ciclos de desgaste passou de 2 para 10 ciclos, sendo a amostra retirada a cada 2 ciclos para

registro fotográfico. Em razão da existência de equipamento com 4 tambores, foram particionadas 4 grupos de fragmentos equidimensionais conforme se estipula na norma, denominada SDT-01 a SDT-04.



Figura 3.23 – Equipamento de desgaste em meio aquoso a partir de 4 tambores normalizados

### 3.2.5 Físico-Química

#### 3.2.5.1 Teste de adsorção do azul de metileno

Por meio desse método, foram determinadas a capacidade de troca catiônica (CTC) e o índice de adsorção de azul de metileno ( $V_b$ ), descritos por Pejon (1992,2000).

Esse método torna possível a associação do valor da adsorção do azul de metileno com a mineralogia das argilas. Em geral, os ensaios são realizados pelo método da mancha utilizando um papel filtro, expedito e de técnica mais simples.

O azul de metileno ou cloridrato de metilamina é um corante orgânico, que apresenta composição  $C_{16}H_{18}N_3SCl \cdot 3H_2O$ . Em solução aquosa, o azul de metileno se apresenta dissociado em ânions cloreto e cátions azul de metileno. O corante substitui cátions adsorvidos no solo e, assim, a quantidade de corante necessária para realizar a substituição completa mede diretamente a CTC (PEJON, 1992).

A CTC (meq/100g) foi determinada de acordo com a equação abaixo.

$$CTC = \frac{V_{\text{azul}} \cdot C \cdot 100}{M} \quad (3.8)$$

onde  $V_{\text{azul}}$  corresponde ao volume da solução de azul de metileno (ml),  $C$  a concentração da solução e  $M$  a massa de solo seco (g). Já o  $V_b$  foi calculado da seguinte maneira:

$$V_b = \frac{1,5 \cdot 100 \cdot V_{\text{azul}}}{M \cdot 1000} \quad (3.9)$$

Foram realizados ensaios de azul de metileno em amostras de solo residual e pó de rocha, a segunda proveniente do resíduo aspirado do processo de extração de amostras cilíndricas. Além de amostras em condição natural, foram testadas amostras após o aquecimento em estufa (110°C).

### 3.2.5.2 pH e CE

A determinação da acidez ativa baseia-se na atividade hidrogeniônica da suspensão solo-água ou solo solução salina. Os procedimentos foram realizados baseando-se no Manual de Laboratório de Solos e Água da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (NOGUEIRA; SOUZA, 2005).

Quando com amostras sólidas, o procedimento consistiu em colocar em um tubo de ensaio uma proporção de 1g de material seco para 2,5 ml de água deionizada (aproximadamente 4g de material), mistura em mesa agitadora por 5 minutos e repouso por tempo mínimo de 30 minutos e inferior a 3 horas. O pH foi medido por meio de potenciômetro Digimed (Figura 3.24a).

Em paralelo às determinações da acidez, foram realizadas medições da condutividade elétrica (CE) dos materiais, a partir de condutivímetro de bancada Analyser 650 (Figura 3.24b). Ambos ensaios foram realizados em temperatura controlada de 22°C.

As determinações de pH e CE foram realizadas em amostra de solo, pó de rocha e em soluções. Mais especificamente, as determinações foram efetuadas nos seguintes processos:

- Pipetagem de solução dos ensaios de imersão e secagem de fragmentos de siltitos (10 vezes);
- Em pó de rocha proveniente da extração de CPs cilíndricos em condições naturais e secos em estufa (105 ±5 °C);
- Em amostras de solo em condição natural e aquecidos em estufa;

- Em substâncias esbranquiçadas que se desprenderam da rocha provenientes de ensaio de ciclagem com evaporação total da água deionizada a  $\pm 40^\circ$ ,  $\pm 60^\circ$  e a  $\pm 110^\circ\text{C}$  (Figura 3.13b).

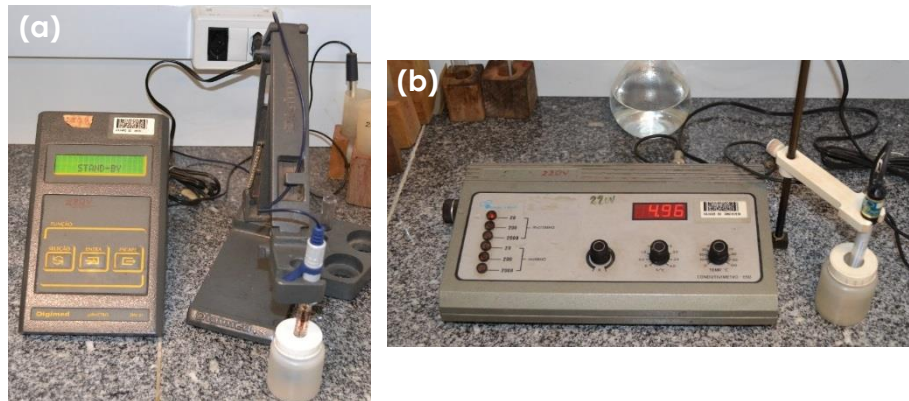


Figura 3.24 – (a) pHmetro Digimed aplicado na determinação do pH; (b) Condutímetro Analyser 650 empregado na determinação da CE

### 3.2.5.3 Matéria orgânica

A determinação da matéria orgânica presente no solo e pó da rocha foi realizada conforme a NBR 13600 (ABNT, 1996). Consiste na queima em mufla, à temperatura de  $440 \pm 5^\circ\text{C}$  do material previamente seco em estufa, à temperatura de 105 a  $110^\circ\text{C}$ . A título de comparação, foram quarteadas 3 amostras de solo e 3 de rocha, colocadas em cadinho de porcelana e mantidas por 12 horas em mufla.

## 3.3 CICLOS DE DEGRADAÇÃO HIDROMECÂNICA

De acordo com o abordado no item 0, a degradação pela variação de umidade em rochas brandas silto-argilosas é um assunto complexo de ser analisado, em razão da interação de vários componentes físico-químicos no meio ambiente. Um tema importante é entender qual é a relação desses dois elementos com o comportamento mecânico, sendo os de maior importância a resistência e o parâmetro elástico E.

A partir das observações em afloramentos, no processo de extração e nos ensaios de alteração, mesmo os siltitos cinzas amostrados em campo (mais resistentes) mostraram-se muito susceptíveis à degradação acelerada em submersão ou simplesmente em contato com água. Dessa maneira, fez-se necessário a

utilização de uma técnica alternativa para evitar o contato direto das amostras com a água em estado líquido, permitindo as análises qualitativa e quantitativa (ensaios não destrutivos) dos parâmetros geomecânicos de uma maneira cíclica, por meio de processos de umedecimento e secagem controlados.

Com esse objetivo, planejou-se a utilização da técnica da variação da umidade relativa do ar, com vista a degradar a rocha de uma maneira menos acelerada em um ambiente hermeticamente isolado. A técnica, ao invés de utilizar soluções salinas com controle de sucção (TORRES, 2011), se utilizaria de água deionizada depositada ao fundo de um recipiente. Durante um determinado intervalo de tempo, essa seria a etapa de umedecimento. Para os ciclos de degradação estarem completos, a diminuição da umidade das amostras dar-se-ia por meio de sílica gel, para o mesmo intervalo de tempo da etapa anterior. E então, entre cada etapa, realizar-se-iam ensaios não destrutivos, visando quantificar a degradação mecânica ao longo do tempo.

### **3.3.1 Desenho e montagem experimental**

Conforme mostrado na 2ª Etapa do fluxograma da Figura 3.1, estabeleceu-se um ensaio piloto de degradação. A partir dele, se verificariam as relações de ganho ou perda em massa alterando-se as condições de umidade relativa do ar. Além disso, objetivava-se entender o comportamento das amostras ao longo de ciclos teste, isto é, se elas se degradariam em poucos instantes aos moldes da submersão e contato direto com água.

O local utilizado para a realização dos ensaios foi uma sala com isolamento térmico (isopor), equipada com ar-condicionado (Figura 3.25a). Essa mesma sala já havia sido utilizada em pesquisas anteriores (GIAMBASTIANI, 2005; PEHOVAZ ALVAREZ, 2009). O ar-condicionado permitiu uma temperatura constante ( $21^{\circ} \pm 0,7^{\circ}\text{C}$ ) ao longo de todo o ensaio.

Como recipiente hermeticamente isolado, utilizaram-se dessecadores com diâmetros de 25cm a 30cm e alturas de 26 cm a 34 cm para cada etapa de umedecimento e secagem (Figura 3.25b,c). A distância da base para a placa de porcelana do interior do dessecador permitiu a colocação de cerca de 1L de água deionizada sem entrar em contato com as amostras, além de sílica gel (2-8mm). O contato entre a tampa e o dessecador foi impermeabilizado com graxa de silicone,



além de envolvido por filme de PVC, evitando-se assim possíveis trocas de umidade com o ambiente.

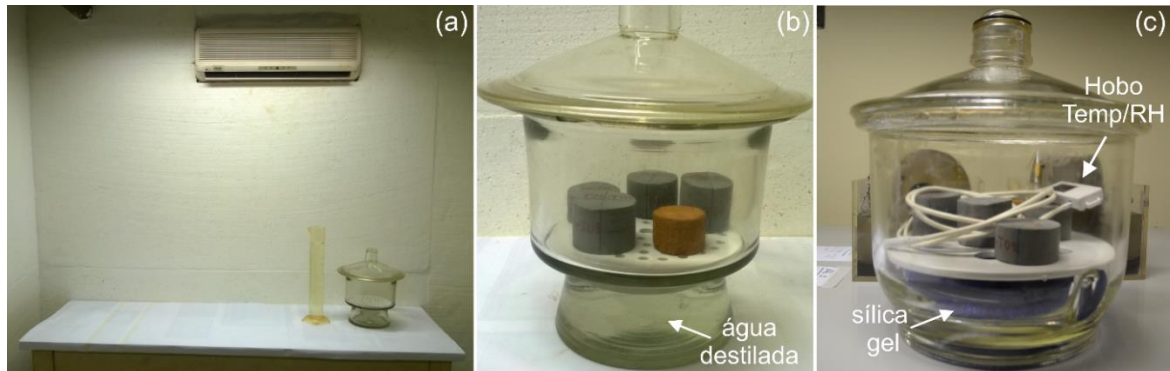


Figura 3.25 – (a) Sala com isolamento térmico, equipada com ar-condicionado; (b) dessecador com amostras piloto, em preparação para a etapa de umedecimento; (c) dessecador em preparação para etapa de secagem

Visando acompanhar a evolução da umidade relativa do ar além da temperatura de dentro do dessecador, utilizou-se registrador automatizado Onset HOBOWare Temp/RH Data Logger (UX100-023) (Figura 3.25c). É equipado com um sensor interno de temperatura e um externo de umidade relativa do ar instalado em cabo com comprimento de 1,83m. O sensor de temperatura possuía faixa de medição entre  $-20^{\circ}$  a  $70^{\circ}\text{C}$ , resolução de  $0,024^{\circ}\text{C}$  e precisão de  $\pm 0,21^{\circ}\text{C}$ . O sensor de UR lia uma faixa de 1 a 100%, resolução de 0,05% e precisão de  $\pm 2,5\%$  de 10 a 90% de UR e de  $\pm 3,5\%$  nos valores extremos. Tem capacidade de 84.650 medições, com conexão USB. Os dados eram exportados utilizando o programa HOBOWare®. A partir dele, testou-se também as variações de temperatura e umidade relativa do ar da sala. As variações de temperatura foram mínimas, causadas apenas com longos períodos de abertura da porta. Já em relação a UR, notou-se intensa variação (10 a 20%) causada com os pulsos do ar-condicionado, que acionava automaticamente em resposta ao termostato interno, além de variações em relação ao período noturno/diurno (de até 30%).

Foram 5 as amostras teste submetidas aos ensaios piloto (Figura 3.25b). Quatro delas correspondiam aos cilindros de siltito (PM-T01 a T04) obtidos por meio da extração à seco com ar-comprimado, às quais, como mencionado anteriormente, não atingiram as relações A:D necessárias. Esses corpos de prova foram cortados por meio da serra laminadora e polidos com lixa 200, a fim de se retirar irregularidades grosseiras ainda presentes. A quinta amostra consistiu em um CP compactado de areia argilosa (ArAg), proveniente de outra pesquisa em andamento. Essa última foi

utilizada visando apenas saber o comportamento de outro material submetido as mesmas condições. As cinco amostras foram medidas por meio de paquímetro Mitutoyo com precisão de 0,02mm, tomando-se 8 mensurações entre extremidades (a cada 45°) e 8 diametrais. As amostras de siltito possuíam altura e diâmetros médios de 3,90cm e 5,62cm, e a de solo compactado 3,42cm (A) e 4,88cm (D). Foram tomadas as massas iniciais das 5 amostras a partir de balança Shimadzu BL3200H, com capacidade máxima de 3200g, mínima de 0,5g e precisão de 0,01g, instalada ao lado do dessecador.

A metodologia de acompanhamento do ensaio consistiu em registro fotográfico inicial, pesagem, medição, calibração do registrador de temperatura/UR, preparação do dessecador (água deionizada ou sílica gel), colocação das amostras e do registrador e selamento da tampa do dessecador. A cada abertura do dessecador, o procedimento era realizado novamente, salvo quando da mudança de etapa (umedecimento para secagem e vice-versa), onde trocava-se o dessecador, além de se aquecer a sílica gel em estufa, afim de eliminar a umidade absorvida em ciclo anterior.

### 3.3.1.1 Ensaio e Resultados

O ensaio piloto totalizou 69 dias, distribuídos ao longo de 2 ciclos com 1 etapa de umedecimento/secagem cada, entre os dias 18/12/2014 a 25/02/2015. Como se tratava de um ensaio teste, foram efetuados intervalos duradouros sem a abertura dos dessecadores, assim como períodos mais curtos de no mínimo 1 dia. Um esquema da distribuição dos dias de realização do ensaio é apresentado na Figura 3.26.

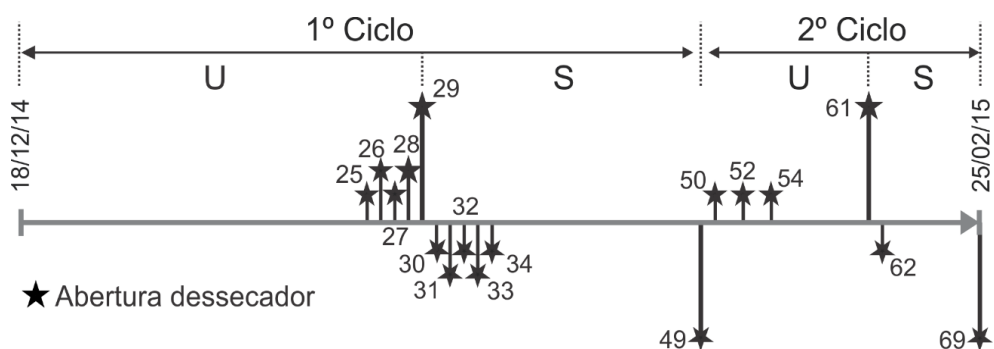


Figura 3.26 – Cronograma de realização dos ensaios piloto, totalizando 69 dias

Como comentado anteriormente, com a abertura, cada amostra era medida, pesada e fotografada. A Figura 3.27 mostra a variação da massa dos CPs



ocasionada pelo ganho ou perda de água ( $m_w$ ) em relação a massa inicial. Os ciclos são facilmente reconhecidos em razão do aumento (umedecimento) ou diminuição (secagem), solucionando-se as incertezas sobre a retenção e perda de água através do vapor de água e a sílica gel. As amostras de silito, apresentaram uma variação máxima positiva em relação à massa inicial de 1,9% (PM-T02), e negativa de -2,6% (PM-T01). Percebeu-se a eficiência em retenção de água da sílica gel, que, a cada abertura de dessecador, era trocada por sílica seca em estufa. Destaca-se ainda que, ao final do 1º ciclo de secagem, as amostras muito provavelmente chegaram ao seu limite de fuga de umidade, dado que a sílica gel ainda se apresentava azul (seca).

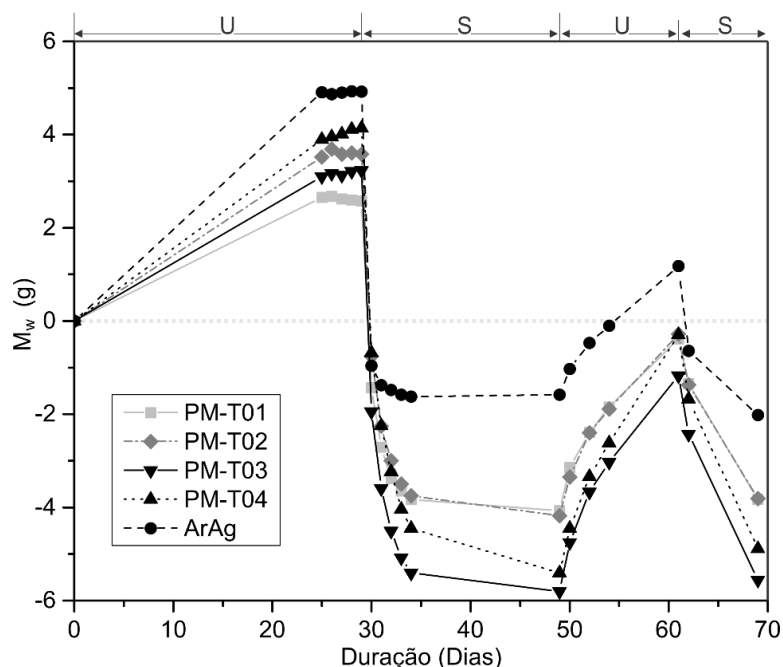


Figura 3.27 – Comportamento da  $m_w$  ao longo das etapas de umedecimento e secagem

A umidade relativa do ar, monitorada por meio do registrador automatizado, seguiu exatamente a mesma tendência em relação a presença de água ou sílica gel, com UR chegando próximo ao 100% no caso da etapa de umidade (1º ciclo) e menor a 20% na etapa de secagem (2º ciclo). Os gráficos da Figura 3.28 apresentam essa tendência, além de mostrar a mínima variação de temperatura causada no dessecador, mais pronunciada no ambiente seco.

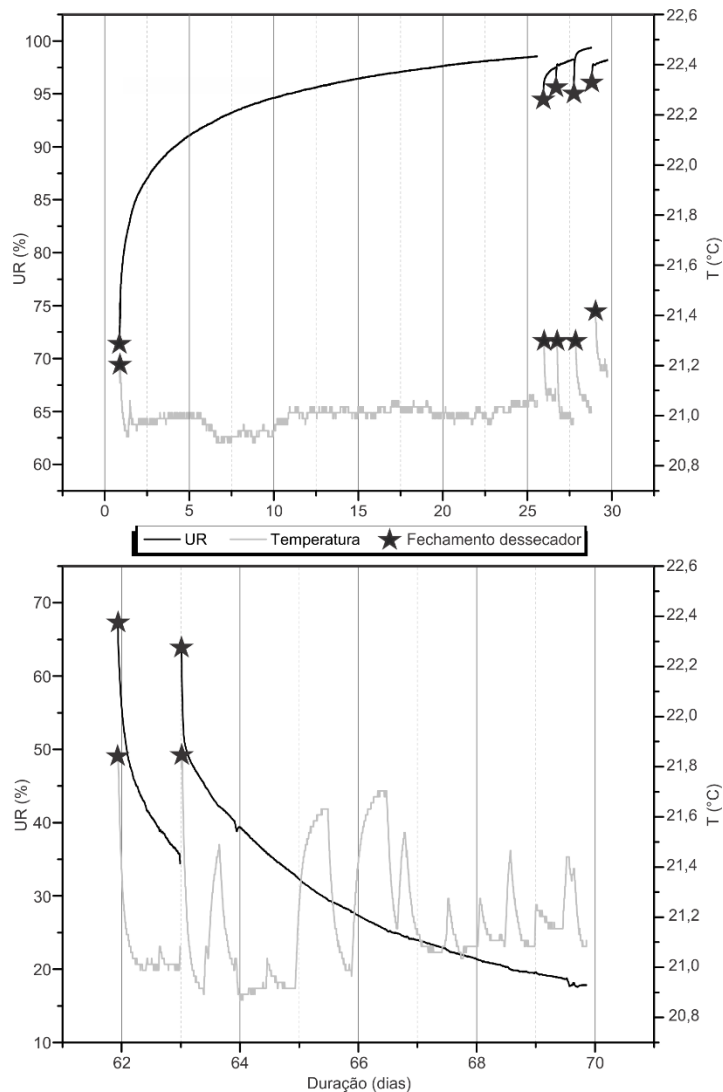


Figura 3.28 – Variação de T e UR em relação ao 1º ciclo de umedecimento e o 2º ciclo de secagem

A partir do acompanhamento fotográfico ao final de cada etapa, foi evidenciado o aparecimento de fissuras, conforme mostrado na amostra PM-T04, apresentada na Figura 3.29. Nas três primeiras etapas, identificaram-se variações no diâmetro e altura das amostras, que se elevavam após o umedecimento e retraíam com a secagem. Na última, houve um aumento em volume, provavelmente causado por expansão em razão do fissuramento. Não obstante, sabendo-se das imprecisões que podem ser causadas com as medições com paquímetro (0,02mm), além da falta de um perfeito paralelismo do topo e base e imperfeições nas laterais causadas durante o processo de extração, não foi possível estabelecer maiores conclusões sobre possível expansibilidade das 4 amostras.

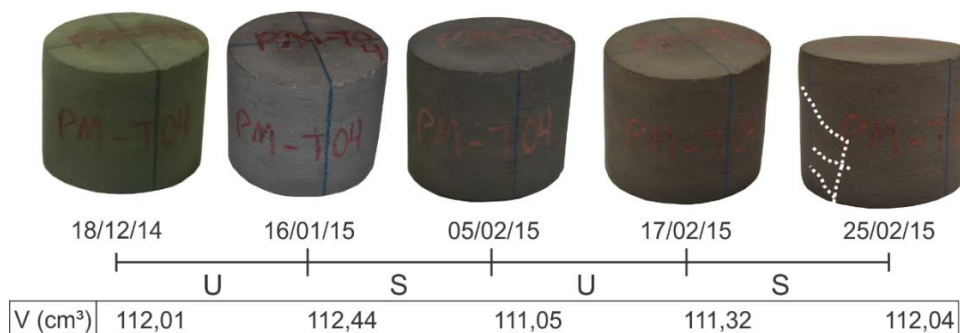


Figura 3.29 – Registro fotográfico da amostra PM-T04, indicando fissuramento ao final da etapa de secagem do 2º ciclo, demonstrado também pelo aumento do volume (cm<sup>3</sup>)

### 3.3.2 Metodologia e Organograma de ensaios

Por meio da fase teste, programaram-se os ensaios de degradação hidromecânica com 20 CPs, na sala com isolamento térmico (Figura 3.30a). Em razão do número e de suas dimensões (Figura 3.10), confeccionou-se a partir de 2 caixas plásticas de dimensão 63,5 x 45,3 x 19,8 cm, grandes dessecadores, cada um comportando 10 amostras (Figura 3.30b). Visando tornar as paredes e tampas dos vasilhames impermeáveis, aplicou-se fina camada de silicone em spray, além de isolamento da tampa a partir de filetes de bloco de espuma (aderidos com cola) e fechos. A cada etapa, os dessecadores eram envoltos com filme de PVC.

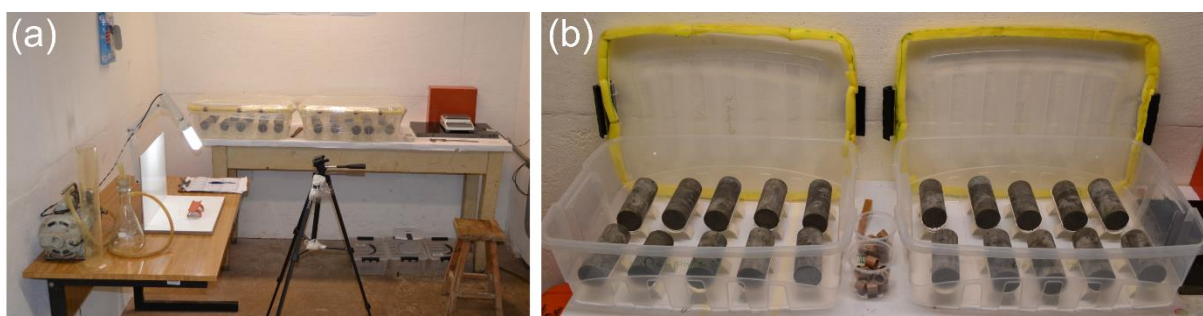


Figura 3.30 – (a) configuração da sala de realização dos ensaios de degradação: dessecadores, balança e painel para registro fotográfico; (b) configuração das vasilhas de plástico para realização dos ensaios

Dentro dos dessecadores, os CPs eram acomodados em pequenas camas, elevadas a partir de pedestais, ambos confeccionadas com canos de PVC. Afim de diminuir o isolamento de parte da amostra, efetuaram-se furos ao longo das camas e pedestais.

Em etapas de secagem, cada dessecador continha cerca de 1 kg de sílica gel, que era reaproveitada de um ciclo para o outro a partir do aquecimento em

estufa a 110°C (Figura 3.31a). Em umedecimentos, introduzia-se aproximadamente 5 litros de água deionizada em cada caixa, volume esse que não permitia o contato com as amostras (Figura 3.31b).

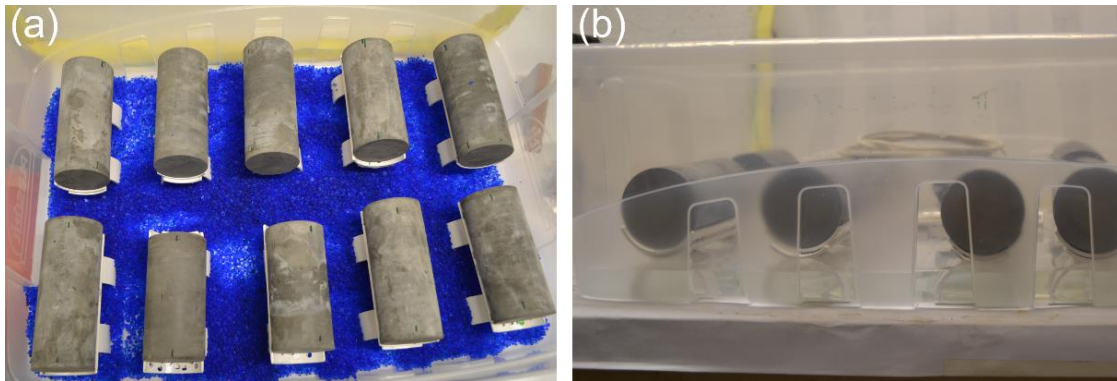


Figura 3.31 – Aspecto dos dessecadores em presença de sílica gel (a) e com fina lâmina de água deionizada (b)

Como a finalidade da degradação era provocar alterações do teor de umidade das amostras, não necessariamente a partir de umidades fixas, convencionou-se a duração de 7 dias para cada etapa de ciclagem, ao longo de 4 ciclos (56 dias). No sétimo dia, as amostras eram pesadas, medidas, fotografadas e levadas ao laboratório de ensaios não destrutivos do Departamento de Estruturas, com o objetivo de serem ensaiadas por meio do ultrassom (item 3.2.2.3.1) e do sistema Sonelastic (item 3.2.2.3.2). As medições e pesagens seguiam a mesma metodologia mencionada nos ensaios testes. As amostras eram transportadas por meio de caixas plásticas menores e lacradas com filme de PVC, evitando-se ao máximo longas exposições. Anterior ao início de nova etapa de ciclagem, as amostras eram novamente pesadas, afim de se verificar oscilações de massa causadas pela exposição.

A UR e a temperatura foram monitoradas ao longo de todos os ciclos por meio do registrador automatizado, localizado em um dos dessecadores. Além disso, medidas comparativas de temperatura e UR eram feitas por meio de higrômetro e termômetro analógicos, instalados dentro do mesmo dessecador. Ao final dos quatro ciclos de degradação, todas as amostras foram involucradas com filme de PVC, sendo posteriormente rompidas por meio de ensaios de RCU.

Na Figura 3.32 apresenta-se o cronograma de realização dos ensaios.

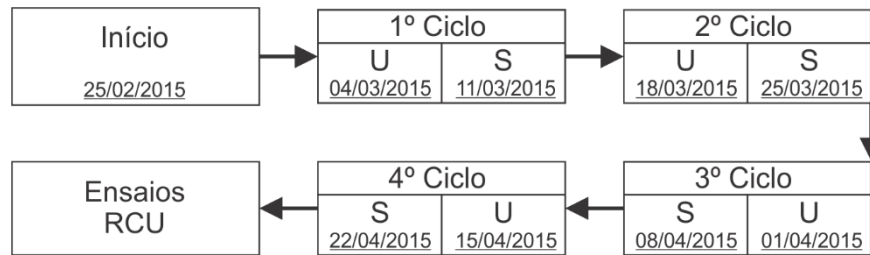


Figura 3.32 - Cronograma de realização dos ensaios de Degradação Hidromecânica

Apenas uma das amostras não foi analisada até o final do processo de degradação. Em razão do manuseio e o aparecimento de fissura que traspassava todo o CP, a amostra DH-13 rompeu-se durante a realização do ensaio de ultrassom, na etapa de secagem do 2º ciclo.

### 3.4 ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Com os valores obtidos de  $\sigma_U$ ,  $E_S$  e  $v$  provenientes dos ensaios de RCU nas 11 amostras testadas (uma dentre as doze amostras iniciais foi descartada), valores de  $Ed_U$  e  $Ed_S$  para as 19 amostras ao longo dos ciclos (uma dentre as vinte amostras iniciais foi descartada) e os 19 valores de  $\sigma_U$  ao final dos ensaios de degradação, utilizou-se a análise de variância (ANOVA) objetivando investigar:

- i) A influência dos fatores individuais número de ciclos (NC) de intemperismo [C1; C2; C3; C4] e teor de umidade ( $w$ ) (seco [se]; úmido [um]), assim como da interação entre ambos (NC $\times$ w), nos valores dos módulos de elasticidade  $Ed_U$  e  $Ed_S$ . Para tanto, um planejamento fatorial completo do tipo  $2^4$  foi delineado, que forneceu 8 tratamentos distintos (Tabela 3.2), gerados da combinação dos níveis dos dois fatores. Para este planejamento foram utilizadas 19 das vinte amostras fabricadas, assim como comentado anteriormente. Além de se investigar a influência destes dois fatores nos valores de rigidez dos corpos de prova, como forma de analisar as variações dimensionais das amostras, o mesmo planejamento foi utilizado para avaliar a influência do número de ciclos de intemperismo e dos teores de umidade por ciclo nas alturas ( $h$ ), nos diâmetros ( $d$ ) e nos volumes ( $V$ ) das amostras, sendo utilizadas também 19 amostras.

Para este e também nos demais itens, a ANOVA foi considerada ao nível de 5% de significância ( $\alpha$ ), consistindo na equivalência das médias como hipótese nula ( $H_0$ ) e na não equivalência (ao menos de duas) como hipótese alternativa ( $H_1$ ). Dessa forma, se o P-valor (probabilidade [P]) de se aceitar a hipótese nula [ $H_0$ ] é

superior ao nível de significância (0,05) isso implica em aceitar H0 (as médias dos tratamentos investigados são equivalentes), e se menor ( $P\text{-valor} < 0,05$ ), em refutar H0 ou aceitar H1 (pelo menos uma das médias se difere de forma significativa das demais).

Tabela 3.2 - Tratamentos do planejamento fatorial completo

Tratamentos (Tr)	Fatores	
	NC	w
Tr1	C1	um
Tr2	C1	se
Tr3	C2	um
Tr4	C2	se
Tr5	C3	um
Tr6	C3	se
Tr7	C4	um
Tr8	C4	se

Para validação da ANOVA foi necessário avaliar a normalidade, homogeneidade e independência dos resíduos por propriedade investigada (MONTGOMERY, 2005). A normalidade, homogeneidade e independência dos resíduos foram avaliadas com o uso dos testes de Anderson-Darling [AD], Bartlett [Bt] e gráficos de resíduos  $\times$  ordem (análise visual - Apêndice), respectivamente. Pela formulação dos testes de AD e Bt, avaliados também ao nível de 5% de significância, P-valor superior a 5% implica que os resíduos apresentam distribuição normal por variável-resposta, e que as variâncias dos resíduos dos tratamentos são equivalentes, validando assim o modelo da ANOVA. Quando a distribuição dos resíduos por propriedade não apresentou normalidade utilizou-se a transformada de Johnson.

Considerados significativos os fatores (individualmente) por propriedade pela ANOVA, na sequência utilizou-se de gráficos de efeitos principais (análise visual) e, posteriormente, do teste de comparações múltiplas de Tukey (teste de contraste), possibilitando agrupar os níveis do fator investigado. No teste de Tukey, as médias, em ordem decrescente, são identificadas pelas letras A, B, C... do alfabeto, sendo A a maior média, B a segunda maior média e assim sucessivamente. Ressalta-se que níveis do fator investigado com letras iguais apresentam médias estatisticamente equivalentes.

Considerada significativa a interação dos fatores por resposta pela ANOVA, na sequência foram plotados gráficos de interação entre fatores como forma de auxiliar na interpretação dos efeitos de interação. Para este item, assim como

também para com os demais, as análises estatísticas foram desenvolvidas com o uso do software Minitab® versão 14.

- ii)** Dos valores obtidos de  $E_s$ ,  $\sigma_U$  e  $v$  das onze amostras testadas por RCU, e dos valores de  $E_{dU}$  e  $E_{dS}$  obtidos das dezenove outras amostras não cicladas (módulos de elasticidade obtidos antes do processo de intemperismo), avaliar, com o uso dos modelos de regressão linear (Li); exponencial (Exp), logarítmico (Log) e geométrico (Geo), fundamentados na análise de variância, também considerada ao nível de 5% de significância, a possibilidade de estimar: a)  $\sigma_U = f(E_s)$ ; b)  $\sigma_U = f(v)$ ; c)  $E_s = f(E_{dS})$ ; d)  $E_s = f(E_{dU})$ ; e)  $\sigma_U = f(E_{dS})$ ; f)  $\sigma_U = f(E_{dU})$ ; g)  $v = f(E_{dS})$  e h)  $v = f(E_{dU})$ .

Os modelos de regressão avaliados, ambos a dois parâmetros, são apresentados nas Equações de 3.10 a 3.13, sendo X a variável independente (neste caso a resistência à compressão), Y a variável dependente (neste caso os valores de rigidez), e a e b as constantes das funções ajustadas pelo método dos mínimos quadrados.

$$Y = a + b \cdot X \quad [\text{Li}] \quad (3.10)$$

$$Y = a \cdot e^{b \cdot X} \quad [\text{Exp}] \quad (3.11)$$

$$Y = a + b \cdot \ln(X) \quad [\text{Log}] \quad (3.12)$$

$$Y = a \cdot X^b \quad [\text{Geo}] \quad (3.13)$$

Pela ANOVA dos modelos de regressão, a hipótese nula formulada consistiu na não representatividade dos modelos testados ( $H_0: \beta=0$ ), e na representatividade como hipótese alternativa ( $H_1: \beta \neq 0$ ). P-valor superior ao nível de significância considerado implica em aceitar  $H_0$  (o modelo testado não é representativo - variações de X são incapazes de explicar as variações em Y), refutando-a em caso contrário (o modelo testado é representativo). Além do uso da ANOVA, que permite aceitar ou não a representatividade dos modelos testados, os valores do coeficiente de determinação [ $R^2(\text{aj})$ ] foram obtidos como forma de avaliar a capacidade das variações da variável independente X em explicar a variável preditiva Y, possibilitando eleger, dentre os modelos considerados significativos, o de melhor ajuste por propriedade.

Nos modelos de regressão, o número de resultados da variável independente deve ser igual ao número de resultados da variável dependente, entretanto, como foram testadas 11 amostras nos ensaios destrutivos ( $E_s$ ;  $\sigma_U$ ;  $v$ ) e 19 outras utilizadas nos testes não destrutivos ( $E_{dS}$ ;  $E_{dU}$ ), das 19 amostras foram escolhidas aleatoriamente 11, de tal forma que, pela ANOVA, o grupo dos 11 elementos amostrais apresentou

equivalência nos valores dos módulos dinâmicos com os valores dos  $E_d$ s e  $E_u$  do grupo original com as 19 amostras.

O memorial de realização das análises de variância e testes realizados encontra-se no APÊNDICE A.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Esse capítulo apresenta as discussões e os resultados obtidos nas etapas 3 e 4 apresentadas no fluxograma da Figura 3.1, cujos procedimentos e normas foram apresentados no Capítulo 3.

### 4.1 ENSAIOS MINERALÓGICOS

#### 4.1.1 Petrografia

Conforme Carozzi (1993), a identificação e diferenciação da composição mineralógica em rochas silto-argilosas é muito difícil, principalmente quando pretende-se reconhecer minerais do grupo dos filossilicatos (argilominerais). Salvo quando da presença de camadas com orientação uniforme de filossilicatos do grupo da muscovita, clorita e biotita. Além disso, a contagem de grãos é custosa, dado ao diminuto tamanho dos grãos.

A análise petrográfica foi realizada por meio de duas amostras serradas (com água) perpendiculares aos planos de deposição da rocha. Os fragmentos foram impregnados com epóxi araldite e posteriormente colados em lâminas, desbastados, polidos e recobertos com lamínula. Durante a impregnação, não foram utilizados corantes (ex.: corasol azul), sendo as análises prejudicadas (presença de microfissuras e poros) em razão dessa ausência.

Notou-se em lâminas sem polimento (MEV-03 e MEV-04) que a fissilidade da rocha é claramente dada por uma alternância de níveis mais claros e escuros, isto é, com uma maior ou menor presença de argilominerais. Observando apenas as lâminas sem o auxílio de microscópio, vê-se nitidamente essa intercalação, associada aos planos de fraqueza. Ao microscópio em luz transmitida, notam-se as mesmas características (Figura 4.1).

Os planos de fraqueza ou de descontinuidades, eram pouco penetrativos em amostras de mão, apresentavam-se dispersos e não necessariamente paralelos aos níveis de fissilidade. Acredita-se que os planos gerados ao longo dos níveis ou perpendiculares (Figuras 4.1 e 4.2) associavam-se com os processos de expansão durante a preparação da lâmina, pois essa foi confeccionada utilizando-se serra diamantada refrigerada com água.

Mineralogicamente, distinguiu-se a presença de quartzo, agregados de argilominerais, apatita (traços), além de opacos e óxidos/hidróxidos de ferro e magnésio. A partir das fotomicrografias da Figura 4.2, verifica-se o aspecto das amostras, sendo evidente as zonas com maior predominância de quartzo. As regiões mais abundantes em argilominerais associam-se às zonas de ruptura, provavelmente causadas durante os procedimentos de confecção da lâmina, em razão do processo de expansão.

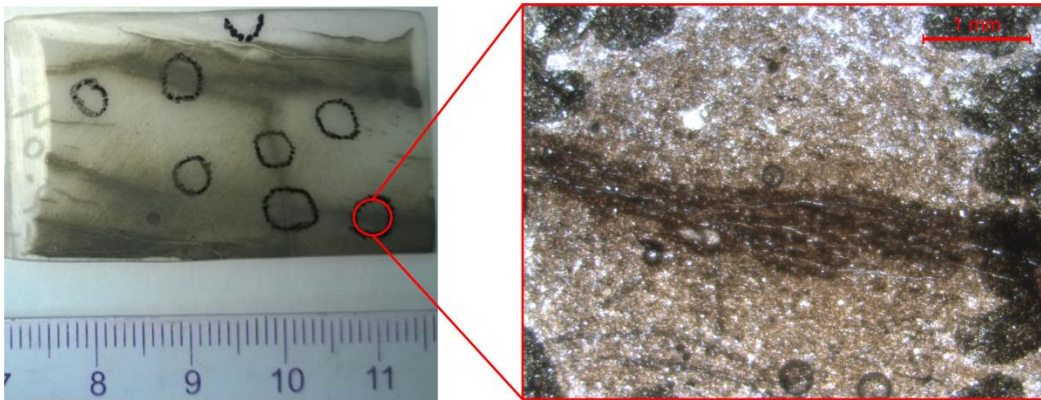


Figura 4.1 – Detalhe da intercalação de níveis mais argilosos a partir de lâmina sem polimento, preparada para análise no MEV. Fissuras se formando ao longo desses níveis (luz transmitida)

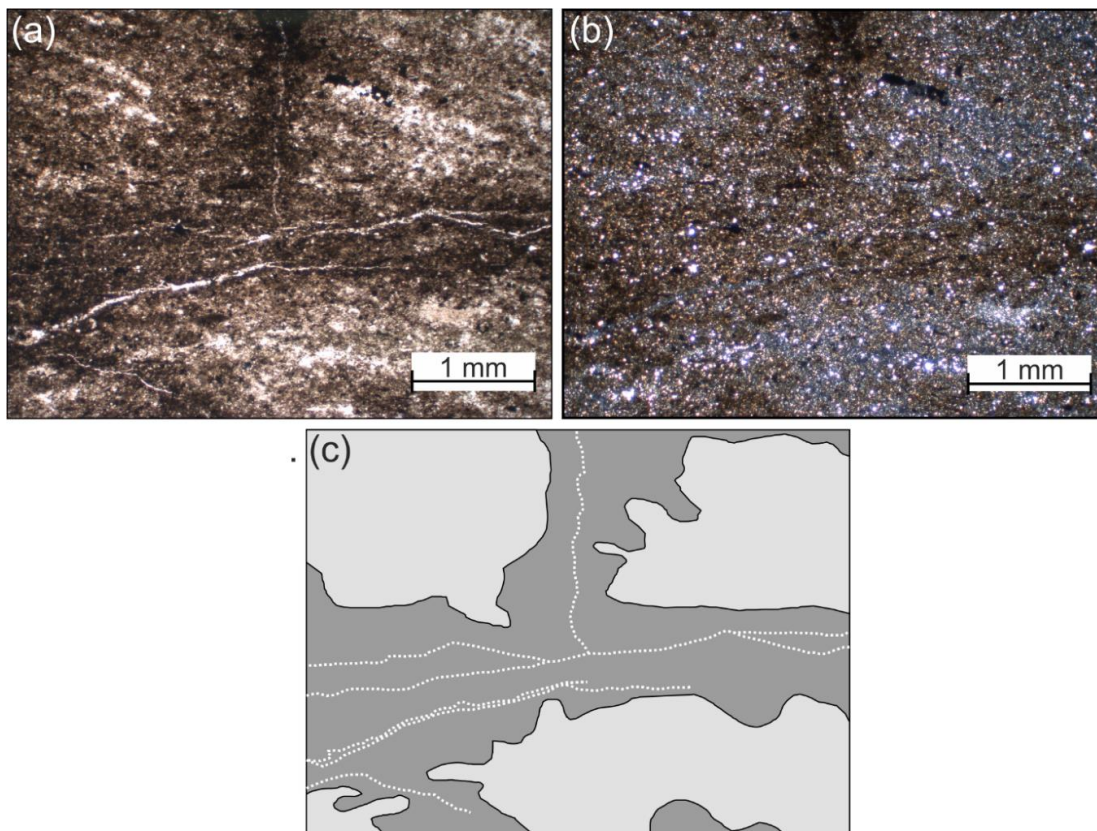


Figura 4.2 – (a) Fotomicrografia da lâmina LP-04 com polarizadores (a) paralelos e (b) cruzados; (c) interpretação dos níveis claros e escuros

Objetivando estimativas da porcentagem de grãos de quartzo e de argilominerais presentes, ambas lâminas foram zoneadas levando em consideração os níveis mais claros/escuros, utilizando-se estimativas visuais da porcentagem, em um zoom de 20x. Em geral, os níveis mais escuros possuíam de 30 a 70% de agregados de argilominerais e 20 a 40% de quartzo; as porções mais claras, em contrapartida, 5 a 40% de minerais argilosos e 60 a 90% de quartzo. Algumas vezes, havia o predomínio de minerais opacos e óxidos/hidróxidos nas porções escuras, conformando cerca de 40 a 60% e, nas porções claras, até 10%. Com a média dessas observações, estimou-se que a rocha é formada por quartzo (45%), argilominerais (35%), opacos e hidróxidos/óxidos de ferro (20%).

Os grãos de quartzo apresentam-se irregulares e ou arredondados (Figura 4.3), com fraturas e frequentemente recobertos por óxido/hidróxidos de ferro, em geral com granulometria inferior a 30  $\mu\text{m}$ . Notaram-se inclusões de apatita em alguns grãos.

Os argilominerais mostram-se na forma de agregados, sendo cimentados por óxidos de ferro. Notou-se que os agregados são levemente esverdeados em suas bordas, com relevo e birrefringência baixos, sendo provavelmente o argilomineral caulinita, conforme se verifica no detalhe da Figura 4.3.

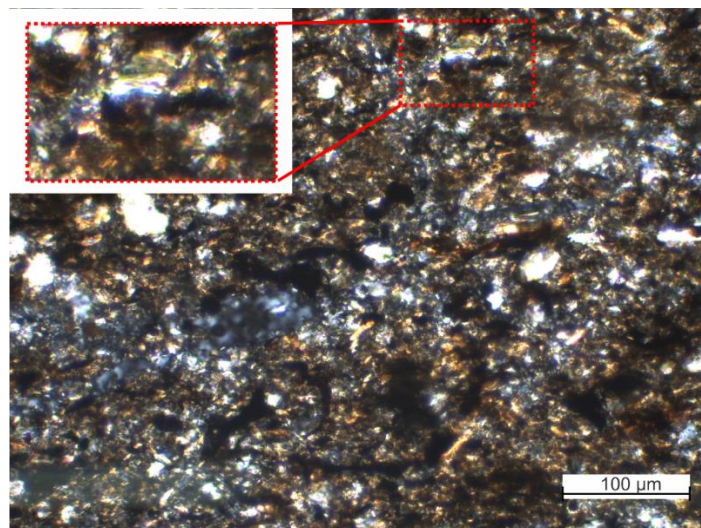


Figura 4.3 – Fotomicrografia com polarizadores cruzados de nível escuro, evidenciando a presença de grãos de quartzo maiores, além de grandes poros. No detalhe, aspecto de argilomineral com bordas esverdeadas, associado à caulinita

Nesse mesmo levantamento, estimou-se a granulometria, que não ultrapassou 60  $\mu\text{m}$ , limite do tamanho silte. Em razão da maior presença de quartzo, as zonas claras em geral apresentavam granulação mais grossa, sendo difícil em ambas a distinção de porcentagens fixas de ocorrência das partículas entre silte e argila. Pela

predominância de níveis claros e conseqüentemente mais siltosos (2/3), e, segundo as classificações de Picard (1971) e Blatt *et al* (1980) (Figura 2.7) classificou-se a rocha como siltito e siltito foliado, respectivamente.

#### 4.1.2 Análise Térmica Diferencial (ATD)

Os termogramas das amostras de solo e pó de rocha mostraram certa diferença de resultados, discrepâncias essas também identificadas em relação às granulometrias para cada tipo de amostra, passante na peneira #200 ou #400.

Conforme o termograma apresentado na Figura 4.4, o solo apresentou variações em relação a granulometria, onde não se identificou a água adsorvida na superfície externa dos argilominerais (#200), provavelmente associado à uma maior presença de silte quartzoso em relação aos argilominerais, de menor granulação. Constataram-se os picos agudos do quartzo, nas temperaturas de 575 e 583°C. Em ambas amostras, verificou-se a presença do pico da nucleação da mulita, o que associa-se provavelmente à presença de caulinita, identificada apenas no pico exotérmico de perda de água adsorvida (#400), além do patamar de formação da metacaulinita.

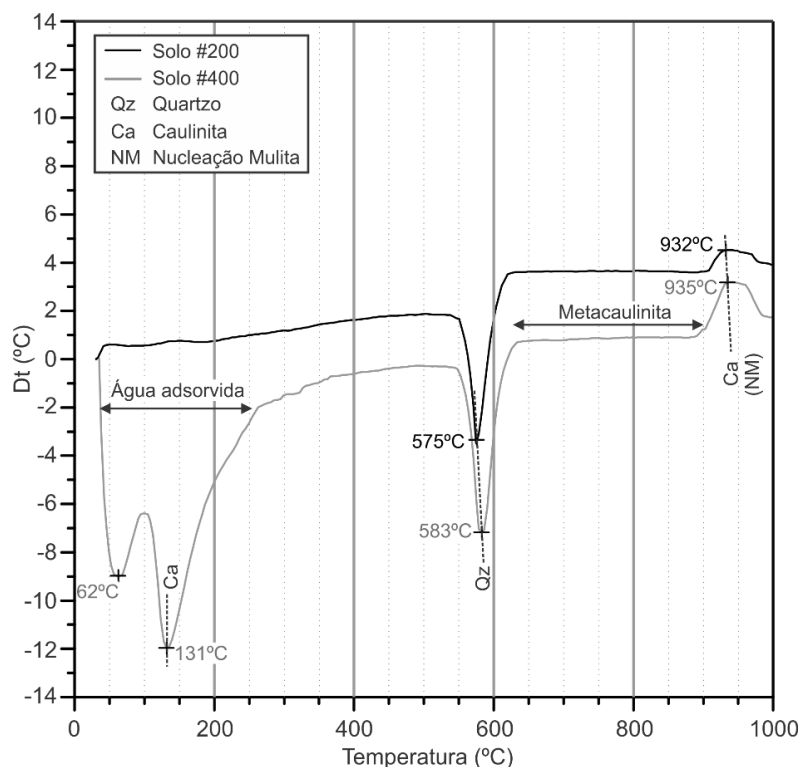


Figura 4.4 – Termograma da amostra de solo em duas granulometrias

Em relação ao pó de siltito, é mais clara a identificação do argilomineral presente nas amostras (Figura 4.5). Os picos característicos da caulinita são identificados pela perda de água adsorvida em ambas granulometrias, além da desidratação para formação do cátion anidro (~200°C) e a perda de hidroxila entre 450 a 650°C aproximadamente. Além disso, é agudo o pico de nucleação da mulita, identificado próximo a temperatura de 900°C. Notou-se também a diminuição da presença de quartzo em relação às granulometrias, com a redução da derivada de temperatura para as partículas passantes na peneira #400.

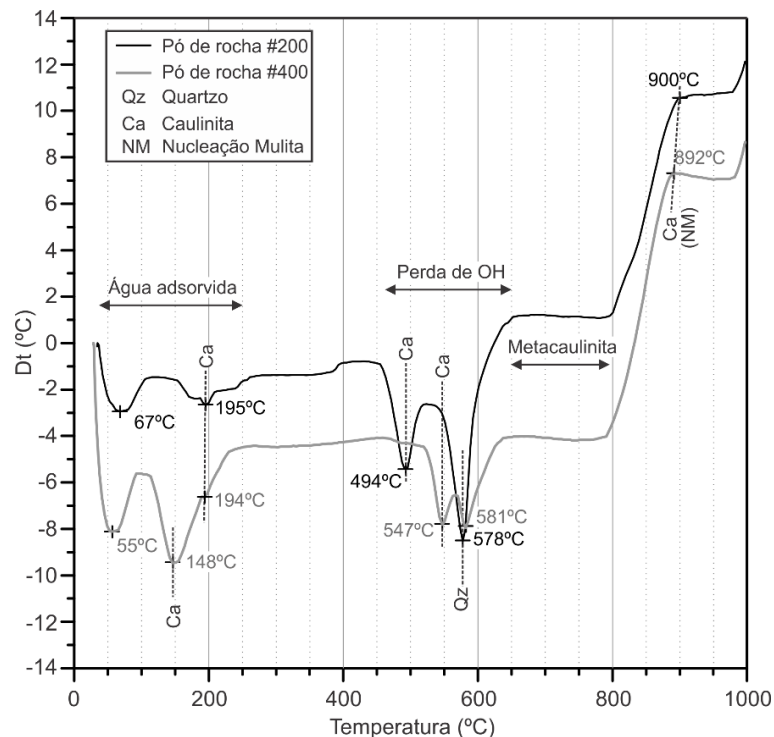


Figura 4.5 - Termograma do pó de siltito em duas granulometrias

### 4.1.3 Difração de Raios-X

Os difratogramas da Figura 4.6 apresentam as análises realizadas nas amostras em pó e em fragmento de siltito, além das respectivas distâncias basais para os picos principais classificados na Tabela 4.1. Em ambas amostras, os picos identificados foram similares, salvo em relação ao pó onde identificou-se a presença de pirita. Detectou-se a presença de feldspatos, não reconhecidos em lâmina petrográfica, mesmo com posterior reanálise em consequência dos resultados da DRX.



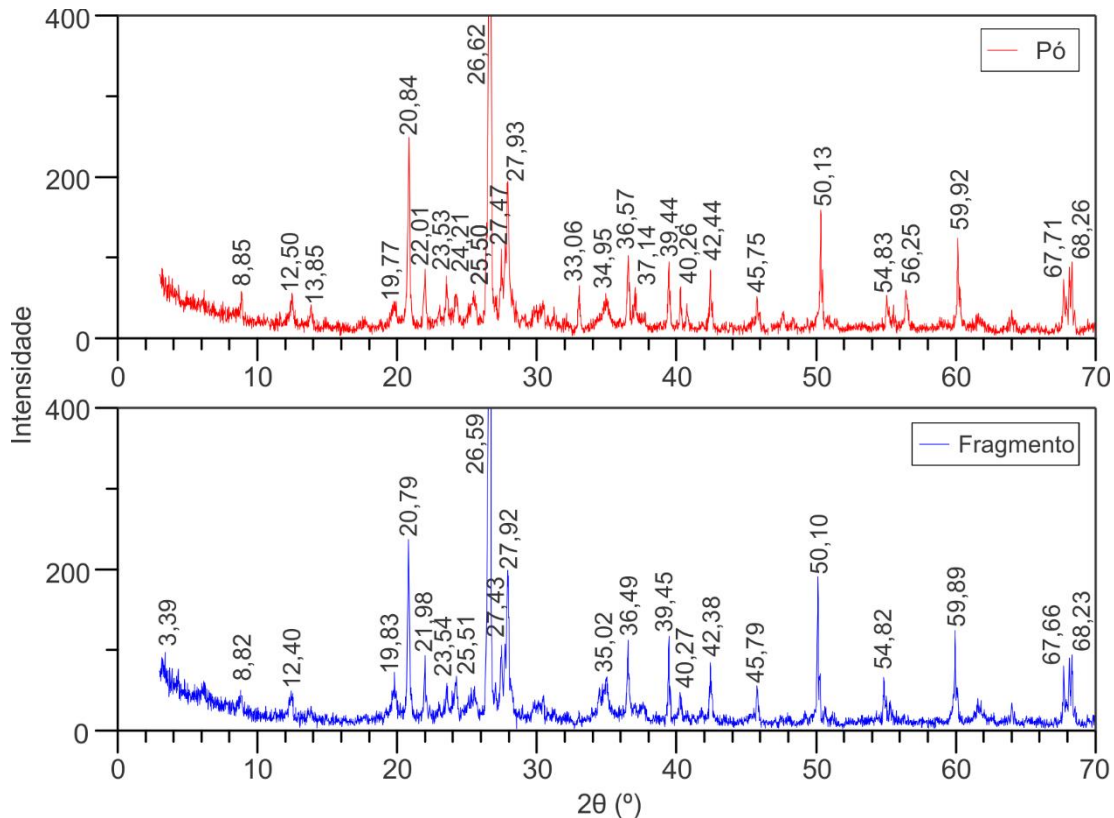


Figura 4.6 – Difratomogramas de Raios-X das amostras em pó (#400) e fragmento de silito. Para os picos mais intensos, identificou-se o respectivo valor  $2\theta$

Tabela 4.1 – Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.6. Em vermelho, o pó de rocha e, em azul, o fragmento

$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral	$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral	$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral
12,5	7,08	Caulinita	40,26	2,24	Quartzo	26,59	3,35	Quartzo
19,77	4,49	Caulinita	42,44	2,13	Quartzo	27,43	3,25	Feldspato
20,84	4,26	Quartzo	45,75	1,98	Quartzo	27,92	3,20	Feldspato
22,01	4,04	Feldspato	50,13	1,82	Quartzo	35,02	2,56	Caulinita
23,53	3,78	Feldspato	54,83	1,67	Caulinita	36,49	2,46	Quartzo
24,21	3,68	Feldspato	56,25	1,64	Pirita	39,45	2,28	Quartzo
25,5	3,49	Feldspato	59,92	1,54	Quartzo	40,26	2,24	Quartzo
26,62	3,35	Quartzo	67,71	1,38	Quartzo	42,44	2,13	Quartzo
27,47	3,25	Feldspato	68,26	1,37	Quartzo	45,75	1,98	Quartzo
27,93	3,19	Feldspato	12,4	7,14	Caulinita	50,13	1,82	Quartzo
33,06	2,71	Pirita	19,83	4,48	Caulinita	54,83	1,67	Caulinita
34,95	2,57	Caulinita	20,79	4,27	Quartzo	56,25	1,64	Quartzo
36,57	2,46	Quartzo	21,98	4,04	Feldspato	59,92	1,54	Quartzo
37,14	2,42	Pirita	23,54	3,78	Feldspato	67,71	1,38	Quartzo
39,44	2,28	Quartzo	25,51	3,49	Feldspato	68,26	1,37	Quartzo

Como confirmação da presença do argilomineral caulinita, dado que seus picos característicos podem ser confundidos com o mineral clorita, realizaram-se também análises em lâminas, elaboradas e tratadas conforme mencionado anteriormente. Os difratogramas e suas devidas interpretações são mostrados na Figura 4.7 e Tabela 4.2. Além do pó de rocha, analisou-se também o solo, ambos

passantes na malha #400. Com o aquecimento a 550°, constatou-se que o pico de 7,10 Å deixou de existir, confirmando a presença de caulinita ao invés de clorita, em razão da transformação do argilomineral para metacaulinita (amorfa) (MOORE; REYNOLDS, 1989). Constatou-se também a presença de paragonita do Grupo das Micas, além de apenas 1 pico característico da pirita, evidenciado apenas no pó de siltito.

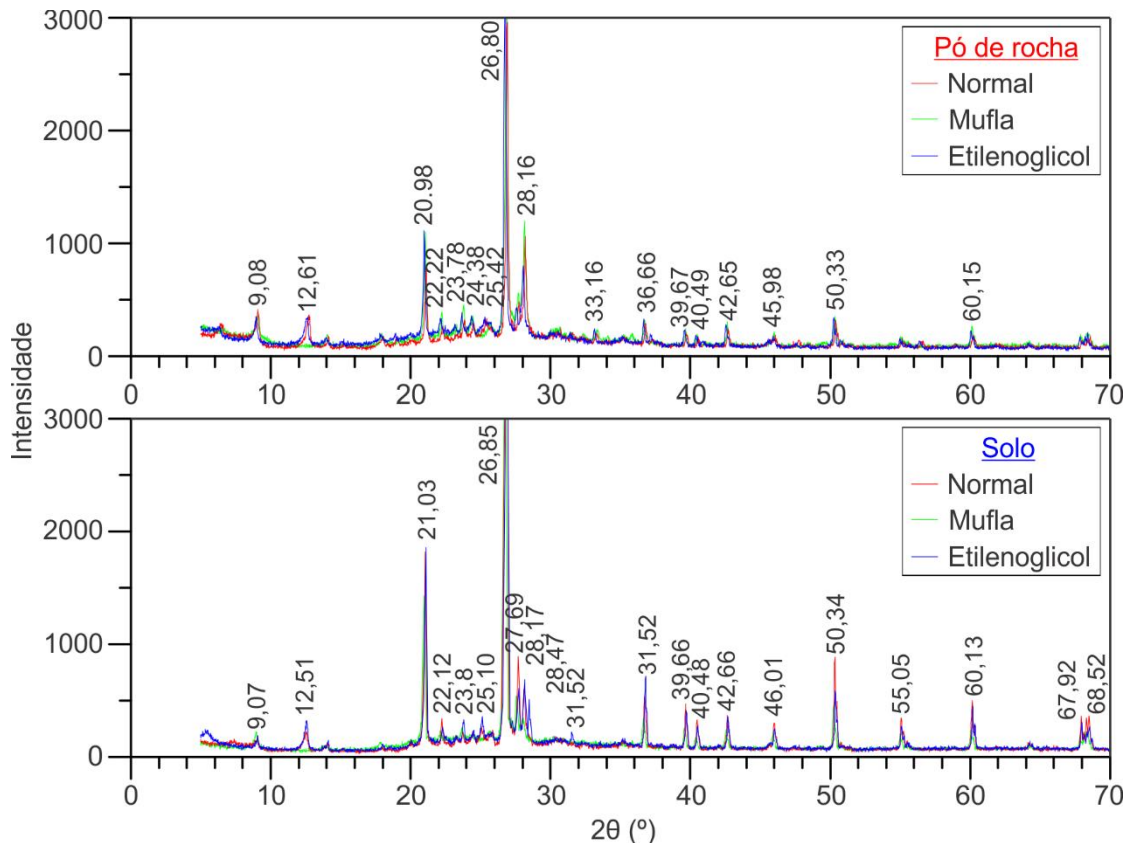


Figura 4.7 – Difratomogramas de Raios-X do pó de siltito e do solo residual (#400), com os tratamentos: normal, 550°C e Etilenoglicol. Para os picos mais intensos, identificou-se o respectivo valor  $2\theta$

Tabela 4.2 - Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.7 Em vermelho, o pó de rocha e, em azul, o solo

$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral	$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral	$2\theta(^{\circ})$	$d(\text{Å})$	Mineral
9.08	9.74	Paragonita	40.49	2.23	Quartzo	27.69	3.22	Feldspato
12.61	7.02	Caulinita	42.65	2.12	Quartzo	28.17	3.17	Feldspato
20.98	4.23	Quartzo	45.98	1.97	Quartzo	28.47	3.14	Feldspato
22.22	4.00	Quartzo	50.33	1.81	Quartzo	31.52	2.84	Quartzo
23.78	3.74	Paragonita	60.15	1.54	Quartzo	36.8	2.44	Quartzo
24.38	3.65	Paragonita	9.07	9.75	Paragonita	39.66	2.27	Quartzo
25.42	3.50	Caulinita	12.51	7.08	Caulinita	40.48	2.23	Quartzo
26.8	3.33	Quartzo	21.03	4.22	Quartzo	42.66	2.12	Quartzo
28.16	3.17	Feldspato	22.12	4.02	Quartzo	46.01	1.97	Quartzo
33.16	2.70	Pirita	23.8	3.74	Paragonita	50.34	1.81	Quartzo
36.66	2.45	Quartzo	25.1	3.55	Caulinita	55.05	1.67	Caulinita
39.67	2.27	Quartzo	26.85	3.32	Quartzo	60.13	1.54	Quartzo

Conforme apresentado no item 3.2.4.1, foram realizados ciclos de imersão e secagem com fragmentos de silito, visando observar a desintegração da rocha. Após as etapas de secagem (três temperaturas), evidenciou-se o desprendimento de substâncias, com forte cheiro de enxofre. Essas substâncias, que se cristalizavam sobre as amostras ou nas bordas dos recipientes, foram raspadas e analisadas no DRX. Como se verifica nos difratogramas das Figura 4.8 e nos picos com distâncias interplanares identificadas na Tabela 4.3, essas partículas correspondiam à três minerais: a anidrita ( $\text{CaSO}_4$ ), o gipso ( $\text{Ca}(\text{SO}_4)_2(\text{H}_2\text{O})$ ) e a hexahidrita ( $\text{MgSO}_4 \cdot 6(\text{H}_2\text{O})$ ).

A formação da anidrita e do gipso é atribuída à presença de pirita ( $\text{FeS}_2$ ), cuja geração de ácido sulfúrico ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ) lixiviou e mobilizou íons Ca. Em razão da aparente ausência de carbonatos, possivelmente o cálcio é proveniente dos feldspatos, mais precisamente dos plagioclásios mais cálcicos da série da anortita-albita. Com o aquecimento, esses minerais cristalizaram-se, sendo o gipso preponderante em temperaturas inferiores ( $40^\circ\text{C}$ ). O aumento gera a transformação gipso-anidrita (OSTROFF, 1964), sendo a anidrita mais intensa em valores mais elevados ( $110^\circ\text{C}$ ).

A origem da hexahidrita foi oriunda da presença de óxidos e hidróxidos de magnésio, em conjunto com os férricos observados em lâmina petrográfica. Com a presença de ácido sulfúrico, os íons magnésio foram lixiviados em razão da submersão das amostras, e cristalizados na forma de hexahidrita com a secagem. A concentração desse mineral foi muito mais intensa em temperaturas mais elevadas, como visualizado na Figura 4.8.

#### **4.1.4 Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)**

Pela melhor exposição dos níveis, a lâmina MEV-04 foi a empregada nos mapeamentos elementares por meio do EDS. Como comparação, utilizou-se duas áreas, uma clara (1) e outra escura (2), conforme mostrado na Figura 4.9. As eletromicrografias foram realizadas com o Detector de Elétrons Retro-espalhados (QBSD, *Quadrant Backscatter Detector*), onde, a mais escura (nível mais claro), representa elementos de número atômico médio menor, e, a mais clara (nível mais escuro), os elementos com número atômico médio mais alto.

O mapeamento elementar do nível 1 (claro) teve abundante teor de Na e Mg em relação à 2, superior em termos de Al, K, Ca (pontual) e Fe, justificando a eletromicrografia QBSD clara para o nível mais escuro. No caso do Si, ambas áreas o



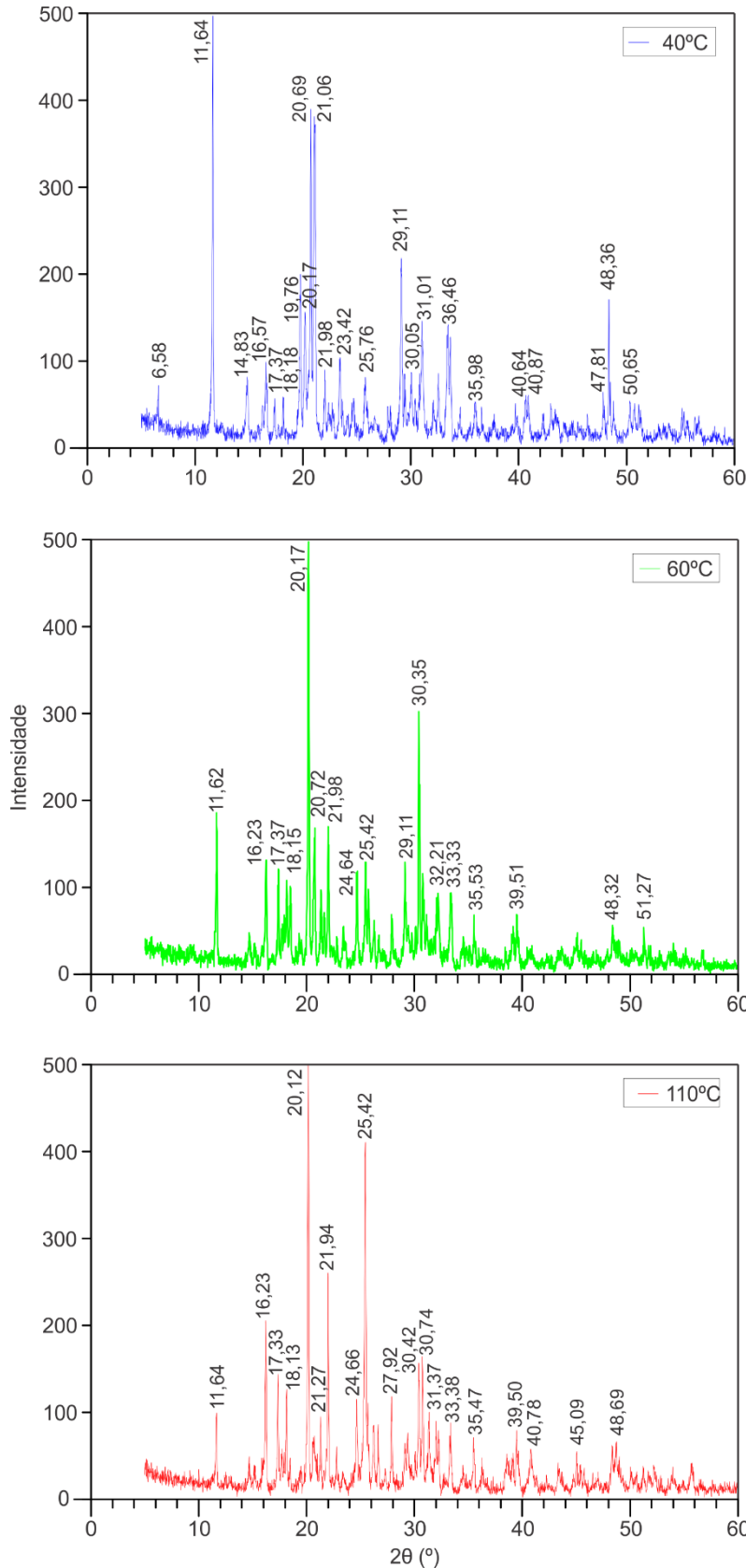


Tabela 4.3 - Identificação mineral dos principais picos dos difratogramas da Figura 4.8

40°C		
2θ	d	Mineral
11,64	7,60	Gipso
17,37	5,11	Hexahidrita
19,76	4,49	Caulinita
20,17	4,40	Hexahidrita
20,69	4,29	Gipso
23,42	3,80	Gipso
24,68	3,61	Caulinita
25,76	3,46	Anidrita
29,11	3,07	Gipso
31,01	2,88	Gipso/Anidrita
33,46	2,68	Gipso
39,67	2,27	Caulinita
40,64	2,22	Gipso
40,87	2,21	Gipso/Anidrita

60°C		
2θ	d	Mineral
11,62	7,62	Gipso
16,23	5,46	Hexahidrita
17,37	5,11	Hexahidrita
20,17	4,40	Hexahidrita
20,72	4,29	Gipso
24,64	3,61	Caulinita
25,42	3,50	Anidrita
29,11	3,07	Gipso
33,33	2,69	Gipso
39,51	2,28	Caulinita

110°C		
2θ(°)	d(Å)	Mineral
11,64	7,60	Gipso
16,23	5,46	Hexahidrita
17,33	5,12	Hexahidrita
20,12	4,41	Hexahidrita
20,7	4,29	Gipso
24,66	3,61	Caulinita
25,42	3,50	Anidrita
29,1	3,07	Gipso
31,37	2,85	Gipso/Anidrita
33,38	2,68	Gipso
39,5	2,28	Caulinita
40,78	2,21	Gipso/Anidrita

Figura 4.8 - Difratogramas de Raios-X de partículas do ensaio de ciclagem do siltito, em três temperaturas de aquecimento: 40°C, 70°C e 110°C. Para os picos mais característicos, identificaram-se os respectivos valores 2θ

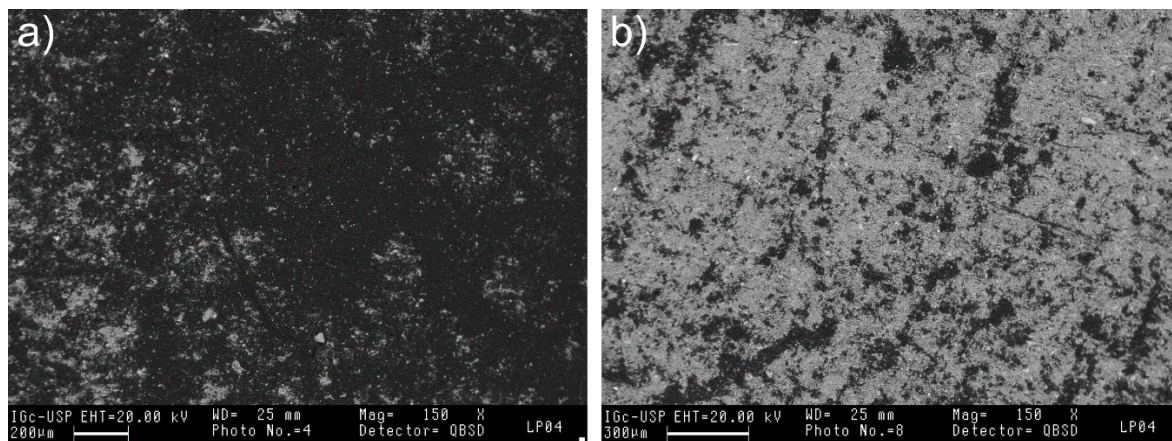


Figura 4.9 – Lâmina MEV-04, com eletromicrografias QBSD do nível mais claro ou número atômico médio menor (a) e do nível mais escuro (b), número atômico médio maior

têm em abundância, em virtude da maior presença do quartzo no nível 1 e da caulinita no 2, além de plagioclásios (sódicos e cálcicos), feldspato potássico e óxidos e hidróxidos de magnésio e ferro, distribuídos em cada área em razão de suas concentrações. Além da sílica, distinguiu-se o S em ambas áreas.

A partir desses mapeamentos, avaliou-se a presença mineralógica. As mais facilmente identificáveis foram a da pirita e do quartzo, em função da geometria e da análise EDS, respectivamente. A pirita apresenta-se framboidal a cúbica, geralmente formando grandes agregados, inclusa em nichos formados por outros minerais, como a caulinita e o quartzo (Figura 4.10). Já o quartzo, facilmente distinguível em razão do seu intenso pico de sílica (Figura 4.11). A identificação da caulinita mostrou-se satisfatória apenas em relação à sua composição, dado que sua geometria acabou sendo obliterada em razão da confecção da lâmina. Por esse motivo, optou-se pelo reconhecimento da morfologia dos argilominerais por meio do método da “fratura fresca”, a partir de fragmento do siltito.

Identificou-se a presença de feldspato potássico, distinto em razão da presença de suas clivagens e pelos seus espectros (Si, Al e K). Igualmente presentes, a caulinita e o quartzo, conforme visualizado na imagem SE e nos espectros das Figuras 4.12 e 4.13.

A análise realizada na fratura fresca paralela ao acamamento permitiu a visualização da pronunciada fissilidade do siltito, ocasionada em razão da presença da caulinita, fortemente orientada (Figura 4.14). Além disso, confirmou-se a presença de matéria orgânica, observável também em amostras de mão com orientações paralelas ou perpendiculares ao acamamento.

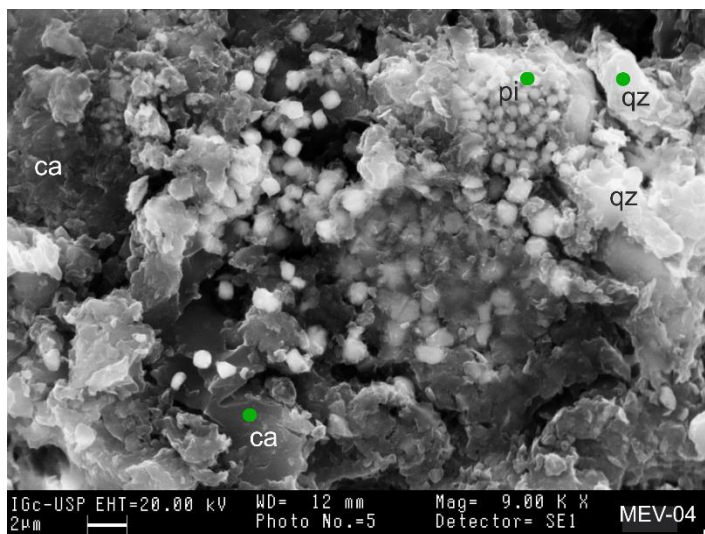


Figura 4.10 – Agregados de pirita (pi) cúbica/framboidal encaixados em nicho formado por caulinita (ca) e quartzo (qz), por meio do detector de elétrons secundários (SE). Em verde, os pontos de análises com o EDS, mostrados na Figura 4.11

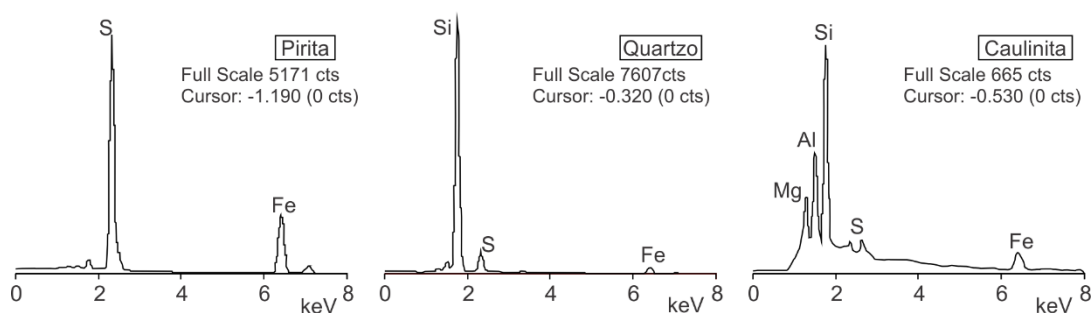


Figura 4.11 – Espectros de análises EDS nos pontos apresentados na Figura 4.10. Os tiros foram contaminados por minerais da vizinhança

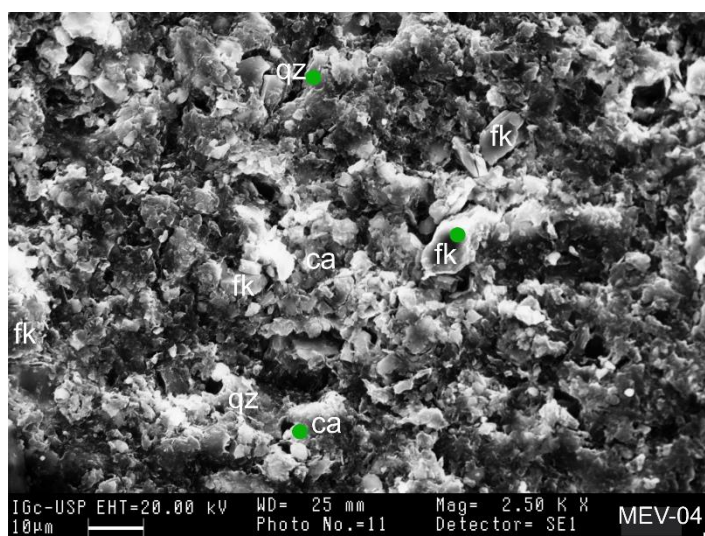


Figura 4.12 – Identificação de feldspato potássico (fk), caulinita (ca) e quartzo (qz), por meio do SE. Em verde, os pontos de análises com o EDS, mostrados na Figura 4.13

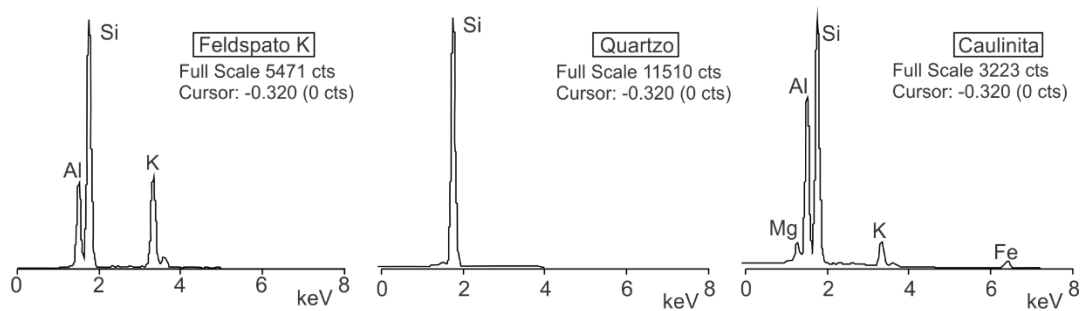


Figura 4.13 - Espectros de análises EDS nos pontos apresentados na Figura 4.12

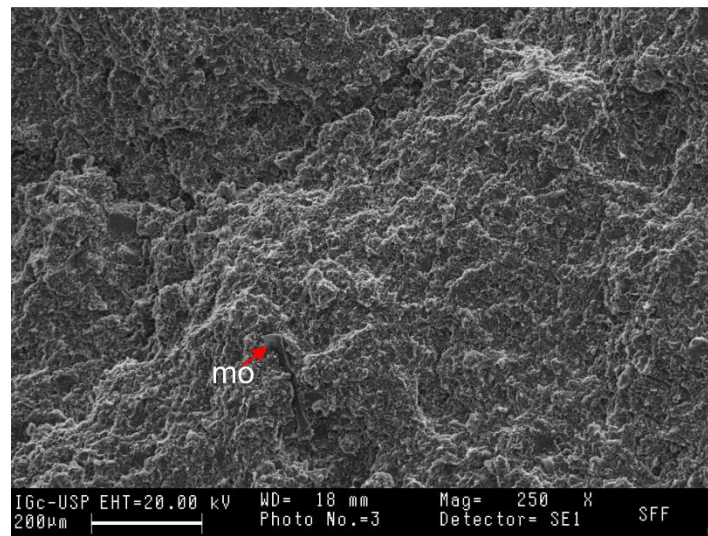


Figura 4.14 – Planos de fissilidade ocasionados pelo paralelismo da caulinita, com presença de matéria orgânica (mo) paralela/perpendicular ao plano de deposição (SE)

Mesmo que perpendicular ao plano de deposição, foi possível o reconhecimento da morfologia da caulinita em razão de planos que ora se encontravam rompidos, proporcionando a visualização perpendicular. É clara a identificação do argilomineral em razão do seu arranjo em *booklets* (livreto), além do espectro da microsonda EDS (Figura 4.15).

Não reconhecida nas análises de DRX, a clorita foi identificada na forma de eventuais lamelas, paralelas ao acamamento, conforme se apresenta na Figura 4.16. Nessa mesma imagem, verifica-se da mesma maneira a presença de pirita, quartzo e caulinita.



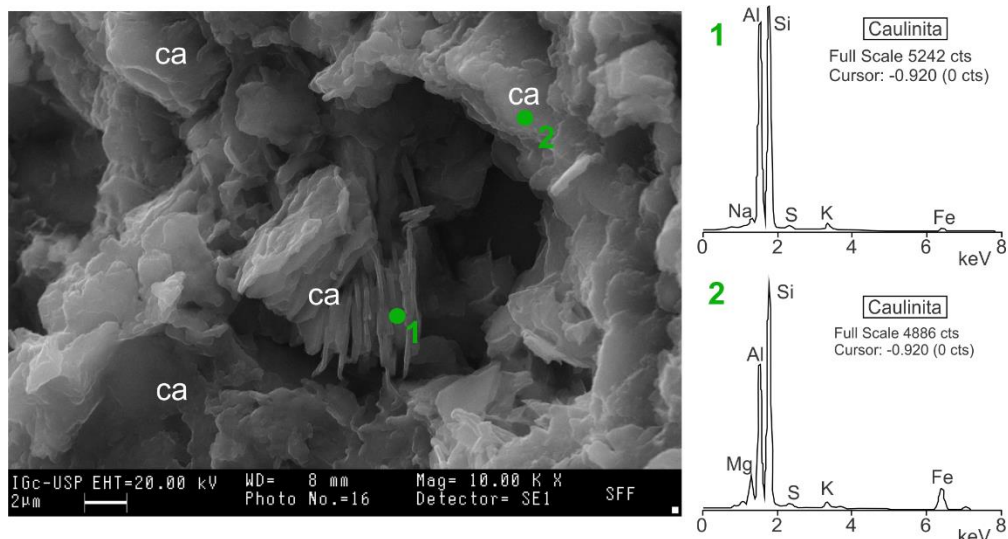


Figura 4.15 – Identificação da morfologia da caulinita (ca) em *booklets* (SE), evidenciada do mesmo modo nos espectros EDS

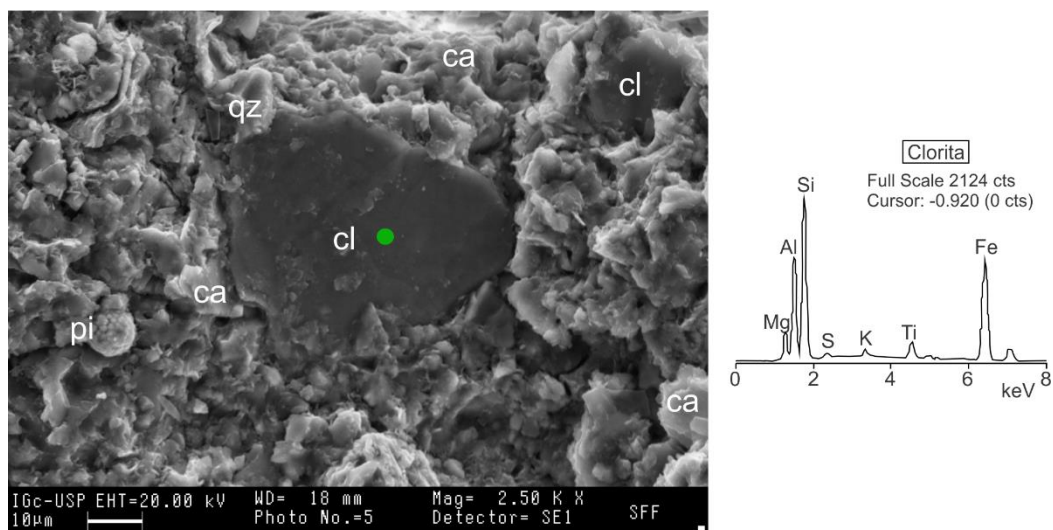


Figura 4.16 – Presença isolado de lamelas de clorita (cl), junto ao quartzo (qz), caulinita (ca) e pirita framboidal (pi) em imagem SE, identificada pelo espectro EDS

Conforme abordado no item 2.5.4, a formação da pirita é consequência da contribuição de sedimentos orgânicos. Isso é comprovado pela presença desse mineral incluso em matéria orgânica, como notado na Figura 4.17. Verificam-se ainda nichos vazios de pirita, compostos por caulinita, quartzo e feldspato potássico (Figura 4.18). A ausência da pirita pode estar relacionada a alteração sofrida pela rocha ou pela quebra da estrutura devido ao processo de preparação da amostra para observação ao MEV.

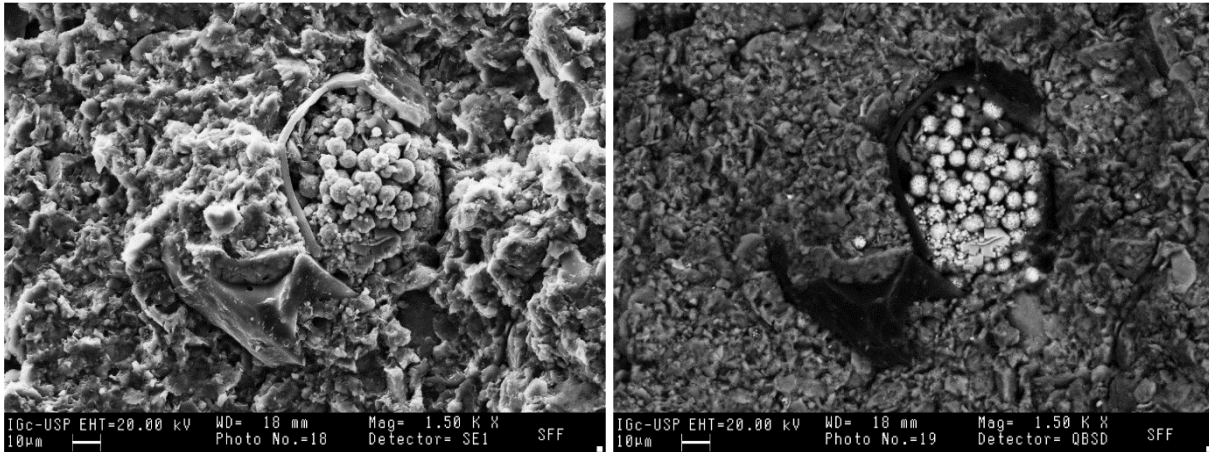


Figura 4.17 – Eletromicrografia SE (esquerda) e QBSD (direita), tendo em destaque a formação de agregados de piritas framboidais inclusas na matéria orgânica, bem distinta em preto por meio do sensor QBSD

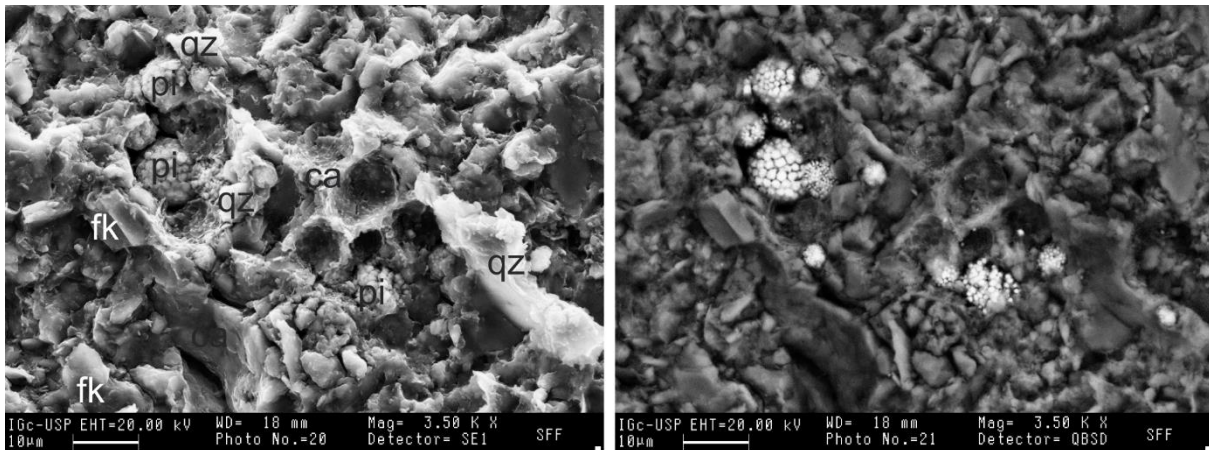


Figura 4.18 - Imagem SE (esquerda) e QBSD (direita). Nichos de pirita (pi) vazios, formados por caulinita (ca), quartzo (qz) e feldspato potássico (fk)

Nas análises de MEV, um mineral que era esperado não foi encontrado: o plagioclásio cálcico. Como comentado anteriormente, suspeitava-se que a origem dos íons Ca para formação da Gipsita e Anidrita provinha de feldspatos cálcicos, identificados nos difratogramas apenas como picos de Feldspato. Porém, a análise do MEV mostrou que os picos de feldspato do DRX são em razão da presença de Feldspato Potássico, contradizendo a hipótese da presença de materiais cálcicos. Com os dados levantados, não se faz possível concluir acerca do assunto. Hipóteses seriam de que tanto as lâminas quanto o fragmento de siltitos analisados no MEV não interceptaram níveis ricos em cálcio proveniente de plagioclásios cálcicos. Sendo ainda que, aparentemente, não se verificou a presença de carbonatos ricos em Ca (dolomita ou calcita), por meio de diversos testes em amostras/resíduos com ácido clorídrico (HCl).

## 4.2 ENSAIOS FÍSICOS

### 4.2.1 Análise Granulométrica e Massa específica dos sólidos

As curvas de distribuição granulométrica dos 2 tipos de materiais (solo, resíduos de rocha da extração e do desgaste aquoso) são apresentadas na Figura 4.19. Como relatado anteriormente, cada amostra foi preparada com e sem a adição de hexametáfosfato, motivando entender a dispersão e a separação causada por esse agente, em compostos essencialmente silte-argilosos. As massas específicas dos sólidos utilizadas nas análises granulométricas conjuntas são dadas na mesma figura.

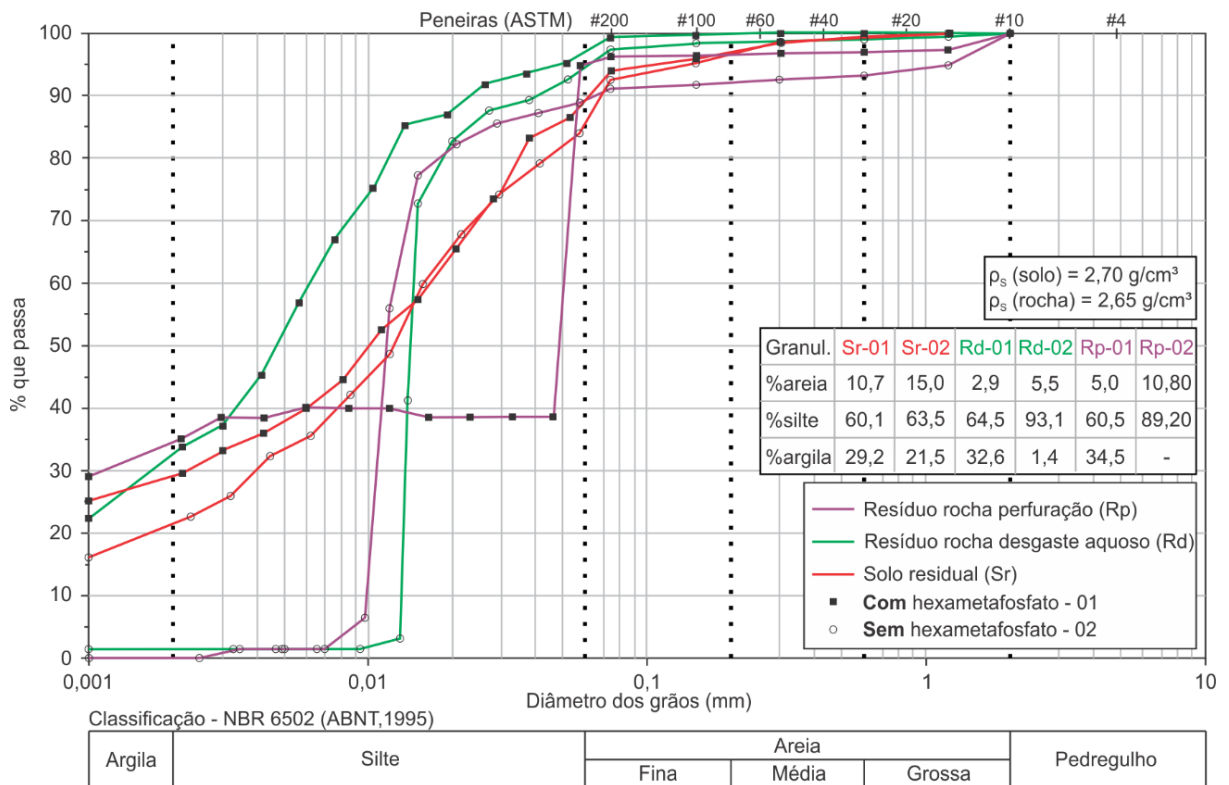


Figura 4.19 – Curvas granulométricas e massa específica do solo residual e de pó de rocha, o segundo oriundo da perfuração dos CPs e do resíduo do ensaio de desgaste aquoso, executadas com e sem hexametáfosfato

Nota-se que a ausência do defloculante mascarou a presença de argila em todos os casos, dado a não dispersão dos agregados formados por silte e argila. Grande parte foi somada a porcentagem de silte (Rd-02 e Rp-02) e parcialmente em areia e silte (Sr-02). Esses resultados mostram a real necessidade de utilização do defloculante em materiais silte-argilosos.

Para as duas metodologias de preparação de amostras de rocha utilizando-se o defloculante, verificou-se uma grande similaridade nas porcentagens de areia, silte e argila em relação ao solo. Contudo, no caso do resíduo da extração, houve uma grande homogeneidade no tamanho da partícula silte, tendo em vista a mínima (nula) variação no intervalo em função do processo de abrasão da broca e consequente homogeneização do tamanho em 0,05mm.

Bachion (1997) utilizando amostras de saprólito obteve resultados semelhantes em termos de massa específica de sólidos, e, um pouco inferiores em relação à porcentagem de silte, conforme se verifica na Tabela 4.4. Muito provavelmente, essas diferenças são consequência da utilização de fácies de siltito amarronado, ou ainda, estratos de distinta composição (mais argiloso) dos siltitos acimentados.

Tabela 4.4 – Resultados de massa específica e granulometria conjunta obtidos por Bachion (1997) em pontos próximos a área de estudo

%areia	%silte	%argila	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
14	44	42	2,72
7	48	45	2,67

#### 4.2.2 Índices físicos

Foram 24 os corpos de prova utilizados nos ensaios de índices físicos, sendo 2 amostras para cada bloco rochoso de onde foram extraídos corpos de prova cilíndricos. As médias dos resultados de  $w$ ,  $\rho_{nat}$ ,  $\rho_a$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $\eta_a$  e  $\alpha_a$  por bloco são apresentados na Tabela 4.5 e representados graficamente na Figura 4.20.

A massa específica natural teve como valor médio 2,23 g/cm<sup>3</sup>, sendo relativamente homogêneos os seus valores, dado ao baixo coeficiente de variação, (0,93%). Da mesma maneira, a massa específica aparente seca e a saturada apresentaram-se muito uniformes, tendo como médias 2,05 e 2,27 g/cm<sup>3</sup> e um  $C_v$  de 1,76% e 1,14%, respectivamente.

A porosidade aparente oscilou entre 20,65 a 23,61%, e a absorção d'água entre 9,95 a 11,75%. Ambos índices com  $C_v$  relativamente baixos, de 5,57 e 7,22%, provavelmente associados às diferenças estruturais (microfissuras) entre as amostras, além de características texturais diferenciadas entre os blocos. Esse efeito reflete-se no elevado  $C_v$  do teor de umidade, próximo aos 17%, tendo como valor médio de 5,70%. A relação entre o aumento/diminuição desses três fatores é evidente no gráfico da Figura 4.20.



Tabela 4.5 – Valores dos índices médios das 2 amostras de cada bloco

Amostras	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\eta_a$ (%)	$\alpha_a$ (%)	W (%)
I	2,22	2,04	2,27	23,19	11,35	6,81
II	2,25	2,07	2,28	20,93	10,11	5,61
IV	2,24	2,07	2,28	20,65	9,96	5,39
V	2,23	2,00	2,23	22,84	11,41	7,46
VI	2,26	2,08	2,29	20,78	10,00	5,77
VII	2,22	2,01	2,25	23,23	11,54	7,01
VIII	2,25	2,06	2,28	21,21	10,28	5,66
XI	2,25	2,07	2,28	21,21	10,25	5,63
XII	2,22	2,00	2,24	23,53	11,75	4,81
XIII	2,22	2,11	2,32	21,13	10,02	4,62
XIV	2,18	2,02	2,25	23,61	11,72	5,21
XV	2,22	2,09	2,30	20,81	9,95	4,45
$\bar{x}$	2,23	2,05	2,27	21,93	10,70	5,70
Mín.	2,18	2,00	2,23	20,65	9,95	4,45
Máx.	2,26	2,11	2,32	23,61	11,75	7,46
AT	0,08	0,11	0,09	2,96	1,80	3,02
S	0,02	0,04	0,03	1,22	0,77	0,95
Cv (%)	0,93	1,76	1,14	5,57	7,22	16,68

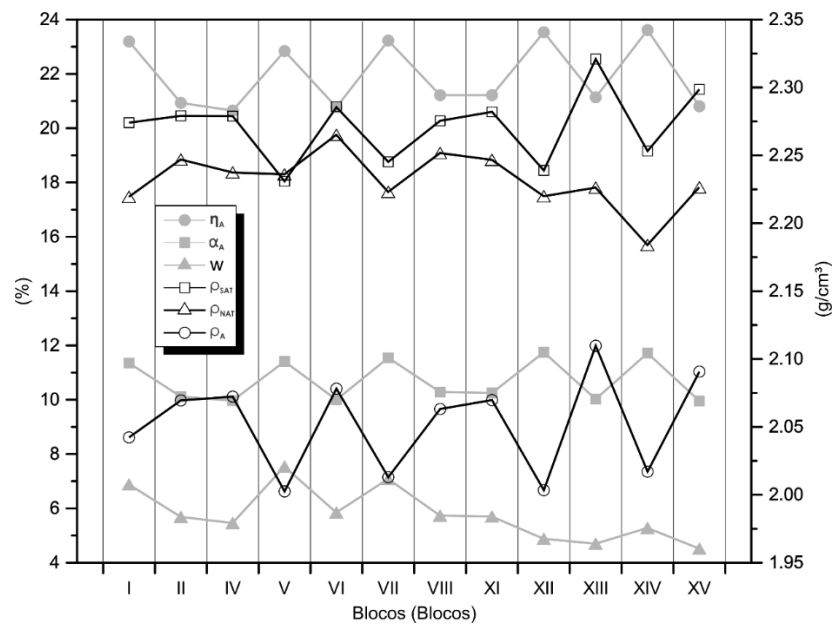


Figura 4.20 - Valores médios dos índices físicos dos 12 blocos com CPs cilíndricos extraídos

A partir dessas informações, foram obtidas curvas de regressão entre alguns desses índices físicos (Figura 4.21). As três correlações realizadas são do tipo linear, crescente (a) e decrescente (b e c). Para o caso de  $\alpha_a \times \eta_a$ , o  $R^2$  foi próximo a 1, indicando boa relação entre as duas propriedades. A regressão entre  $\rho_a \times \alpha_a$  não obteve relação tão satisfatória como no caso anterior, sendo o  $R^2$  próximo a 0,9, mas

ainda maior que  $\rho_a \times \eta_a$ , onde obteve-se um coeficiente de determinação próximo a 0,8.

As diferenças visualizadas por meio dos coeficientes de variação e determinação são relacionadas às condições intrínsecas dos siltitos, sendo, além das citadas anteriormente, a capacidade de absorção d'água. Em razão do aprisionamento de poros, a água não é capaz de percolar (submersão) ou evaporar (secagem), em razão da baixa transmissividade. Contudo, em razão do ciclo de secagem e umedecimento forçados, as amostras passaram por um rápido processo de degradação.

O processo acima foi constatado pela expansão e fissuramentos ocorridos durante a etapa de saturação das amostras, gerados pela pressão de poros (Figura 4.22). Isso foi evidente comparando-se o peso seco anterior e posterior à submersão, com uma diferença média inferior a 0,5% à massa após a etapa de umedecimento. Mesmo parecendo mínima, essa mudança reflete em uma alteração de 1% em termos de porosidade, absorção d'água e teor de umidade. Salienta-se que, os fragmentos que por ventura se desprendiam das amostras, foram sempre pesados em conjunto, sendo desprezível/nula a perda de peso em relação aos sólidos.

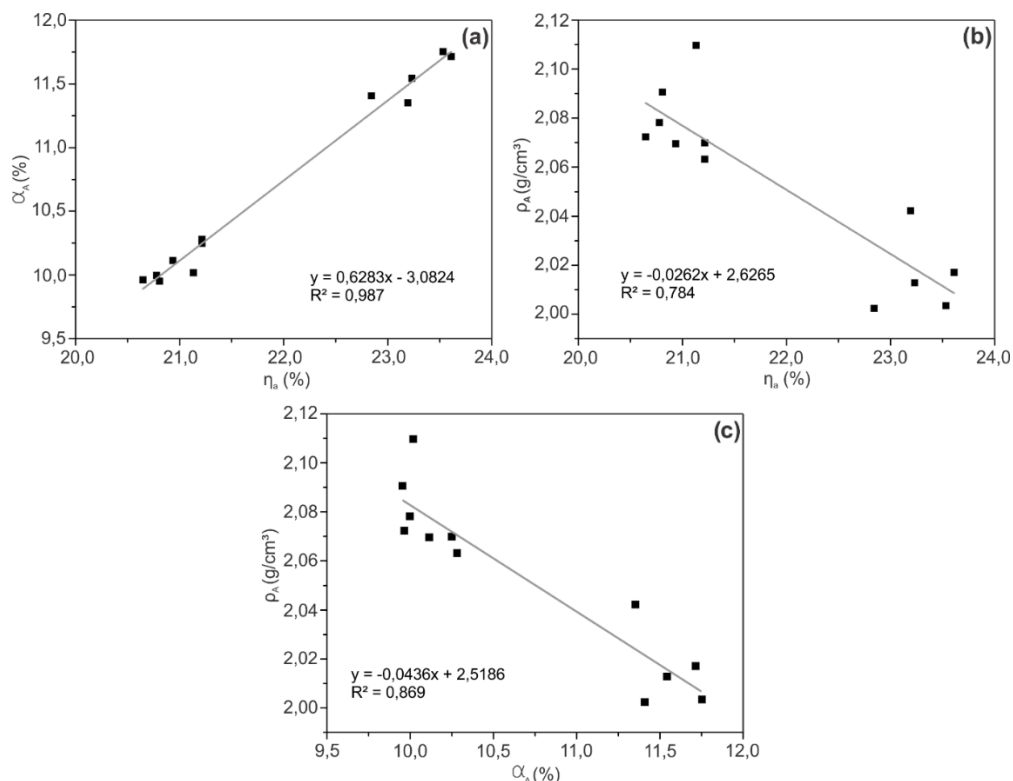


Figura 4.21 – (a) regressão linear crescente de  $\alpha_A \times \eta_a$ ; (b) regressão linear decrescente de  $\rho_A \times \eta_a$ ; (c) regressão linear decrescente entre  $\rho_A \times \alpha_A$

### 4.2.3 Propagação de ondas

Os ensaios não destrutivos foram realizados na 3ª Etapa, nas fases de caracterização e degradação hidromecânica. Nesse item, serão descritos apenas os ensaios realizados nos corpos de prova em estado natural, sendo os resultados dos ciclos de degradação discutidos no item 4.6. No total, foram analisadas 32 amostras.

#### 4.2.3.1 Pulso ultrassônico

Com a média dos registros de tempo das amostras, calculou-se as  $V_p$  para cada CP, conforme os resultados apresentados na Tabela 4.6. As velocidades apresentaram um  $C_v$  de 12,6%, com um média de 1.667 m/s. Conforme comentado anteriormente, são vários os fatores que a afetam, sendo a umidade, a porosidade aparente e a massa específica natural avaliados na Figura 4.23. O  $w$  e  $\eta_a$  são provenientes dos ensaios de índices físicos.



Figura 4.22 – (a) aspecto das amostras passadas as primeiras 4 horas de submersão, sendo evidenciado no detalhe fragmentação e fissuração de alguns corpos de prova; (b) aspecto final dos corpos de prova, passadas as 48 horas

Tabela 4.6 – Resumo dos resultados de  $V_p$  das 32 amostras analisadas

$\bar{x}$ (m/s)	1.667	<b>Cv (%)</b>	12,6	<b>Máx. (m/s)</b>	2.019
<b>S</b> (m/s)	210	<b>Mín. (m/s)</b>	1.282	<b>AT (m/s)</b>	737

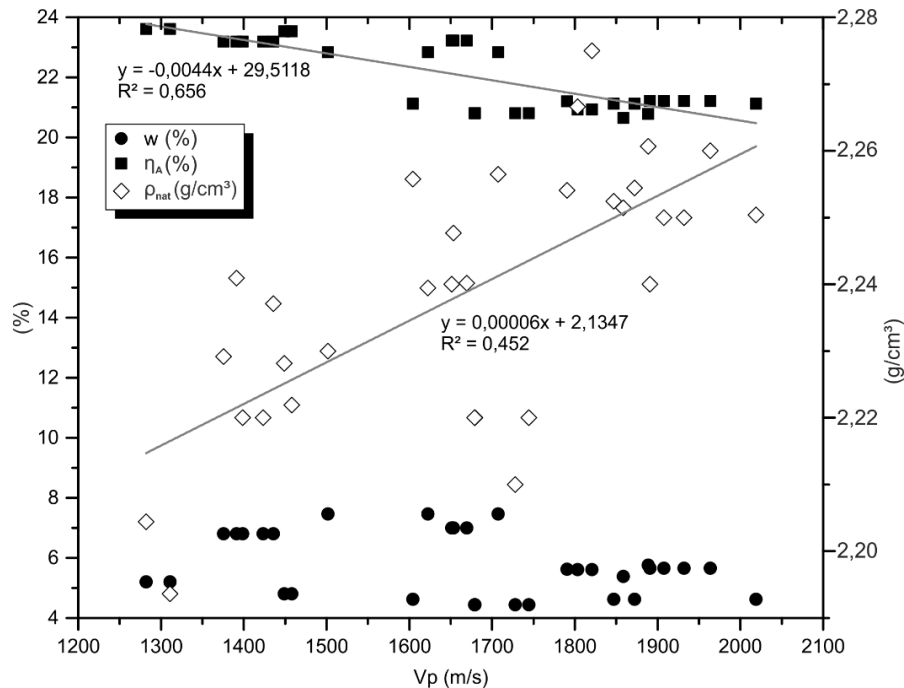


Figura 4.23 – Comportamento da umidade ( $w$ ), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) em relação a  $V_p$

Verifica-se que há uma clara dependência da velocidade da onda P em relação à porosidade aparente e à massa específica natural, sendo independente do teor de umidade, ao menos para o intervalo de  $w$  avaliado (4,45 a 7,47%,  $C_v$  de 18,0%). Mesmo que com pontos dispersos, resultando em um  $R^2$  intermediário (0,656), é nítida a dependência de  $V_p$  em relação a  $\eta_a$ , conformando uma regressão linear decrescente entre os dois parâmetros. No caso de  $V_p \times \rho_{nat}$ , a dependência também ocorre, mas em menor intensidade, dado a baixo coeficiente de determinação identificado (0,452), a partir de uma regressão linear crescente.

A partir das  $V_p$ , calculou-se os  $E_{du}$ , de acordo com os valores apresentados na Tabela 4.7. Nota-se um elevado  $C_v$  das amostras, próximo a 25%, gerado em razão do coeficiente do  $w$ , inserido no valor de  $\rho_{nat}$ , e da própria  $V_p$ , ambos utilizados no cálculo do módulo. Assim como para a velocidade, plotou-se na Figura 4.24 as relações entre  $w$ ,  $\eta_a$  e  $\rho_{nat}$  com o  $E_{du}$ , sendo, como era de se esperar, evidenciadas  $R^2$  similares aos apresentados para a velocidade.

Tabela 4.7 – Valores calculados de  $E_{du}$  para as 32 amostras analisadas

$\bar{x}$ (GPa)	6,33	$C_v$ (%)	24,97	Máx. (GPa)	9,17
S (GPa)	1,58	Mín. (GPa)	3,62	AT (GPa)	5,55

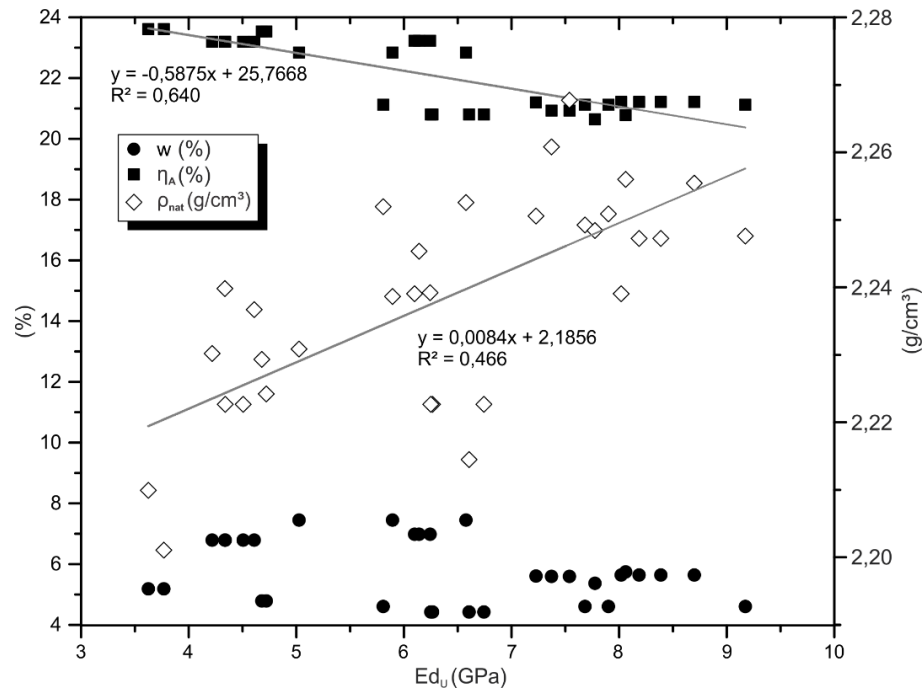


Figura 4.24 – Relação entre a umidade ( $w$ ), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) com o  $E_{du}$

#### 4.2.3.2 Excitação por Impulso

Após os ensaios realizados com o ultrassom, foram analisadas as frequências naturais ( $f_N$ ) geradas pela excitação por impulso utilizando-se o software Sonelastic®. Para cada amostra, foram realizadas cinco medições de frequência natural, sendo a média dessas medições a representativa para cada CP. De acordo ao apresentado na Tabela 4.8, verificou-se um coeficiente de variação superior ao evidenciado com o ultrassom, de 16,31%. Tal como para a técnica anterior, avaliaram-se as relações dos índices físicos ( $w$ ,  $\eta_a$ ,  $\rho_{nat}$ ) com os valores da  $f_N$  (Figura 4.25).

A comparação entre os índices e a frequência natural mostraram uma discrepância com os resultados da técnica ultrassônica. Houve uma diminuição da dependência da  $f_N$  em relação à porosidade aparente ( $R^2$  de 0,656 para 0,566), sendo a queda mais expressiva considerando a  $\rho_{nat}$  ( $R^2$  de 0,452 para 0,114). Além disso, para o intervalo de teor de umidade analisado, houve um aumento da dependência do valor  $f_N$ , caracterizado por uma regressão linear com  $R^2$  de 0,345, que decresce com a diminuição de  $w$ .

Tabela 4.8 – Valores da  $f_N$  das 32 amostras

$\bar{x}$ (Hz)	4878	$C_v$ (%)	16,31	Máx. (Hz)	6,479
S (Hz)	796	Mín. (Hz)	3,574	AT (Hz)	2,905

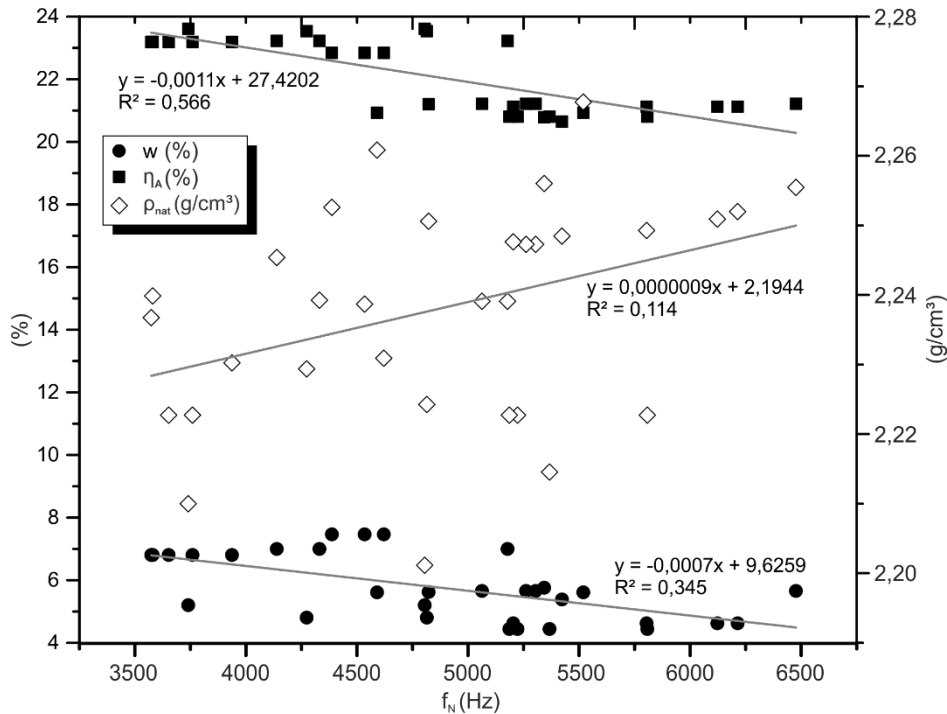


Figura 4.25 – Relação entre a umidade ( $w$ ), porosidade aparente ( $\eta_a$ ) e massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) com a  $f_N$

Com os resultados de  $f_N$  para cada amostra, foram calculados os  $E_d$ s, cujos valores foram resumidos na Tabela 4.9. Obteve-se uma média de 3,54 GPa para as amostras, com um  $C_v$  muito elevado, de aproximadamente 28%. As relações com os índices físicos representadas no gráfico de dispersão da Figura 4.26, mostraram a elevada relação de dependência entre a porosidade e o  $E_d$ s, com um  $R^2$  de 0,851. Houve também uma certa dependência dos valores de módulo com o teor de umidade, com  $R^2$  de 0,422. Já em relação à massa específica natural, obteve-se um coeficiente de determinação baixo (0,109), mantendo-se a tendência do observado com a frequência natural.

Tabela 4.9 – Valores de  $E_d$ s das 32 amostras

$\bar{x}$ (GPa)	3,54	$C_v$ (%)	27,83	Máx. (GPa)	4,82
S (GPa)	0,98	Mín. (GPa)	2,01	AT (GPa)	2,81

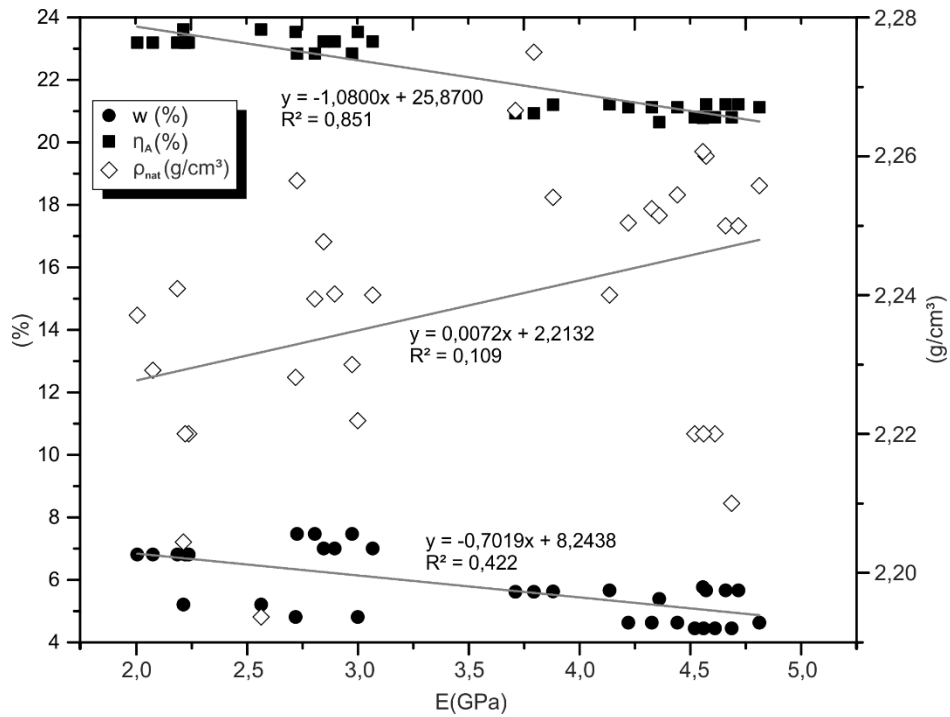


Figura 4.26 – Relação do  $E_d$  x  $w$ ,  $\eta_a$  e  $\rho_{na}$

Comparando-se as duas metodologias de obtenção de módulo de deformabilidade dinâmico (Figura 4.27), nota-se uma boa correlação, com um  $R^2$  de 0,699. Conforme apresentado na Tabela 4.10, a média das razões entre o módulo dinâmico do ultrassom e módulo dinâmico do sonelastic é de 1 : 1,83, com um  $C_v$  de 15,73%.

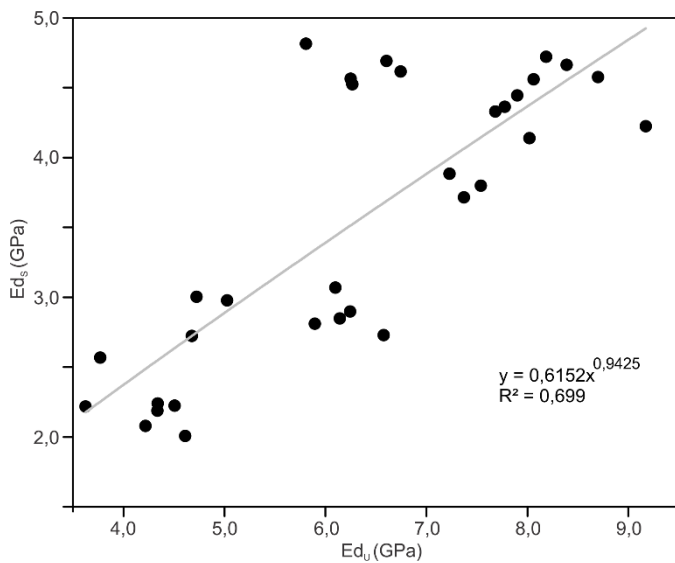


Tabela 4.10 – Resumo dos resultados da razão entre  $E_{du}$  e  $E_{ds}$  (GPa)

$\bar{x}$	1,83
$S$	0,29
$C_v$	15,73%
<b>Mín.</b>	1,21
<b>Máx.</b>	2,41
<b>AT</b>	1,20

Figura 4.27 – Relação entre os módulos dinâmicos obtidos por meio da técnica de pulso ultrassônico e de excitação por impulso

### 4.3 ENSAIOS FÍSICO-MECÂNICOS

Os resultados discutidos nessa seção correspondem aos realizados nos corpos de prova em condições naturais, isto é, logo após a extração e preparação das amostras. As análises referentes aos ensaios RCU executados após os ciclos de degradação hidromecânica são esmiuçados no item 4.6.

#### 4.3.1 RCU e Constantes Elásticas

Num total, foram efetuados 12 ensaios de resistência à compressão simples em condições naturais, sendo 11 associados à medição das constantes elásticas, por meio de extensômetros. Utilizou-se um dos CPs, que por sinal não apresentava as condições ideais de A:D (1,96:1), para checagem da adequabilidade da taxa de carregamento estabelecida (6 kN/min).

Anterior à execução, todas as amostras foram analisadas quanto à presença de discontinuidades, além de registradas fotograficamente. Entre todos os CPs, notou-se que apenas o CP-02 continha descontinuidade proeminente, que iniciava-se no topo até a lateral do cilindro (Figura 4.28). Nos demais corpos de prova, não evidenciaram-se fissuras. Um resumo dos valores de  $\sigma_u$ ,  $E_s$  e  $\nu$  é apresentado na Tabela 4.11.

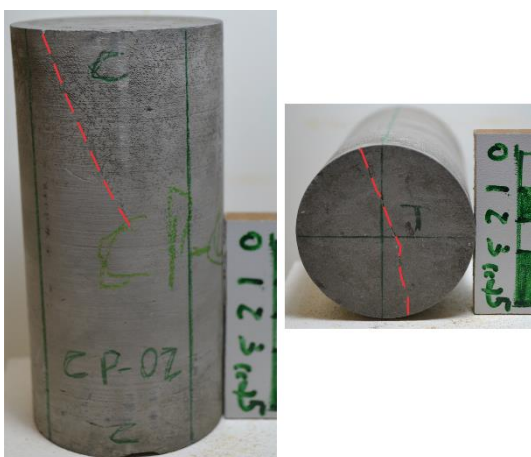


Tabela 4.11 – Síntese dos valores de resistência à compressão simples ( $\sigma_u$ ), módulo de deformabilidade estático ( $E_s$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

$\sigma_u$ (MPa) (12 amostras)					
$\bar{x}$	21,3	$C_v$	23,5%	<b>Máx.</b>	28,67
<b>S</b>	5,0	<b>Mín.</b>	10,03	<b>AT</b>	18,64
$E_s$ (GPa) (11 amostras)					
$\bar{x}$	0,97	$C_v$	31,1%	<b>Máx.</b>	1,3
<b>S</b>	0,3	<b>Mín.</b>	0,5	<b>AT</b>	0,8
$\nu$ (11 amostras)					
$\bar{x}$	0,31	$C_v$	25,7%	<b>Máx.</b>	0,48
<b>S</b>	0,08	<b>Mín.</b>	0,22	<b>AT</b>	0,26

Figura 4.28 – Reconhecimento de fissura no CP-02, propagando-se do topo à lateral

Como era de se esperar, os valores mínimos dos três parâmetros associam-se à amostra reconhecida com a presença da descontinuidade, aumentando sensivelmente o coeficiente de variação da  $\sigma_u$  e  $E_s$ . Caso não tivessem sido



considerados os resultados dessa amostra, os valores seriam de 22,28 MPa e 1,01 GPa para a média, e de 16,7% e 26,80% para o  $C_v$ .

Os valores de  $\sigma_u$  obtidos mostraram que os siltitos do Grupo Itararé em condições naturais podem ser caracterizados como brandos, dado à resistência inferior a 25 MPa (ISRM, 1978b). Mesmo em se tratando de CPs extraídos de blocos provenientes do mesmo nível estratigráfico, verifica-se o elevado  $C_v$  para os três parâmetros analisados.

As curvas tensão x deformação para os siltitos assemelharam-se muito ao constatado por Deer e Miller (1966), isto é, com pronunciada deformação e de difícil visualização do ponto de início da dilatância, como se verifica nos gráficos da Figura 4.29. Nota-se que as leituras da deformação radial e axial realizadas pelos extensômetros não atingem o pico da curva, sendo intermitentes. Na totalidade dos casos, as medições dos strain gauges foram coerentes até 50% da resistência pico, possibilitando o cálculo do módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson de acordo com as especificações da norma D7012 (ASTM, 2014) para o módulo tangente.

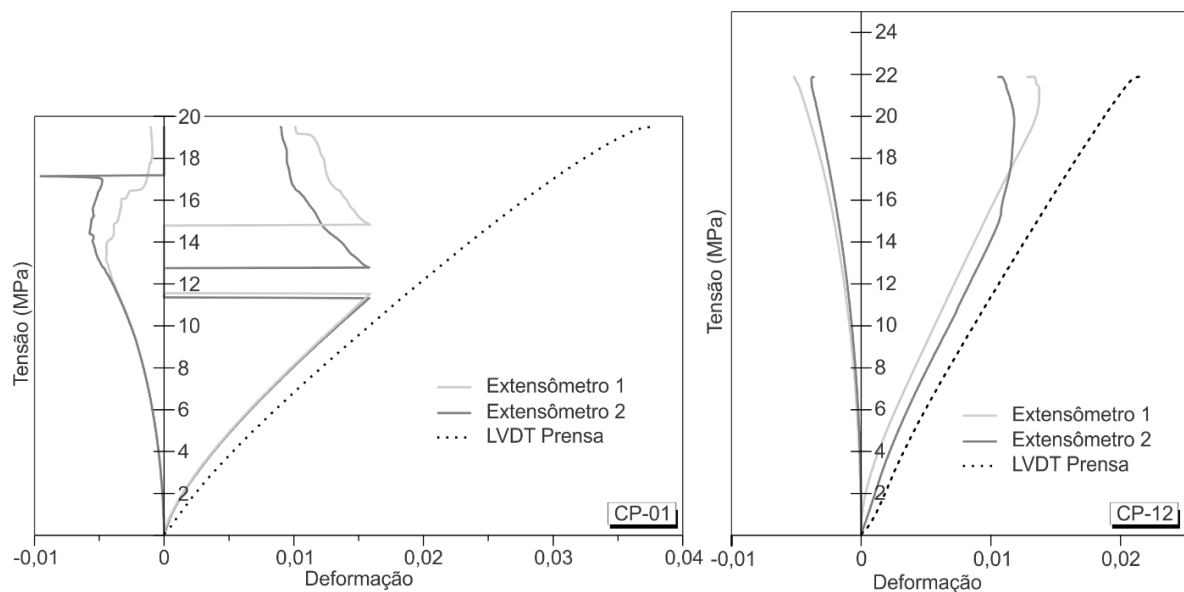


Figura 4.29 – Comportamento da curva tensão x deformação para duas das amostras ensaiadas

Ainda sobre a intermitência, acredita-se que o microfissuramento tenha se iniciado próximo ao fim das leituras contínuas dos extensômetros, afetando o contato entre a resistência e as paredes do CP, associado ao limitado tamanho da grade da resistência (6mm x 6mm), que pode não ter sido suficiente para proporcionar leituras mais próximas à  $\sigma_u$ .

Outra característica visualizada nos ensaios de RCU, foi à similaridade de inclinações das retas de tensão x deformação axiais, registradas a partir da leitura do LVDT interno da prensa e dos extensômetros. Como se nota na Figura 4.29, as retas estão afastadas, provavelmente devido aos deslocamentos iniciais em razão do acomodamento dos pratos, espaçadores e esfera, além das maiores deformações que geralmente ocorrem nos extremos dos corpos de prova. Como comparação, calcularam-se os módulos de deformabilidade levando em consideração os deslocamentos registrados pelo LVDT, divididos pelo comprimento dos corpos de prova. Conforme mostrado na Figura 4.30, os valores foram muito similares, com um  $R^2$  de 0,869, onde notadamente os resultados de E calculados pelos extensômetros são ligeiramente maiores que os dos deslocamentos do embolo.

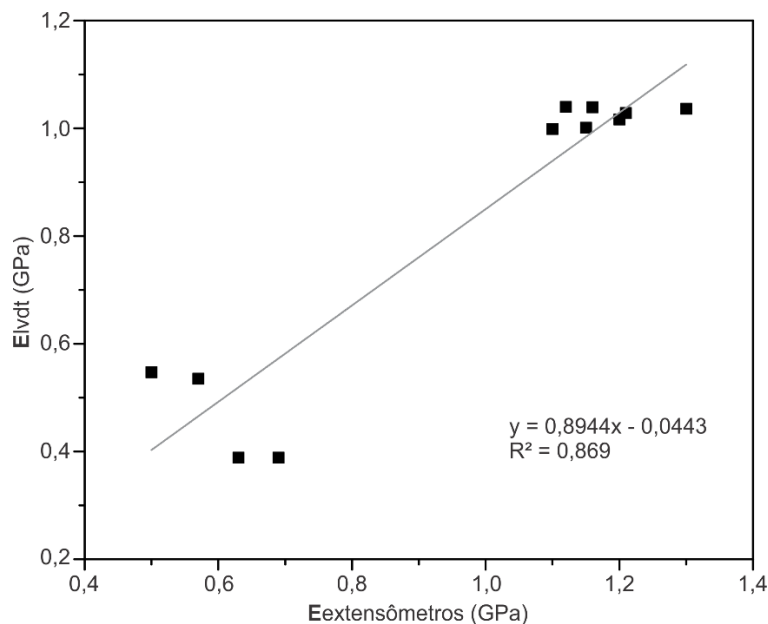


Figura 4.30 - Comparação entre módulos de deformabilidade calculados pelas deformações registradas por extensômetros e os deslocamentos do embolo da prensa, por meio do LVDT interno do equipamento

A Figura 4.31 mostra a dependência da resistência à compressão simples com o  $w$ , a  $\eta_a$  e a  $\rho_{nat}$ . Para todos, há uma variação linear, com aumento de  $\sigma_u$  pelo decréscimo do teor de umidade/porosidade aparente e pelo acréscimo da massa específica aparente seca. Sendo os índices físicos baseados aos resultados por bloco, verifica-se que para as amostras de mesma origem, isto é, com as mesmas condições particulares de horizontes mineralógicos/texturais, ainda assim são distintos os resultados de  $\sigma_u$ . Essas variações provavelmente associam-se às diferenças microestruturais, particulares de cada corpo de prova. Variações semelhantes entre amostras de mesmas camadas em condições naturais foram verificadas por Taylor

(1988), cujos valores de  $\sigma_u$  em lamitos de Coal Measure variaram de 5 a 16 MPa, com média de 11,18 MPa e desvio padrão de 3,74 MPa.

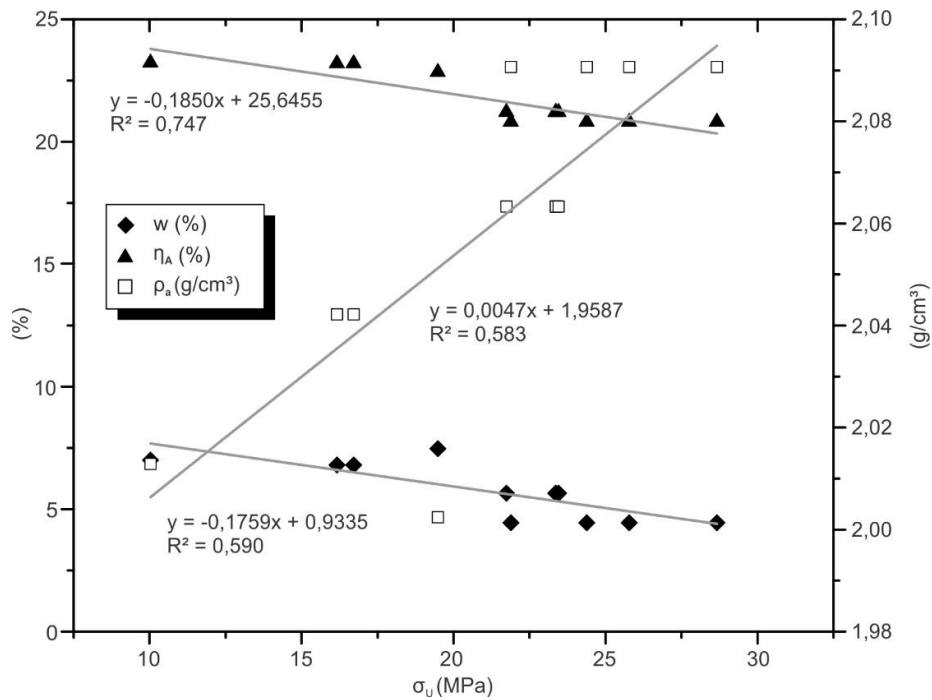


Figura 4.31 – Correlações entre a porosidade aparente, teor de umidade e massa específica aparente seca com a resistência a compressão simples

Comparando-se os módulos de deformabilidade obtidos pelos métodos estáticos e dinâmicos, verifica-se uma maior correlação entre o  $E_s$  com o  $E_{ds}$ , dado à menor dispersão evidenciada pelos resultados, com um  $R^2$  de 0,802 (Figura 4.32). Em média, a razão entre os módulos dinâmicos e estáticos foi de 1 : 4,12 para o método de propagação por impacto e de 1 : 7,05 para o ultrassônico.

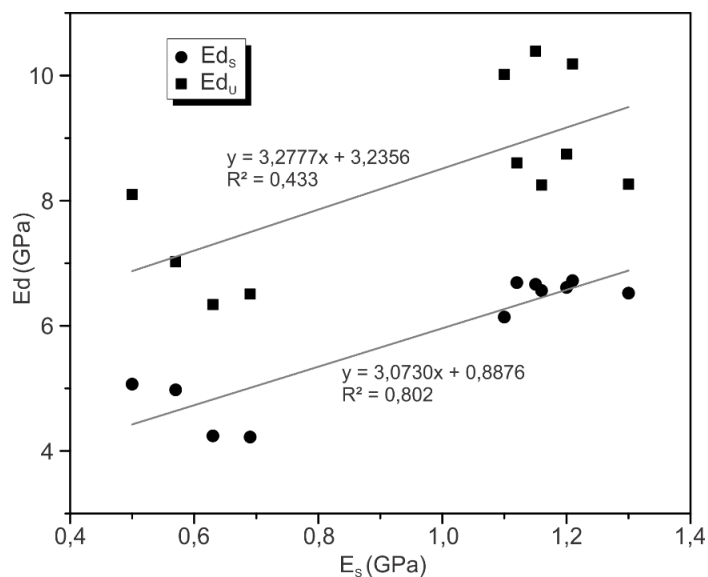


Figura 4.32 – Correlação entre os módulos dinâmicos e estático

### 4.3.2 Compressão Puntiforme

Os ensaios de compressão puntiforme foram realizados em 34 fragmentos de silito em condições naturais, sendo os valores resultantes de  $I_{50}$  de acordo com a Tabela 4.12. Percebe-se um elevado  $C_v$ , muito similar ao obtido com os resultados de  $\sigma_u$  (23,5%).

Tabela 4.12 – Resumo dos valores de  $I_{50}$  das 34 amostras ensaiadas.

$\bar{x}$ (MPa)	1,79	$C_v$ (%)	25,7	Máx. (MPa)	2,47
S (MPa)	0,46	Mín. (MPa)	0,44	AT (MPa)	2,04

Os valores de  $I_{50}$ , quando comparados com os índices físicos, apresentaram baixa correlação, dado à evidente dispersão dos pontos ensaiados. Notam-se apenas leves tendências de aumento do  $I_{50}$  com a diminuição do teor de umidade e a porosidade. Gu *et al* (2008), para o mesmo intervalo de  $w$  analisado, também obtiveram pontos dispersos e conseqüente baixa correlação.

O procedimento de cálculo da resistência a compressão simples por meio dos resultados de  $I_{50}$  seguiram, além da fórmula básica (Eq. 4.1) especificada na norma D5731 (ASTM, 2008), sugestões de fatores índices de conversão da resistência ( $k$ ) referenciados por Norbury (1986) e Hawkins (1998), conforme apresentado na Tabela 4.13. Para esses intervalos de  $k$ , utilizaram-se a média dos valores de  $I_{50}$ , sendo excluídos os dois valores extremos, resultando em um  $I_{50(\text{médio})}$  de 1,83 MPa.

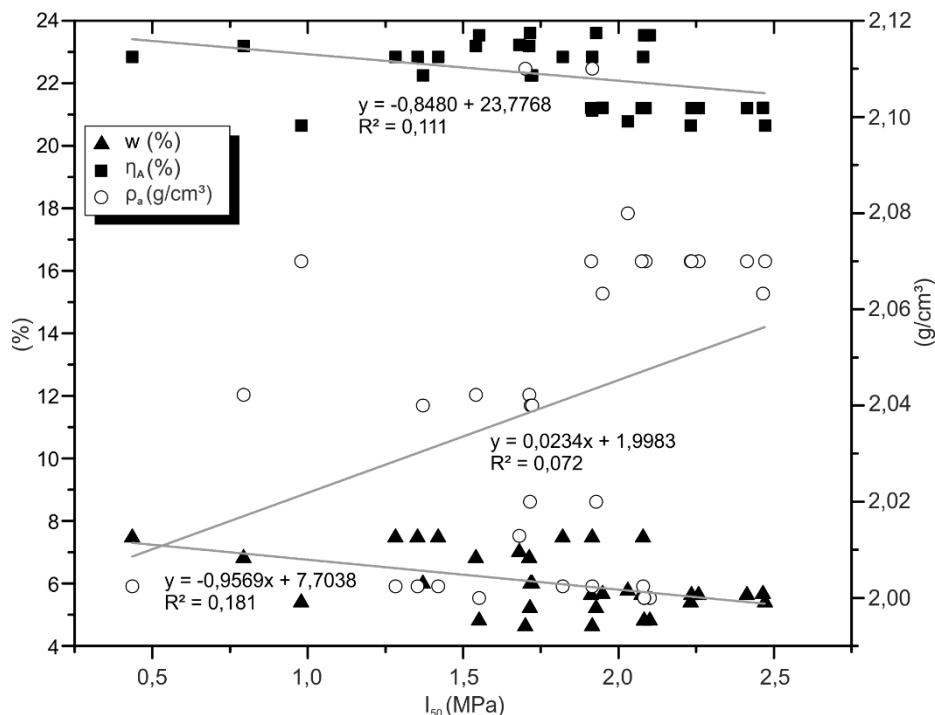


Figura 4.33 – Correlação entre os índices físicos  $w$ ,  $\eta_a$  e  $\rho_a$  com o  $I_{50}$

$$\sigma_u = K \cdot J_{50} \quad (4.1)$$

Tabela 4.13 – Fatores índices de conversão da resistência (k)

<b>Autores</b>	<b>Valores de k</b>
Broch e Franklin (1972)	Geral - 24
D'Andrea <i>et al</i> (1965) e Anon (1972)	Geral - 16
Anon (1977) e ASTM (2008)	Função do diâmetro, $14 + 0,17D$
Read <i>et al</i> (1980)	Rochas Sed. -10 - 45
Norbury (1986)	Siltitos -15-35
Hawkins (1998)	Rochas Sed. Úmido: 10; Seco: 15

Dentre os autores mencionados na tabela, para o presente estudo, notou-se coerência com o verdadeiro valor de  $\sigma_u$  apenas o recomendado por Read *et al* (1980) e por Hawkins (1998), isto é, com valores de k entre 10 a 15. Mais especificamente, um valor de K entre 11 a 12, atingindo o valor médio de  $\sigma_u$  de 21,3 MPa.

#### 4.4 ENSAIOS DE ALTERAÇÃO LABORATORIAL

##### 4.4.1 Ciclos de imersão e secagem

Por meio dos ciclos de imersão e secagem com o esgotamento da água utilizada para a submersão, foi possível o monitoramento de, além da deterioração dos fragmentos, da condutividade elétrica e do potencial de hidrogênio da água deionizada, ao longo de 10 ciclos.

De acordo com o registro fotográfico de ciclo após ciclo do recipiente 2 (Figura 4.34), com a secagem inicial para eliminação da umidade natural, os fragmentos passaram por um visível processo de fissuração. A partir do 2º ciclo, principiam-se rachaduras por mais de uma dimensão, originando lasqueamentos progressivos do 3º ao 10º ciclo, culminando na passagem de todos os fragmentos pela peneira com a abertura de 19mm.



Figura 4.34 – Registro fotográfico do estado dos fragmentos de rocha após as etapas de secagem. Verifica-se o intenso fissuramento ao longo dos ciclos, evidente já com a primeira secagem. As imagens da 2ª secagem foram perdidas

Com a primeira etapa de umedecimento, iniciou-se a lixiviação dos íons sulfetados presentes nos fragmentos, dado ao início do processo de cristalização de gipsita, anidrita e hexahidrita na superfície das partículas e no recipiente, mesmo com a sucção da solução lixiviante, por meio de bomba a vácuo. Em razão dessas observações, admite-se que o transporte do enxofre, para posterior formação dos cristais em combinação com os elementos K e Ca, ocorreu tanto na fase de submersão quanto na de secagem, provavelmente associado à fuga da água retida nos fragmentos, com o aumento de temperatura e consequente condução de íons



para a superfície. Isso explica a origem de particulado branco, capeando o maciço rochoso na pedreira Mingone, que havia sido exposto recentemente (Figura 4.35).



Figura 4.35 – Presença de particulado branco semelhante ao evidenciado nos ciclos de imersão e secagem

Outra característica evidenciada a partir do 9º ciclo, foi que não mais se observaram cristalizações na superfície dos fragmentos. Além disso, houve uma sensível diminuição dos cristais que se desenvolviam no recipiente, tendo como pico, a 8ª etapa de secagem. Com as leituras médias de pH e CE das soluções lixiviadoras, foi possível estabelecer uma correlação com a interrupção do processo de cristalização. Como se verifica na Figura 4.36, houve uma pequena mas constante diminuição do pH nas soluções, variando de 3,90 a 3,58, e um pico de CE na 5ª etapa de umedecimento, com queda e provável diminuição da intensidade de lixiviação de íons. Essa queda na condutividade, simbolizou a diminuição de íons disponíveis para a formação de cristais, sendo a diminuição de pH, aliada à ainda existente presença de elementos mais ácidos no recipiente.

O somatório das perdas em massa de finos a longo dos ciclos foi de 0,8% ou 13,83g, sendo pouco representativo dado que ainda permaneciam finos no fundo dos vasilhames ao final do ensaio.

Os ciclos de imersão e secagem com variação de temperatura não apresentaram diferenças visuais significativas. Para as três temperaturas, foram evidenciados aspectos de fissuração, rachaduras e lasqueamentos semelhantes ao longo dos ciclos. Verifica-se, portanto, que é a água o reagente fundamental para o avanço do processo de degradação dos siltitos.

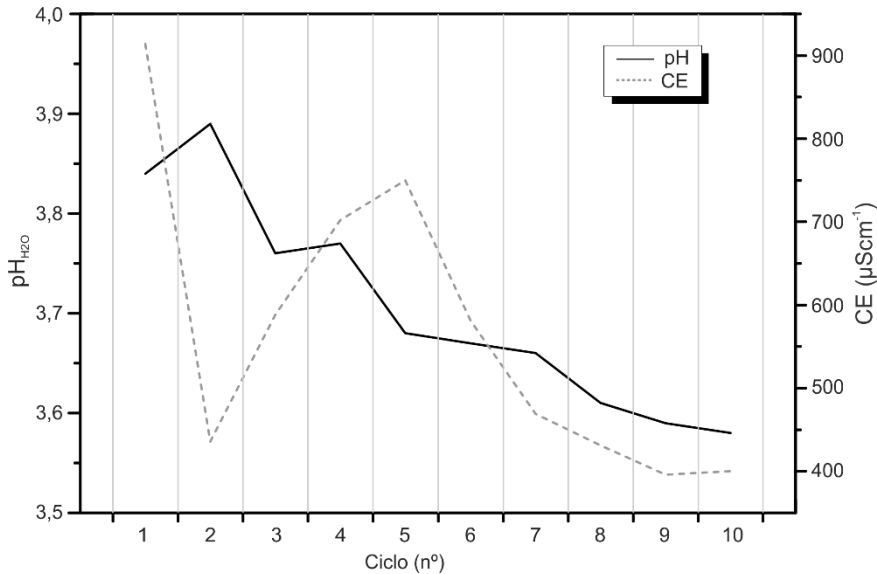


Figura 4.36 – Comportamento da condutividade elétrica e do potencial de hidrogênio ao longo dos ciclos

Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios de pH e CE

T (°C)	pH(H <sub>2</sub> O)	CE (mS.cm <sup>-1</sup> )
40	2,64	25
60	2,66	26,8
110	2,45	24,7

#### 4.4.2 Desgaste em meio aquoso

São distintas as considerações feitas por autores em relação ao ensaio de desgaste em meio aquoso, utilizando tambores construídos através de uma malha de 2mm. Desde a sua construção (FRANKLIN; CHANDRA, 1972), existem divergências em relação ao número de ciclos, a velocidade de rotação, o tempo de duração, a abertura da malha, a geometria dos fragmentos, etc (ISRM, 1977a; TAYLOR, 1988; SANTI, 1998; CZEREWKO; CRIPPS, 2001).

Foram sujeitos à degradação simultânea 4 grupos de amostras com geometrias irregulares, em 10 ciclos. Os resultados dos ensaios e os registros fotográficos são apresentados na Figura 4.37, onde relacionou-se os índices do desgaste em meio aquoso ( $I_d$ ) em correspondência aos ciclos. Os valores de  $I_d$  foram calculados pela massa seca retida no tambor em relação à massa seca inicial. Além disso, determinou-se para cada ciclo, as classes de durabilidade propostas em ISRM (1977a), apresentadas na Tabela 4.15.



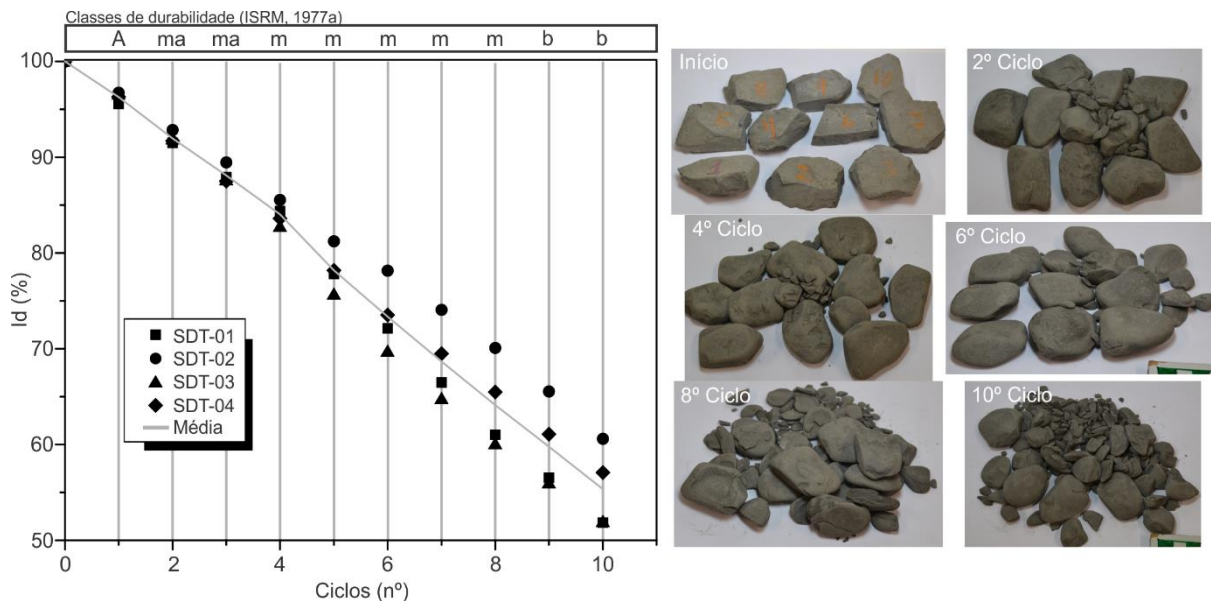


Figura 4.37 – Resultados dos ensaios de desgaste em meio aquoso, segundo as classes de durabilidade de ISRM (1977a), apresentadas na Tabela 4.15, com o registro fotográfico a cada 2 ciclos da amostra SDT-02

Tabela 4.15 – Classificação do índice de durabilidade (Id), segundo ISRM (1977a)

Id (%)	Classe de durabilidade
0 – 30	Muito Baixa (mb)
30 -60	Baixa (b)
60 – 85	Moderada (m)
85 – 95	Moderadamente alta (ma)
95 – 98	Alta (A)
98 – 100	Muito alta (mA)

A partir do gráfico (Figura 4.37), concluiu-se que as rochas siltosas do Grupo Itararé são pouco duráveis, tendendo a inteira degradação ou à classe muito baixa com o aumento dos ciclos. Em média, verificou-se uma perda média de 4,5% de material por ciclo. Os resultados da curva média foram ainda plotados em um gráfico similar (Figura 4.38) apresentado por Taylor (1988), que reuniu diversos ensaios executados em rochas argilosas até o 6º ciclo. Nota-se que, na grande maioria dos casos, as curvas seguem um padrão contínuo de perda de durabilidade, concentradas geralmente acima dos 75% de Id, tendendo também a degradação total.

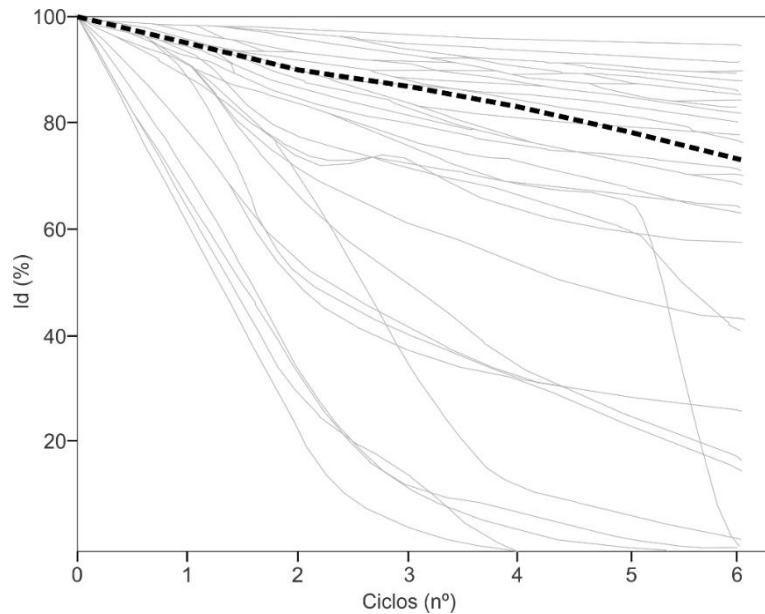


Figura 4.38 – Resultados médios de desgaste (em tracejado) comparado com ensaios em rochas argilosas reunidos por Taylor (1988)

## 4.5 ENSAIOS FÍSICO-QUÍMICOS

### 4.5.1 Matéria orgânica

Hawkins (2014) afirmou que a cor da rocha está diretamente ligada com a sua mineralogia. Citou como exemplo os calcários, que, geralmente, possuem cores claras. Em contraste, as rochas argilosas contendo carbono orgânico e/ou pirita, que são proporcionalmente escuras.

Analisando-se os ensaios realizados no solo residual e no pó de rocha, notou-se uma grande similaridade na porcentagem de matéria orgânica, mesmo com cores nitidamente diferentes, conforme classificação por meio da escala de Munsell. O solo, inicialmente amarelo pálido, teve a cor alterada para amarelo avermelhado, com uma média de 3,27% de matéria orgânica. Já o pó de rocha, de cinza escuro para amarelo, com média de 3,91% de presença de matéria orgânica. Muito provavelmente, foi a oxidação da pirita e das incrustações de ferro, identificados respectivamente no MEV e na petrografia, que condicionaram a cor de alteração dos siltitos. Além disso, a diferença entre o solo e a rocha está, muito provavelmente, relacionada aos processos intempéricos avançados do solo.

O teor constatado conferiu ainda com a presença dos fragmentos orgânicos visualizados por meio do MEV, além de justificar a presença e a formação de pirita ao longo da gênese dos siltitos.

#### 4.5.2 Teste de adsorção de Azul de Metileno

Com uma concentração de azul de metileno de 1,5g/L, realizaram-se diversas determinações do CTC e  $V_b$ , com amostras passantes na peneira de 2mm. Os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno para o solo e o pó de rocha, em condições naturais e aquecidos a 110°C, são apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Valores da Capacidade de troca catiônica (CTC) e o índice de adsorção de azul de metileno ( $V_b$ )

<b>Material</b>	<b>CTC (meq/100g)</b>	<b><math>V_b</math> (g/100g)</b>
Solo – Natural	12,7	4,0
Solo – 110°C	12,8	4,1
Pó rocha– Natural	14,1	4,5
Pó rocha – 110°C	14,0	4,5

Conforme se pode notar, foram pouco significativas as diferenças dadas em razão da presença de um teor de umidade natural. Pelas associações de Beaulieu (1979)<sup>7</sup> e Lautrelin (1989)<sup>8</sup> apud Pejon (1992), pode-se classificar os argilominerais presentes com os valores de CTC e  $V_b$  (Tabela 4.17 e Figura 4.39). Verifica-se que para as CTC, as amostras podem ser caracterizadas com a presença de caulinita. Para  $V_b$ , os valores são muito superiores ao ramo da caulinita, utilizando-se porcentagens em argila de 29,2% para o solo e 34,5% para o pó de rocha, oriundos do ensaio de granulometria conjunta.

Segundo Chitolina *et al* (1995), Lopes e Guilherme (2004) e Souza e Carvalho (2014), a adsorção de azul de metileno é fortemente afetada em virtude da presença de matéria orgânica, além da presença de pirita (DOMINGUINI *et al*, 2014). Isso explica a diferença significativa do  $V_b$ , além do elevado valor de CTC para o intervalo

<sup>7</sup> BEAULIEU, J. **Identification géotechnique de matériaux argileux narels par la mesure de leur surface au moyen du bleu de méthylène**. Thèse de doctorat de 3<sup>e</sup> cycle, Univ. De Paris-Sud, Orsay, 133 p, 1979.

<sup>8</sup> LAUTRIN, D. Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil. In: **Bull. Labo. P. et Ch.**, fevr.-mars., pp.53-65, 1989.

da caulinita, em razão da presença de matéria orgânica constatada no item anterior, além da pirlita.

Tabela 4.17 – CTC de diversos tipos de argilas (modificado de Pejon, 1992)

Argila	CTC (meq/100g)	Argila	CTC (meq/100g)
Caulinita	3 – 15	Montmorilonita	80 – 150
Haloisita 2H <sub>2</sub> O	5 – 10	Clorita	10 – 40
Haloisita 4 H <sub>2</sub> O	10 – 40	Atapulgota	20 – 30
Ilita	10 – 40	Vermiculita	100 - 150

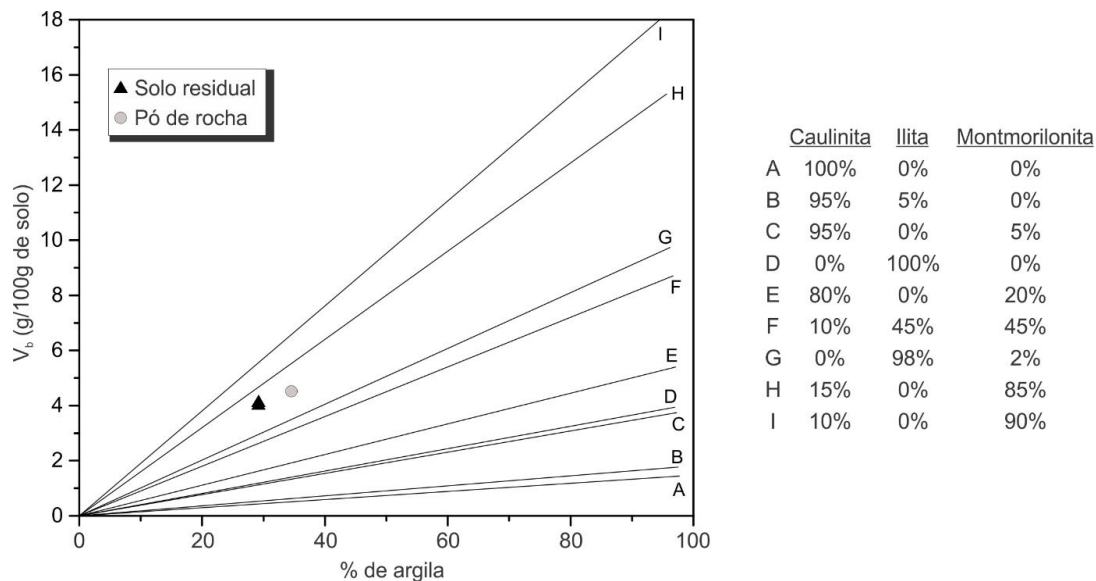


Figura 4.39 - Mineralogia das argilas em relação à adsorção de azul de metileno (modificado de Pejon, 1992)

#### 4.5.3 pH e CE

Os resultados de pH e a CE medidos para as amostras de solo e pó de rocha são apresentados na Tabela 4.18, representando a média de 3 resultados. Foram executadas medições na condição natural e pós aquecimento em estufa a 110°C, para eliminação do teor de umidade natural.

Tabela 4.18 – Resultados dos ensaios de pH e CE

Material	w (%)	pH <sub>(H<sub>2</sub>O)</sub>	CE (μS.cm <sup>-1</sup> )
Solo – Natural	1,88	5,64	28
Solo – 110°C	-	5,28	28
Pó rocha– Natural	3,45	4,82	1.084
Pó rocha – 110°C	-	4,74	1.218

Constata-se que não há nenhuma modificação na migração de íons solúveis entre o solo natural e o aquecido em estufa, em contraste com a sensível diminuição

do pH, pela diminuição do teor de umidade natural. Para a rocha, verificou-se apenas o aumento da condutividade elétrica, associado à diminuição da diluição da solução em razão do menor  $w$ . Além dessas diferenças, é mais do que considerável o contraste entre os valores de CE e pH entre o solo e rocha. Essa desigualdade é evidentemente dada em virtude da presença do sulfeto de ferro (pirita) no pó de rocha, não descrito em amostras de solo, conforme os resultados de DRX.

Plotando-se os resultados de pHxCE (Figura 4.40), somados aos valores apresentados para os resíduos de cristalização dos sulfetos provenientes dos ciclos de imersão e secagem (Tabela 4.14), convalidam-se essas discrepâncias. Além do mais, vê-se até que, o aumento/diminuição não é tão considerável assim em relação aos constatados para os sulfetos “puros”.

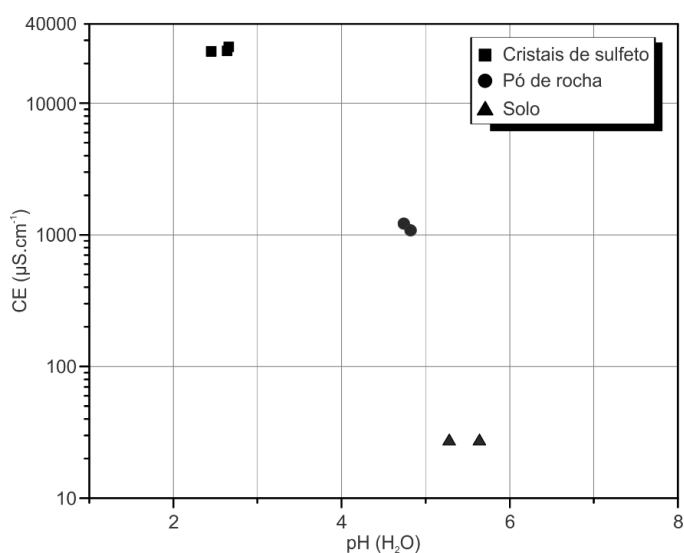


Figura 4.40 – Correlação entre os resultados de pH e CE

## 4.6 CICLOS DE DEGRADAÇÃO HIDROMECÂNICA

### 4.6.1 Transcurso do ensaio

Na Figura 4.41, verifica-se o comportamento da temperatura e da umidade relativa do ar ao longo das etapas de umedecimento e secagem. Distingue-se claramente a ordem de ciclos por meio dos devidos aumentos e diminuições da UR. Na primeira etapa de secagem, nota-se uma interrupção das leituras automatizadas, pois os dessecadores foram abertos para o aquecimento da sílica gel que, em razão do elevado  $w$  das amostras, mostrou-se nitidamente rosada em poucas horas.

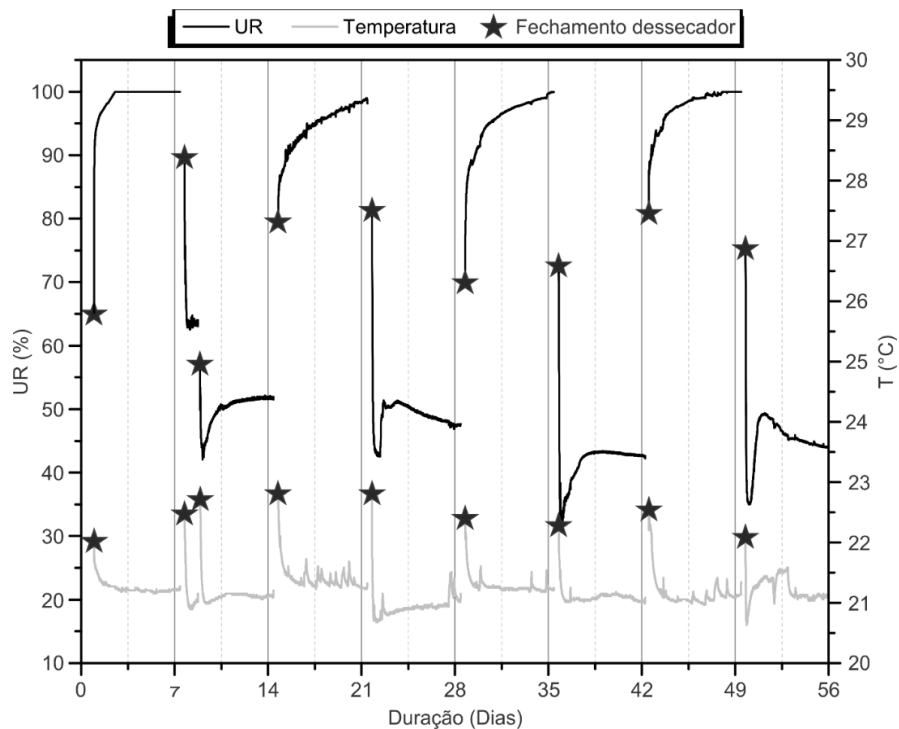


Figura 4.41 – Comportamento da temperatura e a umidade relativa do ar (UR) ao longo do ensaio

Com o controle do ambiente da sala pelo ar-condicionado, foi mínima a variação de temperatura, oscilando entre 20,5 a 21,6°C. Essas oscilações eram causadas muito provavelmente pela abertura da porta da sala, que refletia em pequenos picos de UR de dentro do dessecador. Em todas as etapas de umedecimento, viu-se que a UR atingia praticamente o pico de 100%, estando acima da capacidade de leitura do equipamento (95%). Na totalidade das etapas de secagem, verificam-se abruptas quedas de UR, e posterior aumento causado possivelmente pela lenta mobilização de água entre os poros até a periferia do CP, e conseqüente troca com a atmosfera interna do dessecador e a sílica gel, sendo atingido o equilíbrio no decorrer dos dias.

Evidenciou-se ao longo de todos os ciclos a mudança de cor dos CPs, passando de cinza-escuro para um cinza claro, esbranquiçado. Houveram concentrações esbranquiçadas (Figura 4.42) que continham cheiro de enxofre, após as etapas de secagem. Essas concentrações não formavam cristais tão evidentes quanto aos analisados no DRX, mas muito provavelmente se associavam à mesma origem. Esses registros mostram a mobilização dos sulfetos oriundos da pirita com a secagem, comprovadamente uma das causas da degradação da rocha.

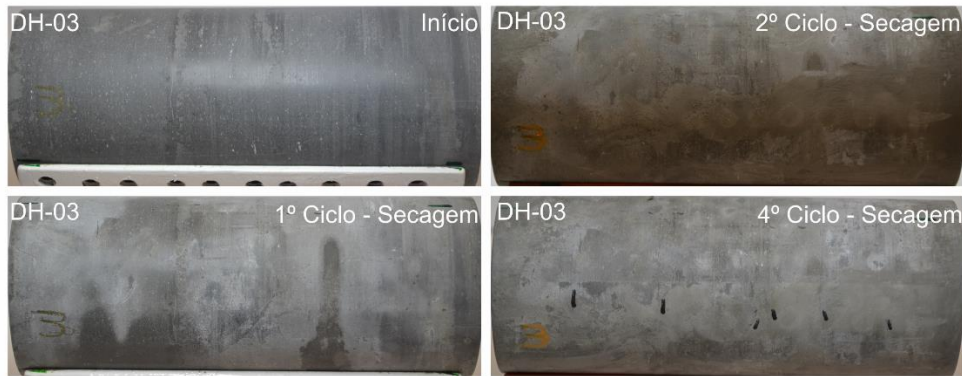


Figura 4.42 – Mobilização dos sulfetos na superfície dos CPs ao longo dos processos de ciclagem

### 4.6.2 Evolução dos parâmetros

O acompanhamento fotográfico permitiu o reconhecimento e contagem das fissuras superficiais causadas pelos ciclos de degradação. Em virtude das marcações nos testemunhos, registrou-se fotograficamente cada CP em 3 faixas (fotos) além de 2 fotos adicionais do topo e base. As contagens foram feitas durante o registro e balizada por meio da verificação foto a foto (Figura 4.43). De acordo com o histograma da mesma figura, a partir do somatório e média das descontinuidades observadas, é nítido que o processo de fissuramento principiou-se categoricamente no segundo ciclo, sendo o aumento progressivo ao longo das demais etapas.

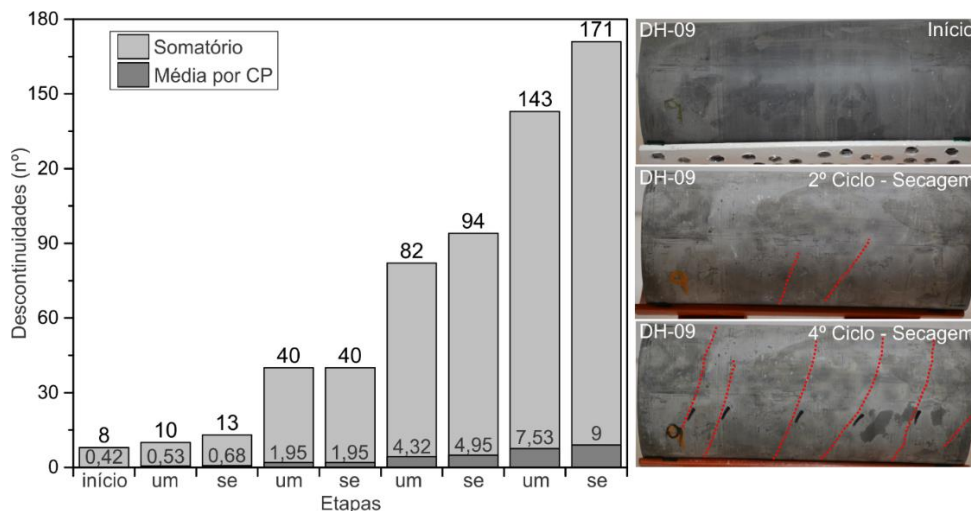


Figura 4.43 – Histograma de descontinuidades identificadas nos CPS ao longo das etapas de degradação (esquerda) e exemplo de evolução de descontinuidades com a amostra DH-09 (direita)

Ainda a partir do histograma, é evidente que o processo de umedecimento é mais enérgico na geração de fissuras, muito provavelmente devido ao aprisionamento do ar entre os poros, gerando uma forte pressão de expansão com a entrada da água.

Os teores de umidade obtidos nos ensaios de índices físicos para cada bloco serviram de valor inicial para os 19 CPs. Conforme se verifica na Figura 4.44, as médias de variações de  $w$  praticamente se estabilizaram a partir do 2º ciclo, sendo os valores úmidos e secos a partir desse com  $C_v$  de 3,0% e 4,73%, respectivamente. Essas semelhanças permitiram uma comparação fidedigna dos valores de  $V_p$ ,  $f_N$  e módulos dinâmicos em relação à existência de degradação hidromecânica. Dessa maneira, discrepâncias de valores dos parâmetros supracitados seriam causadas exclusivamente em razão do aparecimento de descontinuidades.

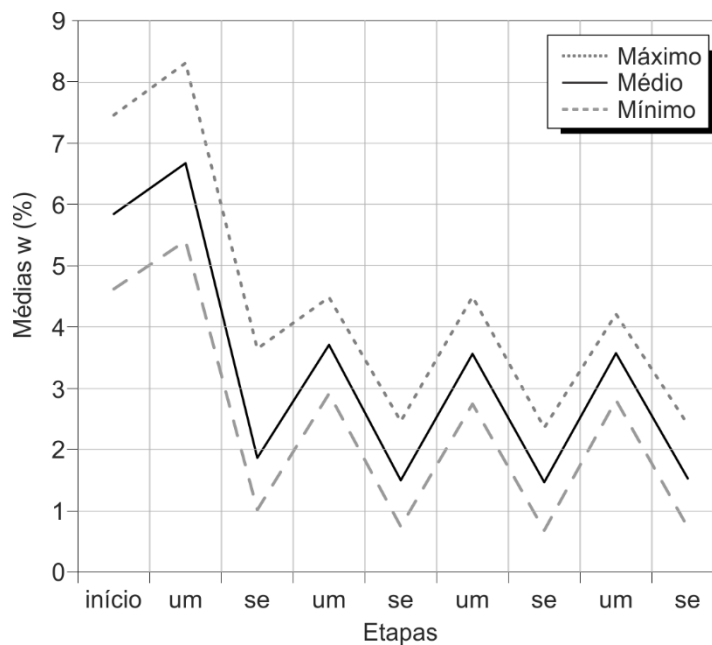


Figura 4.44 – Evolução do teor umidade ( $w$ ) médio das 19 amostras em relação às etapas de degradação

Comparando-se os valores médios de frequência natural (Sonelastic) e de velocidade de propagação de onda P (ultrassom) por etapa com a umidade natural (Figura 4.45), foi clara a diferença de resultados entre os dois métodos. Verifica-se que no decorrer dos ciclos,  $V_p$  foi praticamente constante para teores de umidade semelhantes, isto é, a partir do 2º ciclo. Obviamente, a variação se dá apenas entre diferentes estados do ambiente (úmido ou seco), não sendo eficiente a utilização do método para verificação da qualidade de CPs de siltito com nítida presença de



descontinuidades. Adicionalmente, atenta-se ao fato de que os valores de  $V_p$  foram muito semelhantes para umidades baixas e elevadas. ( $\sim 1615$  m/s).

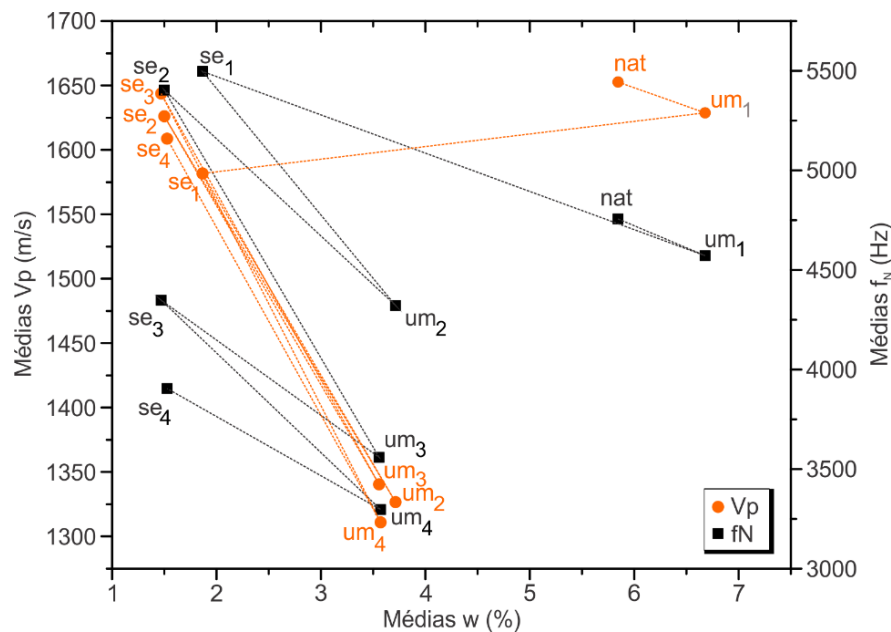


Figura 4.45 – Variações de  $V_p$  e da  $f_N$  ao longo dos ensaios de degradação hidromecânica, em relação ao teor de umidade

O efeito do teor de umidade é mais bem definido por meio do sistema Sonelastic. Vê-se que estados mais úmidos resultam em valores inferiores de frequência natural (nat/um/se). Não obstante, diferentemente dos resultados de  $V_p$ , é clara a tendência de diminuição da frequência natural com semelhantes valores de  $w$ , sendo abrupta a partir do terceiro ciclo, quando comparados os valores de se<sub>2</sub>/se<sub>3</sub> (20%) e um<sub>2</sub>/um<sub>3</sub> (18%). Essa diferença é claramente atribuída às descontinuidades, sendo o único parâmetro que sofreu modificação a contar do 2º ciclo.

Conjetura-se, diante das discrepâncias apresentadas entre os métodos, que o motivo de o ultrassom não ter identificado a presença de fissuras foi a sua análise “pontual” do corpo de prova. O tempo de percurso da onda, dado a limitado comprimento dos CPs, praticamente não aumentará em razão da presença de descontinuidades cujos contatos entre paredes são ainda em grande parte existentes. Diferentemente, o método da excitação por um impacto é consequência do comportamento do CP como um todo, refletindo assim na diminuição das frequências em razão do “aparecimento” de novas descontinuidades.

Conclusões semelhantes em relação à dificuldade de utilização do ultrassom ( $V_p$ ) na identificação de fissuras ou ainda materiais menos densos em meio à mais

denso foram objeto de estudo de Campo Ramírez (2015), em corpos de prova de concreto. Por meio da tomografia ultrassônica (análise pontual em malha discretizada) e posterior modelagem (2D e 3D) de  $V_p$ , não identificou diferenças significativas em CPs natural x parcialmente fissurados e CP de concreto com núcleos de isopor.

Como aparentemente os valores de  $V_p$  foram afetados exclusivamente pelo teor de umidade, elaborou-se um gráfico (Figura 4.46) com todos os valores relacionados mostrando que a umidade tem um comportamento diferenciado, marcadamente pouco entendido quando avaliou-se apenas  $w$  naturais (Figura 4.23). Há uma notada tendência de diminuição da velocidade até um limite de  $w$  em torno de 4,5%, e, a partir desse limite, um abrupto aumento, chegando próximo ao identificado para amostras secas. Com o progressivo aumento, nova tendência de diminuição, a partir dos 6%.

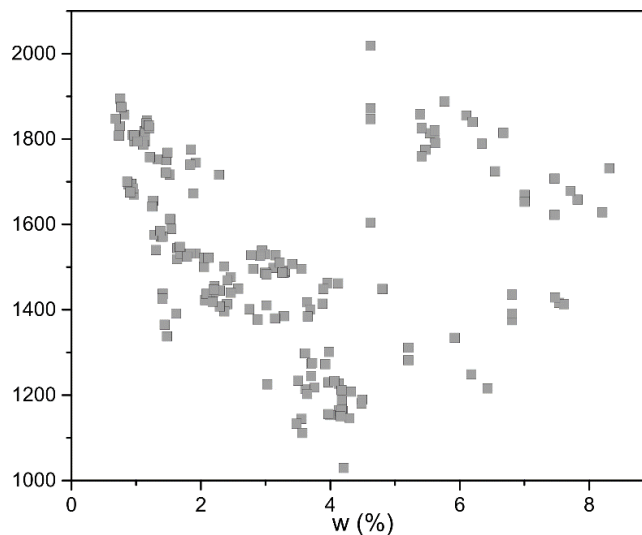


Figura 4.46 – Variação da velocidade da onda P em relação ao teor de umidade

As Tabelas 4.19 e 4.20 apresentam, respectivamente, os valores de  $E_d$  obtidos pelos métodos de impacto e ultrassônico, considerando as dezenove amostras avaliadas.

Tabela 4.19 – Estatística dos valores de  $E_d$ s (GPa) com as respectivas identificações dos tratamentos da ANOVA (item 4.6.3)

Estat.	Nat.	1º Ciclo		2º Ciclo		3º Ciclo		4º Ciclo	
		um (Tr1)	se (Tr2)	um (Tr3)	se (Tr4)	um (Tr5)	se (Tr6)	um (Tr7)	se (Tr8)
$\bar{x}$	3,33	3,09	4,23	2,67	4,09	1,80	2,70	1,58	2,32
Cv (%)	28,66	25,50	20,57	25,99	28,36	36,31	41,92	39,43	51,41
Mín	2,01	1,87	3,02	1,69	2,12	0,81	1,20	0,61	0,60
Máx	4,82	4,11	5,33	3,87	5,85	3,22	5,16	2,70	5,19

Tabela 4.20 - Estatística dos valores de  $E_d$  (GPa) com as respectivas identificações dos tratamentos da ANOVA (item 4.6.3)

Estat.	Nat.	1º Ciclo		2º Ciclo		3º Ciclo		4º Ciclo	
		um (Tr1)	se (Tr2)	um (Tr3)	se (Tr4)	um (Tr5)	se (Tr6)	um (Tr7)	se (Tr8)
$\bar{x}$	6,24	6,11	5,41	3,98	5,63	4,09	5,75	3,92	5,54
Cv (%)	26,49	24,38	21,17	23,01	22,35	23,05	22,89	24,05	25,47
Mín	3,62	3,25	3,97	2,82	3,23	2,77	3,23	2,28	3,16
Máx	9,17	7,76	7,01	5,18	7,49	5,32	7,77	5,33	7,65

Assim como esperado, nota-se variação dos valores médios de  $E_d$  em função dos teores de umidade e do número de ciclos, em que os valores de  $E$  são minorados com o aumento do número de ciclos de intemperismo e da redução sucessiva nos teores de umidade. As Figuras 4.47 e 4.48 ilustram o comportamento para os valores obtidos.

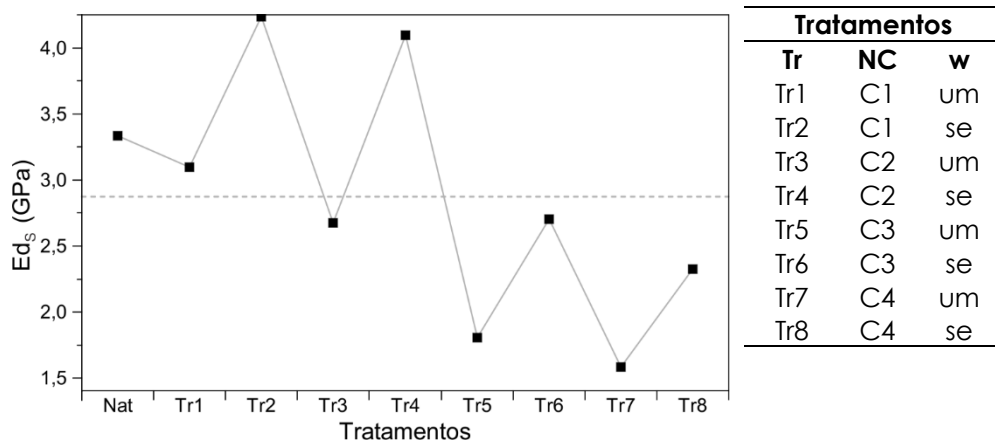


Figura 4.47 – Valores médios de  $E_{ds}$  (GPa)

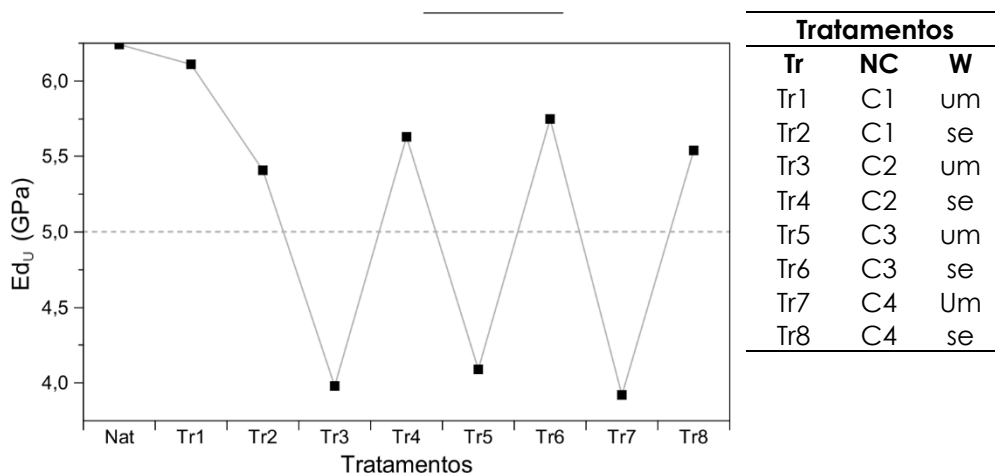


Figura 4.48 - Valores médios de  $E_{du}$  (GPa)

Tal como verificado anteriormente para a  $f_N$  e  $V_p$ , apenas o sistema Sonelastic captou diferença nos valores de módulo de deformabilidade nos quatro ciclos de

intemperismo, quando comparados aos do ultrassom. Utilizando o intervalo de mesmos valores de umidade, isto é, o 2º ciclo x o 4º ciclo, houve uma degradação do Módulo de Deformabilidade dinâmico de 40% no ramo úmido e de 43% no ramo seco. Foi efetivo portanto, o método utilizado para monitoramento da degradação hidromecânica.

Com a execução de ensaios de RCU com amostras em condições naturais (12) e degradadas (19), faz-se igualmente possível o entendimento da degradação de  $\sigma_u$ , conforme as estatísticas dos valores de resistência dos CPs degradados e os não degradados na Tabela 4.21 em relação ao teor de umidade. Infelizmente, devido à insuficiência de blocos, não fez-se possível a extração de testemunhos adicionais para a realização de ensaios de RCU com amostras com baixo teor de umidade, sem os vários tratamentos de secagem e umedecimento.

Tabela 4.21 – Estatísticas dos valores de  $\sigma_u$  de CPs degradados (19) e não degradados (12)

Não degradados				Degradados			
$\sigma_u$ (MPa)		w (%)		$\sigma_u$ (MPa)		w (%)	
$\bar{x}$	21,3	$\bar{x}$	5,71	$\bar{x}$	31,9	$\bar{x}$	1,53
Cv (%)	23,5	Cv (%)	19,5	Cv (%)	17,71	Cv (%)	36,1
Mín	10,03	Mín	4,45	Mín	19,80	Mín	0,74
Máx	28,67	Máx	7,47	Máx	43,14	Máx	2,41

De acordo ao apresentado na Tabela 4.21, os valores de resistência dos CPs degradados foram em média 33% superiores aos dos não degradados. Esses corpos de prova, caso tivessem sido apenas secos, muito provavelmente teriam apresentado valores de resistência muito superiores, caso as descontinuidades não estivessem presentes.

Confrontando os valores de  $\sigma_u$  x w encontrados por Gu *et al* (2008) para siltitos australianos (Figura 4.49), verifica-se que os siltitos do Grupo Itararé são em média muito superiores para os mesmos teores de umidade, se comparados os valores de resistência encontrados para as rochas não degradadas. Possivelmente, essa tendência também deveria ter sido encontrada para o mesmo intervalo de teores de umidade das amostras degradadas.

Por não terem sido instrumentados, não se faz possível a comparação dos módulos estáticos dos CPs não degradados e os degradados. Por outro lado, pode-se comparar os módulos de deformabilidade obtidos pelos deslocamentos registrados pelo LVDT interno da prensa, divididos pelo comprimento dos corpos de prova. Conforme o resumo dos valores apresentados na Tabela 4.22, os valores de módulo

de deformabilidade das amostras não degradadas foram 25% inferiores às degradadas.

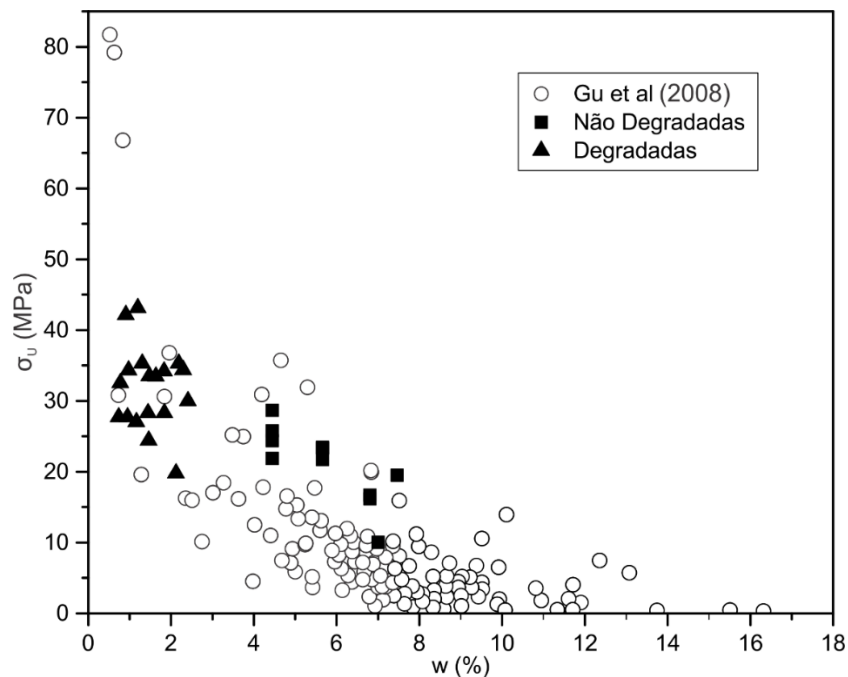


Figura 4.49 - Resultados dos ensaios de resistência a compressão simples em amostras degradadas e não degradadas em relação aos valores obtidos por Gu et al (2008)

Tabela 4.22 - Comparação entre  $E_{lvd1}$  calculados para as amostras degradadas e não degradadas

<b>Não degradados</b>		<b>Degradadas</b>	
	<b><math>E_{placa}</math> (GPa)</b>		<b><math>E_{placa}</math> (GPa)</b>
$\bar{x}$	0,83	$\bar{x}$	1,11
Cv (%)	33,25	Cv (%)	35,96
Mín	0,39	Mín	0,64
Máx	1,04	Máx	1,96

### 4.6.3 Análise de Variância

A Tabela 4.23 apresenta os resultados da ANOVA referentes ao planejamento fatorial completo envolvendo os fatores número de ciclos [NC] e teor de umidade [w] com os módulos de deformabilidade dinâmicos ( $E_{ds}$ ;  $E_{du}$ ) referente às 19 amostras testadas. Os P-valores superiores a 0,05 dos testes de Anderson Darling [AD] e de Bartlett [Bt] sobre os resíduos e por propriedade validam o modelo de ANOVA. Os fatores individuais NC e w afetaram de forma significativa nos valores de  $E_{ds}$ , o mesmo não ocorreu com relação à interação dos dois fatores (NC×w), por apresentar P-valor superior ao nível de significância adotado (0,05). A Figura 4.50

apresenta os gráficos dos efeitos principais para os valores de  $E_s$  em relação aos dois fatores considerados significativos pela ANOVA.

Tabela 4.23 - Resultados da ANOVA do planejamento fatorial completo referente aos valores de E

Propriedades	Validação da ANOVA		Resultados da ANOVA		
	AD	Bf	NC	w	NC×w
$E_s$	0,141	0,632	0,000	0,000	0,410
$E_u$	0,310	0,282	0,001	0,000	0,000

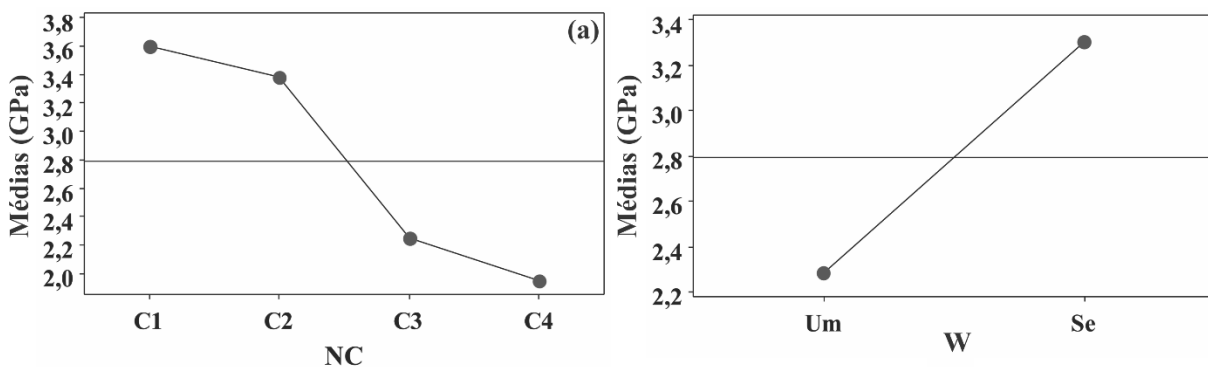


Figura 4.50 - Gráficos de efeitos principais dos fatores NC (a) e w (b) sobre os valores de  $E_s$

A ANOVA identificou diferença significativa na média dos valores de  $E_s$  tanto em função do número de ciclos de intemperismo quanto no teor de umidade. Os valores sofreram decréscimos sucessivos com o aumento do número de ciclos, e acréscimos da condição úmida para seca. A Tabela 4.24 apresenta os resultados do teste de Tukey do  $E_s$  para os dois fatores considerados significativos, sendo Ag. os agrupamentos formados.

Tabela 4.24 - Resultados do teste de Tukey para os módulos de elasticidade ( $E_s$  [GPa]) obtidos com o uso do equipamento sonelastic

Propriedade	Estat.	NC				w	
		C1	C2	C3	C4	um	se
$E_s$	$\bar{x}$	3,597	3,379	2,250	1,951	2,286	3,303
	Ag.	A	A	B	B	B	A

Do teste de Tukey para os valores de  $E_s$ , com relação ao número de ciclos de degradação, nota-se que os dois primeiros ciclos forneceram os maiores valores médios desta propriedade, considerados estatisticamente equivalentes, e que o terceiro e quarto ciclos implicaram nos menores valores de módulos de deformabilidade, considerados estatisticamente equivalentes. Dessa forma, verifica-se que a rocha começou a sofrer alterações mais perceptíveis nas propriedades

mecânicas apenas após a exposição ao terceiro ciclo de intemperismo, similar ao evidenciado anteriormente.

Para o  $E_d$ , a ANOVA evidenciou que ambos os fatores e também as suas interações afetaram de forma significativa nos valores de  $E$  (Tabela 4.23). A Figura 4.51 apresenta os gráficos de efeitos principais e de interação dos fatores para o  $E_d$ .

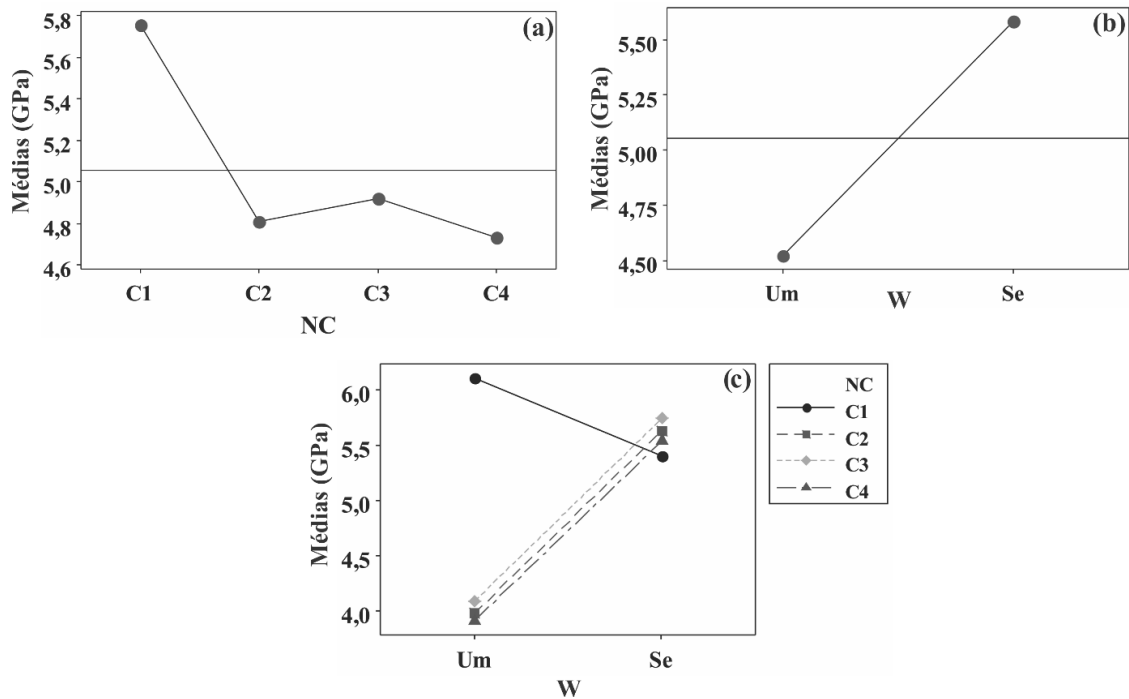


Figura 4.51 - Gráficos de efeitos principais dos fatores NC (a), w (b) e de interação dos fatores (c) sobre os valores dos módulos de deformabilidade dinâmica obtidos por meio do ultrassom (GPa)

Da Figura 4.51, a ANOVA comprova o afirmado no item anterior (Figura 4.45). Os valores de  $E_d$  obtidos do primeiro ciclo, foram significativamente diferentes em relação as amplitudes comparando-se aos demais ciclos. Essa discrepância entre a interação de fatores é justificada por haver um limite de teor de umidade em que  $V_p$ , no ramo úmido, é igual ou até maior que a velocidade identificada no ramo seco. A Tabela 4.25 apresenta os resultados do teste de Tukey para  $E_d$ , referente aos dois fatores considerados significativos, sendo Ag. os agrupamentos formados.

Tabela 4.25 - Resultados do teste de Tukey ao  $E_d$  para os dois fatores considerados significativos pela ANOVA

Propriedade	Estat.	NC				w	
		C1	C2	C3	C4	um	se
$E_d$	$\bar{x}$	5,757	4,920	4,809	4,730	4,526	5,583
	Ag.	A	B	B	B	B	A

Os valores de  $E_d$ , começaram a sofrer alterações significativas logo após o primeiro ciclo de intemperismo, diferentemente dos valores de  $E_s$ , que acusou diferenças significativas nos valores de  $E$  após o terceiro ciclo de degradação. Observa-se uma possível tendência (assíntota horizontal) de estabilização nos valores dos módulos de deformabilidade, que só poderiam ser constatados na condição da realização de ciclos de envelhecimento superiores (5º ciclo, 6º ciclo, etc).

As Figuras 4.52 a 4.54 apresentam os gráficos contendo as variações médias nos valores dimensionais (altura [A]; diâmetro [D]; volume [V]) das amostras referentes aos oito tratamentos investigados.

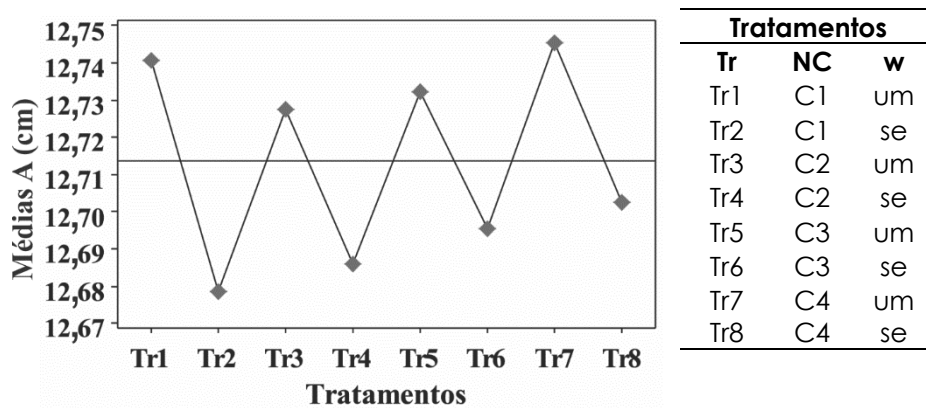


Figura 4.52 - Variações de alturas das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados

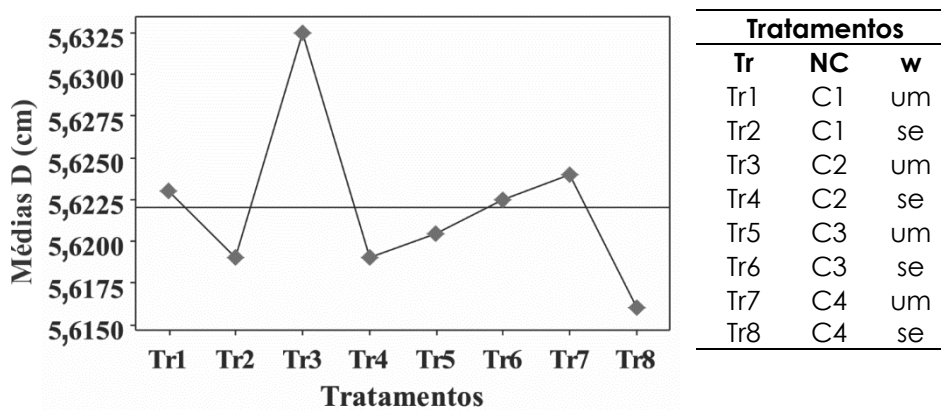


Figura 4.53 – Diâmetros das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados

Os valores das alturas e volumes apresentaram redução da condição de úmido para secos nos quatro ciclos de intemperismo, assim como esperado, o mesmo não ocorreu com os valores dos diâmetros, que aparentemente foram influenciados pela interação dos fatores número de ciclos e teor de umidade.



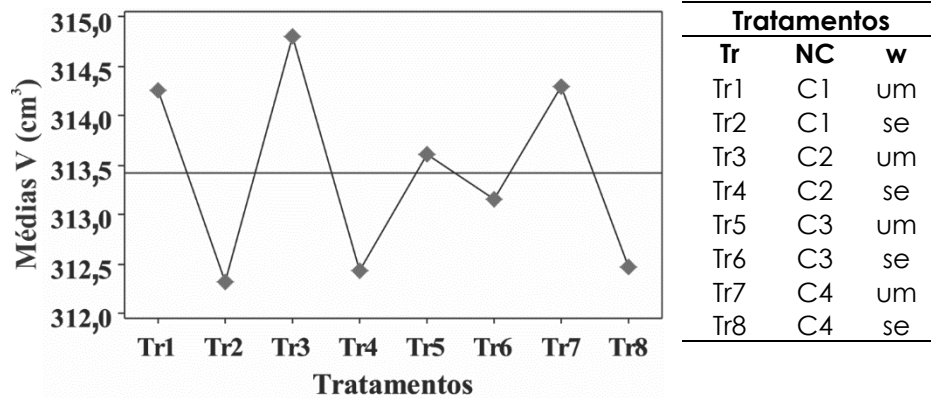


Figura 4.54 – Volumes das amostras em função dos 8 tratamentos experimentais testados

A Tabela 4.26 apresenta os resultados da ANOVA referente ao planejamento fatorial completo envolvendo os fatores número de ciclos [NC] e teor de umidade [w] nos valores das dimensões das amostras (A; D; V) referente as 19 amostras testadas. Os P-valores superiores a 0,05 dos testes de Anderson Darling [AD] e de Bartlett [Bt] sobre os resíduos e por propriedade validam o modelo de ANOVA.

Tabela 4.26 - Resultados da ANOVA do planejamento fatorial completo referente as variações nas medidas das amostras

Propriedades	Validação da ANOVA		Resultados da ANOVA		
	AD	Bt	NC	w	NC×w
A	0,413	0,257	1,000	0,719	1,000
D	0,773	0,601	0,051	0,000	0,004
V	0,200	0,363	1,000	0,610	0,998

Os valores das alturas e dos volumes das amostras não foram influenciados de forma significativa pelos fatores individuais (NC; w) e sua interação, o mesmo não ocorreu com os valores dos diâmetros, que foram influenciados pelo teor de umidade e pela interação dos fatores. A Figura 4.55a apresenta o gráfico de efeitos principais do teor de umidade sobre os valores dos diâmetros das amostras, e a Figura 4.55b o gráfico da interação dos fatores NC e w.

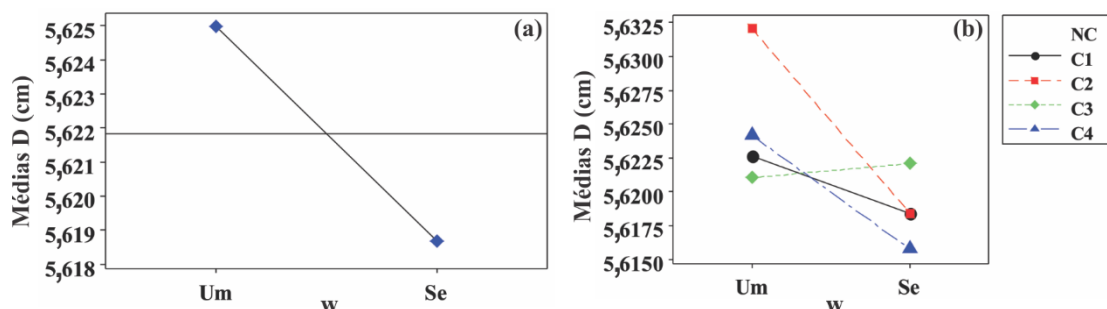


Figura 4.55 - Gráfico de efeitos principais (a) e de interação dos fatores (b) nos valores dos diâmetros das amostras

A Tabela 4.27 apresenta os resultados do teste de Tukey para as variações das dimensões, sendo Ag. os agrupamentos formados. A redução no teor de umidade proporcionou reduções nos diâmetros das amostras, e assim como acusada pela ANOVA do planejamento (Tabela 4.26), as três propriedades físicas foram pouco influenciadas pelos dois fatores investigados.

Tabela 4.27 - Resultados do teste de Tukey para as variações nas medidas das amostras

Propriedade	Estat.	NC				w	
		C1	C2	C3	C4	um	se
A (cm)	$\bar{X}$	12,76	12,76	12,77	12,77	12,79	12,74
	Ag.	A	A	A	A	A	A
D (cm)	$\bar{X}$	5,62	5,63	5,62	5,61	5,64	5,62
	Ag.	A	A	A	A	A	B
V (cm³)	$\bar{X}$	314,53	314,81	314,60	314,62	315,49	313,78
	Ag.	A	A	A	A	A	A

Como comentado em Material e Métodos, para os modelos de regressão foram selecionadas 11 amostras dentre as dezenove testadas na obtenção dos módulos de elasticidade dinâmicos (corpos de prova não ciclados). A Tabela 4.28 apresenta as estatísticas dos Ed das 11 amostras selecionadas (aleatoriamente) dentre as 19 para o estudo dos modelos de regressão. Nota-se que os valores médios e que os Cv referentes aos grupos com 11 e com 19 amostras não cicladas foram próximos, como desejado (equivalência de resultados).

Tabela 4.28 - Valores de E das amostras (11 de 19 e 19) não cicladas e de resistência para as 19 amostras obtidos do último ciclo de envelhecimento

Estat.	Não cicladas			
	11 amostras		19 amostras	
	Eds (GPa)	Edu (GPa)	Eds (GPa)	Edu (GPa)
$\bar{x}$	3,10	5,70	3,33	6,24
Cv (%)	31,36	25,43	28,64	26,51
Mín	2,01	3,77	2,01	3,62
Máx	4,82	7,90	4,82	9,19

Para a validação do uso das onze amostras nos modelos de regressão, realizou-se a ANOVA dos valores de Ed confrontando-se os conjuntos com 19 e 11 valores, na expectativa da equivalência de resultados entre ambos. A Tabela 4.29 apresenta os resultados da ANOVA do fator número de amostras [Namost] nos valores de Eds e Edu, nos corpos de prova não ciclados.

Tabela 4.29 - Resultados da ANOVA e validação do fator número de amostras na obtenção dos Ed

Propriedades	Validação da ANOVA		Resultados da ANOVA
	AD	Teste F	Namost
Eds	0,153	0,685	0,532
Edu	0,472	0,514	0,376

Da Tabela 4.29, os testes de normalidade de Anderson-Darling e de homogeneidade de variâncias (Teste F - fator com apenas dois níveis) apresentaram P-valores superiores a 0,05 para os dois módulos de deformabilidade, implicando na validade da ANOVA. Pelo P-valor encontrado da análise de variância para ambos os valores de Ed, as 11 amostras selecionadas aleatoriamente apresentaram médias equivalentes às dos módulos das 19 amostras originais, validando o uso das 11 amostras na geração dos modelos de regressão. Nas Tabelas 4.30 a 4.37 apresentam-se os resultados dos modelos de regressão das relações  $\sigma_U = f(E_s)$ ;  $\sigma_U = f(v)$ ;  $E_s = f(Ed_s)$ ;  $E_s = f(Edu)$ ;  $\sigma_U = f(Ed_s)$ ;  $\sigma_U = f(Edu)$ ;  $v = f(Ed_s)$  e  $v = f(Edu)$ , respectivamente, estando sublinhados os P-valores significativos associados aos melhores ajustes.

Tabela 4.30 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $\sigma_U = f(E_s)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	7,105	14,597	0,001	69,91%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	9,413	0,805	0,001	67,69%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	22,311	12,650	<u>0,000</u>	73,71%
$Y = a \cdot X^b$	21,778	0,702	0,000	72,34%

Tabela 4.31 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $\sigma_U = f(v)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	26,667	-17,345	0,427	7,14%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	24,560	-0,581	0,639	2,56%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	16,310	-4,142	0,584	3,47%
$Y = a \cdot X^b$	18,390	-0,091	0,831	0,54%

Tabela 4.32 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $E_s = f(Ed_s)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	0,420	0,176	0,067	32,53%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	0,482	0,208	0,069	32,06%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	0,345	0,572	0,061	33,64%
$Y = a \cdot X^b$	0,442	0,671	0,065	33,00%

Tabela 4.33 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $E_s = f(Edu)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	0,109	0,150	0,011	52,74%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	0,341	0,173	0,015	49,94%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	-0,408	0,845	<u>0,011</u>	52,96%
$Y = a \cdot X^b$	0,174	0,971	0,015	49,79%

Tabela 4.34 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $\sigma_U = f(Eds)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	10,958	3,310	<u>0,045</u>	37,60%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	12,535	0,159	0,098	27,50%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	10,298	10,034	0,059	34,01%
$Y = a \cdot X^b$	12,207	0,476	0,123	24,38%

Tabela 4.35 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $\sigma_U = f(Edu)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	8,889	2,160	0,052	35,71%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	10,662	0,115	0,070	31,95%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	0,155	12,305	<u>0,048</u>	36,81%
$Y = a \cdot X^b$	6,782	0,646	0,068	32,32%

Tabela 4.36 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $v = f(Eds)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	0,419	-0,034	0,216	16,41%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	0,409	-0,094	0,241	14,91%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	0,438	-0,114	0,187	18,45%
$Y = a \cdot X^b$	0,435	-0,322	0,203	17,29%

Tabela 4.37 - Relações obtidas dos modelos de regressão -  $v = f(Edu)$ 

Modelos	Coeficientes ajustados		P-valor	R <sup>2</sup> (aj)
	a	b		
$Y = a + b \cdot X$	0,483	-0,030	0,091	28,42%
$Y = a \cdot e^{b \cdot X}$	0,486	-0,081	0,118	24,90%
$Y = a + b \cdot \ln(X)$	0,622	-0,180	0,064	32,02%
$Y = a \cdot X^b$	0,713	-0,494	0,085	29,6%

Da ANOVA dos modelos de regressão, quatro das oito relações testadas apresentaram ser significativas ( $\sigma_U = f(Eds)$  [73,71%];  $E_s = f(Edu)$  [52,96%];  $\sigma_U = f(Eds)$  [37,60%];  $\sigma_U = f(Edu)$  [36,81%]), cujos ajustes são apresentados nas Figuras 4.56 a 4.59.

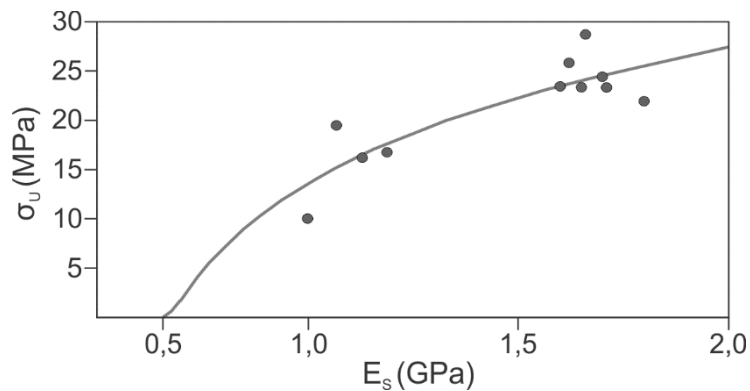


Figura 4.56 - Ajuste da relação  $\sigma_u = f(E_s)$  por meio da função logarítmica

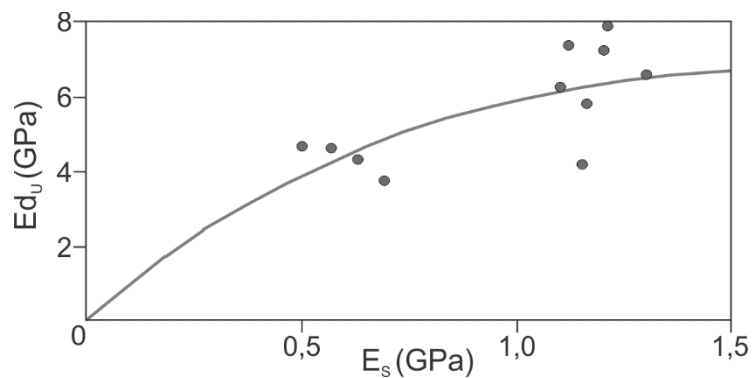


Figura 4.57 - Ajuste da relação  $E_s = f(E_d)$  por meio da função logarítmica

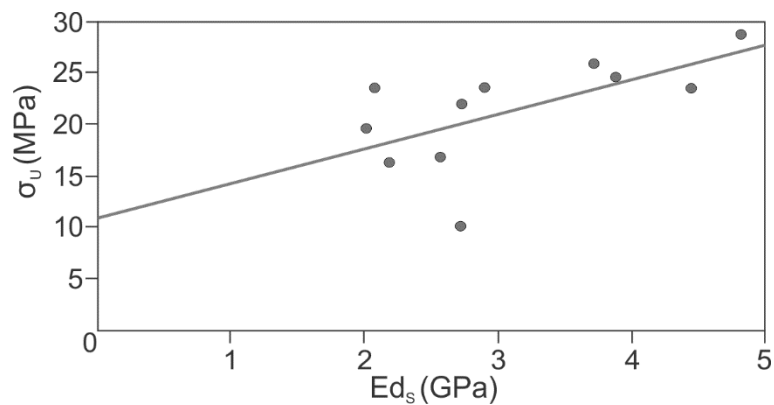


Figura 4.58 - Ajuste da relação  $\sigma_u = f(E_d)$  por meio da função linear

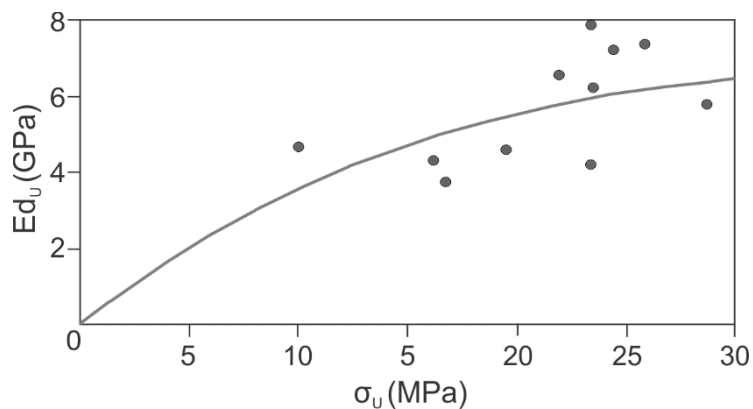


Figura 4.59 - Ajuste da relação  $\sigma_u = f(E_d)$  por meio da função logarítmica

Pelos resultados obtidos das Tabelas 4.30 a 4.37, mesmo para as regressões consideradas não significativas, na grande maioria das relações testadas, os modelos de regressão logarítmicos apresentaram os melhores ajustes, com exceção da relação  $\sigma_u = f(E_d s)$ , cujo modelo linear se apresentou o melhor dentre os avaliados.

## 5 CONCLUSÕES

Conforme demonstrado neste trabalho, o estudo das rochas brandas silto-argilos envolve uma gama de ensaios de caracterização mineralógica, física, físico-mecânica, físico-química e de alteração laboratorial. Com os resultados, foi possível determinar os motivos da intensa degradação causada com a exposição do maciço rochoso do Grupo Itararé, que servirá de fundação para cerca de 26 km do Trem de Alta Velocidade. Além disso, chegou-se à diferença de valores de Ed quando utilizados os métodos de propagação de ondas ultrassônicas (Ultrassom) e de excitação por impulso (sistema Sonelastic), assim como resultados de RCU relativamente semelhantes nas amostras naturais e nas degradadas.

Os resultados quanto aos métodos de extração e aos ensaios de caracterização permitiram concluir que:

- a) Os procedimentos de coleta e extração por meio de extrator em laboratório foram excepcionais, resultando em CPs de boa qualidade e que atenderam as normas vigentes para rochas resistentes. A utilização do método de via seca com ar-comprimido resultou em corpos de prova lisos em sem irregularidades, atendendo o especificado e evitando exposições mais duradouras das amostras sem a proteção de filme de PVC. Além disso, a regularização do topo e base dos testemunhos pelo método da via seca permitiu superfícies dentro das tolerâncias de rugosidade e paralelismo;
- b) Por meio da análise petrográfica, a rocha foi classificada como siltito, dado à predominância do silte (2/3), resultado corroborado com a análise granulométrica conjunta. Por outro lado, em razão da granulometria fina, a petrografia mostrou-se pouco eficiente na identificação da composição mineralógica, sendo os ensaios de ATD, DRX e MEV muito mais eficientes. Esses três ensaios permitiram identificar que os siltitos acimentados do Grupo Itararé são compostos por caulinita, quartzo, feldspato potássico, pirita, clorita, paragonita e matéria orgânica. Ainda por meio dos ensaios de caracterização mineralógica, constatou-se que um dos agentes de maior importância na desagregação da rocha é a pirita, em conjunto com a pressão de poros (aprisionamento do ar). Quando em contato com a água, ela se transforma em ácido sulfúrico agindo com agente lixiviador de íons de outros minerais, tendo como consequência a formação de

gipsita (Ca), anidrita (Ca) e hexahidrita (Mg), conforme constatado nos ciclos de imersão e secagem total. Porém, entre os dois íons necessários para formação dos três minerais citados, se desconhece a origem do cálcio, dado que não foram identificados, por meio do MEV, presença de minerais de composição cálcica, tais como os carbonatos e os plagioclásios. Supõe-se que existam níveis essencialmente cálcicos que não foram identificados, sendo desses a origem do cálcio;

- c) A metodologia utilizada para obtenção dos índices físicos foi satisfatória, dado aos baixos  $C_v$ , mesmo com as diferenças em massa seca encontradas antes e depois da submersão. O cuidado com a pesagem junto com os fragmentos que se desprendiam foi essencial para a obtenção de índices físicos pouco dispersos. Contudo, as variações em massa mesmo que mínimas (0,5%), podem também ter sido motivo de alteração dos índices de porosidade e absorção d'água, além das características intrínsecas de variação entre os blocos analisados;
- d) Ambos métodos de propagação de ondas apresentaram discrepâncias em seus parâmetros,  $V_p$  e  $f_N$ , em relação aos teores de umidade. Para o sistema Sonelastic, evidenciou-se que em teores de umidade elevados as frequências naturais são inferiores. Para o ultrassom, notou-se que as velocidades de onda P no ramo seco (<1,5%) são similares às encontradas para  $w$  entre 4 a 6%, diminuindo novamente para valores superiores a 6%;
- e) Os ensaios de RCU em amostras com a umidade natural (média de 5,70%) caracterizaram os siltitos do Grupo Itararé como brandos, dado que a resistência à compressão simples média foi inferior aos 25 MPa, conforme estabelecido pela ISRM (1978b). Teve como valores médios de  $\sigma_u$  21,3 MPa, de  $E_s$  0,97 GPa e coeficiente de Poisson de 0,31. Já os ensaios de compressão puntiforme, utilizando-se um  $k$  entre 11 a 12, obteve semelhante valor ao ensaio RCU;
- f) Com os ciclos de imersão e secagem, notou-se que a degradação dos siltitos está diretamente ligada com a disponibilidade hídrica. Os resultados mostraram início de lasqueamentos a partir do 3º ciclo, e com intensa fragmentação passados todos os ciclos. Já os desgastes em meio aquoso, concluíram que os siltitos apresentam uma classe de durabilidade baixa



(entre 30 a 60%), sendo que o  $I_d$  foi muito similar aos comumente encontrados para rochas siltosas até o 6º ciclo de desgaste;

- g) As amostras apresentaram elevada presença de matéria orgânica, com valores médio de 3,27% para o solo e 3,91% para a rocha, tal como identificado para o fragmento de rocha no MEV. Essa presença justificou as alterações dadas nos ensaios de adsorção de azul de metileno, pelos elevados valores de  $V_b$ .

Quanto aos ensaios de degradação hidromecânica, concluiu-se que:

- a) O desenho e a montagem experimental do ensaio permitiram calibrar a metodologia de estudo de degradação dos siltitos. Constatou-se que realmente ocorria um processo de fissuramento apenas com a variação da umidade relativa do ar, com a consequente variação da massa dos corpos de prova em razão da alteração do teor de umidade ( $w$ );
- b) Ao longo dos ciclos de degradação, os métodos não destrutivos foram muito eficientes na detecção das variações de módulo em ciclos úmidos e secos. No entanto, apenas o método de excitação por impulso foi satisfatório em identificar a real degradação, evidente pelo processo de fissuramento registrado fotograficamente. Em termos percentuais, constatou-se que há uma significativa degradação mecânica do silito, com a diminuição de 40% no ramo úmido e 43% no ramo seco;
- c) Ainda que degradadas com o processo de ciclagem, o valor médio de  $\sigma_u$  (31,9 MPa) das 19 amostras ( $w_{\text{médio}} = 1,53\%$ ) foi superior ao das amostras naturais (21,3 MPa,  $w_{\text{médio}} = 5,71\%$ ). Isto mostrou, como evidenciado na literatura, a significativa diferença entre os parâmetros de resistência entre os ramos úmido e seco. Assim mesmo, percebeu-se que a diferença deveria ter sido maior, conforme comparação realizada com os resultados de Gu *et al* (2008);
- d) As Análises de Variância (ANOVA) também mostraram diferença significativa dos valores médios de  $E_d$ s em função do número de ciclos de intemperismo e do teor de umidade. Os valores sofreram décrecimos sucessivos com o aumento do número de ciclos, e acréscimos da condição úmida para a seca. Como as ondas ultrassônicas não detectaram fissuramentos, foi possível a interação entre os fatores ciclo e teor de umidade, sendo a discrepâncias entre os agrupamentos do 1º ciclo com

os demais, dado pelo limite de teor de umidade em que  $V_p$ , é igual ou até maior que a velocidade identificada no ramo seco;

- e) As ANOVA de planejamento mostraram que as variações médias dos valores dimensionais dos corpos de prova (A, D e V) foram pouco influenciadas com os dois fatores investigados, NC e w;
- f) As análises de regressão efetuadas apresentaram ser significativas quando analisados os parâmetros ( $\sigma_u = f(E_s)$  [73,71%];  $E_s = f(E_{du})$  [52,96%];  $\sigma_u = f(E_{ds})$  [37,60%];  $\sigma_u = f(E_{du})$  [36,81%]), sendo os modelos de regressão logarítmicos os que apresentaram os melhores ajustes.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realização de maior número de ciclos, com etapas de umedecimento mais duradouras (superior a 20 dias), com trocas diárias de sílica gel na secagem;
- Realização de estudo pormenorizado da variação do teor de umidade (w) em relação aos parâmetros mecânicos resistência, coeficiente de Poisson e Módulos de Deformabilidade dinâmicos e estáticos, para amostras extraídas em paralelo e perpendiculares ao acamamento;
- Execução de ciclos de degradação hidromecânica onde, a cada etapa, corpos de prova são ensaiados estaticamente, para obtenção da evolução dos parâmetros estáticos;
- Confecção de corpos de prova prismáticos para obtenção do módulo cisalhante por meio do sistema Sonelastic, comparando-se com os obtidos por meio do ultrassom (transdutor de propagação de onda  $V_s$ );
- Estudar a expansibilidade dos siltitos do Grupo Itararé por meio de ensaios de expansão livre axial duradouros, dentro de dessecadores preparados de maneira semelhante ao deste trabalho, simulando-se condições úmidas e secas;
- Realizações de análises por meio do MEV em maiores quantidades de fragmentos de silito, visando identificar níveis cálcicos que sejam a origem de íons para a formação dos minerais gipsita e anidrita. Adicionalmente, realizar ensaios de fluorescência de raios-X, para melhor identificação dos elementos existentes;

- Execução de porosimetrias de mercúrio intercaladas às etapas de degradação, visando entender o incremento da porosidade das amostras nos ciclos úmidos e secos, assim como MEV em fragmentos das amostras, atentando-se a cristalização de neominerais (gipsita e anidrita);
- Por meio de ensaios no extrator Soxhlet, entender o processo de alteração dos siltitos, com análises químicas das soluções (fotômetro de chama/espectrofotometria de absorção atômica);
- Realizar ensaios de azul de metileno em pó de silito do Grupo Itararé utilizando diferentes metodologias de remoção da matéria orgânica: água oxigenada e diferentes aquecimentos em mufla, conforme Chitolina *et al* (1995).



## REFERÊNCIAS

ALLISON, R.J. **Non-destructive determination of Young's modulus and its relationship with compressive strength, porosity and density**. 1987. Disponível em: <http://sp.lyellcollection.org/>. Acesso em: 9 jul. 2015.

ALMISNED, O.A.; SOMERVILLE, J.; SMART, B.G.D. Difficulties in Laboratory Characterization of Weak Sandstone. In: US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 45., San Francisco, 2011. **Paper...** American rock mechanics. P. 4.

ALONSO, E.E.; PINEDA, J.A. Weathering and degradation of shales: experimental observations and models of degradation. In: South American Congress of Rock Mechanics, 6. Cartagena. **Proceedings...** p. 45, 2006.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C170**: Standard test method for compressive strength of dimension stone. West Conshohocken, 2014, p.3.

\_\_\_\_\_. **C215**. Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. West Conshohocken, 2014, p.7.

\_\_\_\_\_. **E1876**. Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus , Shear Modulus , and Poisson ' s Ratio by Impulse Excitation of Vibration. West Conshohocken, 2009, p.16.

\_\_\_\_\_. **D2845**. Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock. West Conshohocken, 2008, p.7.

\_\_\_\_\_. **D3148**. Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression. West Conshohocken, 1972, p.6.

\_\_\_\_\_. **D4543**. Standard practices for preparing rock core as cylindrical test specimens and verifying conformance to dimensional and shape tolerances. West Conshohocken, 2008, p.9.

\_\_\_\_\_. **D4644**. Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks. West Conshohocken, 2008, p.4.

\_\_\_\_\_. **D5731**. Standard test method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications. West Conshohocken, 2008, p.12.

\_\_\_\_\_. **D7012**. Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. West Conshohocken, 2014, p.9.

ANON. The preparation of Maps and Plans in Terms of Engineering Geology. In: **Quartely Journal of Engineering Geology**, v.5, p. 293-382, 1972.

ANON. The description of rock masses for engineering purposes. In: **Quartely Journal of Engineering Geology**. v.10, p. 355-389, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Primeiro relato do Comitê de Estudos Geotécnicos de rochas sedimentares**. São Paulo, 1 ed. ABGE, 1988. p. 160.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam pela Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 12696**: Agregados – Verificação do comportamento mediante ciclagem artificial água-estufa. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 13600**: Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 15845**: Rochas para Revestimento – Métodos de Ensaio Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAIN. **Texte des recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains**. Groupe de Travail I. Geologie-Geotechnique, pp. 12-21, 1992.

ATCP ENGENHARIA FÍSICA. **Manual de Instalação e Operação – Sonelastic 3.0**. Disponível em: < [www.atcp.com.br](http://www.atcp.com.br)>. Acesso em: 20 jun. 2015.

BACHION, M. L. **Mapeamento Geotécnico das áreas urbana e de expansão da região sudoeste do Município de Campinas – SP, escala 1:25.000.** 1997. 217 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. 2V.

BANDIS, S. C. Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints. In.: **International Workshop on Scale Effects in Rock Masses**, 1. Proceedings... Margantown, EUA, p. 23-34, 1990.

BARTON, M.E.; MOCKETT, L.D.; PALMER, S.N. An engineering geological classification of the soil/rock borderline materials between sand and sandstones. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE ENGINEERING GROUP OF THE GEOLOGICAL SOCIETY, 26., Leeds, 1990. **Proceedings...** A.A. Balkema, Rotterdam, 1993. Engineering Geology: The Engineering Geology of Weak Rocks. Engineering Geology Special Publication, v. 8, p. 125-138.

BARTON, N. **Application of Q-system and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses.** In Workshop on Norwegian Method of Tunnelling, p. 66-84, Nova Delhi, Índia, 1993.

BARTON, N.; LIEAN, R.; LUNDE, J. **Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.** Rock Mechanics, v.6, n.4, p; 189-236, 1974.

BARTON, N. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 39, p. 185-216, 2002

BEAULIEU, I. **Identification géotechnique de matériaux argileux naturels par la mesure de leur surface au moyen du bleu de méthylène.** Thèse de doctorat de 3<sup>o</sup> cycle, Univ. de Paris-Sud, Orsay, p. 133, 1979.

BERNER, R. A. Sedimentary pyrite formation: An update. In: **Geochimica et Cosmochimica Acta**, v. 48, p. 605–615, 1984.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Classification of jointed rock masses.** In transactions of the South African Institution of Civil Engineers, 15(12), p. 335-344, 1974.

\_\_\_\_\_. **Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil, and petroleum engineering.** Nova York: John Wiley and Sons, 1989, p. 251.

BLATT, H.; MIDDLETON, G.; MURRAY, R. **Origin of Sedimentary Rocks**. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, New Jersey, 2<sup>nd</sup> Edition, p. 782, 1980.

BRATTLI, B.; BROCH, E. Stability problems in water tunnels caused by expandable minerals. Swelling pressure measurements and mineralogical analysis. In: **Engineering Geology**, v. 39, p. 151-169, 1995.

BREKKE, T. L. On the measurement of the relative potential swellability of Hydrothermal Montmorillonite clay from joints and faults in Pre-Cambrian and Paleozoic in Norway. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining**, Pergamon Press, Londres, v. 2, p. 155-165, 1965.

BRINDLEY, G.W.; BROWN, G. **Crystal Structures of Clay Minerals and Their X-Ray Identification**. Londres: Mineralogical Society, p. 495, 1980.

BRITISH STANDARD. **BS 5930**: Code of practice for site investigations. British Standards Institution, Committee for Building and Civil Engineering, London, 206 p., 1999.

BROCH, E. FRANKLIN, J.A. The point-load strength test. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 9, n. 6, p. 669-697, 1972.

BROWN, E.T.; RICHARDS, L.R.; BARR, M.V. Shear strength characteristics of the Delabole Slates. In: Conference of Rock Engineering. **Proceedings...** Newcastle, p. 35-51, 1977.

CAETANO-CHANG, M. R. **Análise ambiental e estratigráfica do Subgrupo Itararé (PC) no sudoeste do Estado de São Paulo**. 1984. 212 p. Tese (Doutoramento). Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

CAMPOS, J.O. **A desagregabilidade dos siltitos da Formação Corumbataí – Consequências práticas, fenomenologia provável e experimentação pertinente**. 1989. 120 p. Trabalho de Livre Docência concurso público para livre docente na área de Geotecnia – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro.

\_\_\_\_\_. **Propriedades Geotécnicas e comportamento tecnológico de arenitos da Formação Caiuá**. 1981. 251 p. Tese (Doutorado em Geologia Geral e de Aplicação) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.

CAMPO RAMÍREZ, F. **Detecção de danos em estruturas de concreto por meio de tomografia ultrassônica**. 2015. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de



Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

CAROZZI, A.V. **Sedimentary Petrography**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993, p. 263.

CELADA, B. *et al.* Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. In: World Tunnel Congress. **Proceedings...** Foz do Iguaçu, Brazil. p. 9, 2014.

CELLA, P.R.; DOBEREINER, L.; BIDEONE, E.; LUCHESI, L.A.; RIBEIRO, A.C.O. Alguns aspectos físico-químicos da desagregabilidade de rochas sedimentares da Formação Trombetas. In Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 5. **Anais...** São Paulo: ABGE. v.1, p. 165-180, 1987.

CHARPENTIER, D.; TESSIER, D.; CATHELINÉAU, M. Shale micro-structure evolution due to tunnel excavation after 100 years and impact on tectonic paleo-fracturing. Case of Tournemire, France. In: **Engineering Geology**, v. 70, p. 55-69, 2003.

CHITOLINA, J.C.; MORAES, A.L.; LAVORENTI, A. Eliminação da Matéria Orgânica de solos para determinação da capacidade de troca de cátions da fração mineral. In: **Revista de Agricultura**. Piracicaba, v. 70, n. 1, p. 20-36, 1995.

COATES, D.F. Classifications of rock for rock mechanics. In: **International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. v.1, p. 421-429, 1964.

CONSÓRCIO HALCROW – SINERGIA. **Projeto TAV Brasil – Volume 2 – Estudos do Traçado**. 2009. Disponível em: <[http://www.antt.gov.br/index.php/content/view/13218/TRACADO\\_REFERENCIAL.html#lista](http://www.antt.gov.br/index.php/content/view/13218/TRACADO_REFERENCIAL.html#lista)>. Acesso em: 18 dez. 2013.

COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A. **Amortecimento: classificação e métodos de determinação**. São Carlos: [s.n.]. Disponível em: <[www.atcp.com.br](http://www.atcp.com.br)>, 2010a. Acesso em: 22 nov. 2014.

\_\_\_\_\_. **Módulos elásticos: visão geral e métodos de caracterização**. São Carlos: [s.n.]. Disponível em: <[www.atcp.com.br](http://www.atcp.com.br)>, 2010b. Acesso em: 22 nov. 2014.

CRIPPS, J.C.; EDWARDS, R.L. Some geotechnical problems associated with pyrite bearing rocks. In: International Conference on the Implications of Ground Chemistry/Microbiology for Construction. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, p. 77-87, 1997.

CRIPPS, J.C.; HAWKINS, A.B.; REID, J.M. Engineering problems with pyritic mudrocks. In **Geoscientist**, v.3, p. 16–19, 1993.

CZEREWKO, M. A.; CRIPPS, J. C. Assessing the durability of mudrocks using the modified jar slake index test. In: **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, 34, p. 153-163, 2001.

CZEREWKO, M.A.; CROSS, S.A.; DUMELOW, P.G.; SAADVANDI, A. Assessment of pyritic Lower Lias mudrocks for earthworks. In: **Geotechnical Engineering**, v. 164, p. 59-77, 2011.

D'ANDREA, D. V.; FISCHER, R. L.; FOGELSON, D. E. Prediction of compressive strength from other rock properties. In: **US Bureau of Mines**. RI 6702, 1965

DEERE, D.U. Applied rock mechanics for weak materials. General Report. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5., 1975, Buenos Aires. **Anales...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1975. p. 479-502.

DEERE, D.U.; MILLER, R.P. **Engineering classification and index properties for intact rock**. Urbana, Illinois: University of Illinois: Department of Civil Engineering, 1966, p. 327. Technical Report n. AFWL-TR-65-116.

DEER, W.A.; HOWIE, R.A.; ZUSSMAN, J. **Minerais Constituintes das Rochas: Uma Introdução**. London: Addison Wesley Longman Limited, p. 712, 1992.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PESQUISAS MINERAIS. **Sistemas de Informações Geográficas da Mineração**. Disponível em: <http://sigmine.dnpm.gov.br/webmap/>>. Acesso em: 28 jan. 2014.

DOBEREINER, L. **Engineering Geology of Weak Rocks**. 1984. 471p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Imperial College of Science and Technology, University of London, Londres, 1984.

DOBEREINER, L. *et al.* Processos de Alteração em Rocha Argilosas de algumas Formações Brasileiras. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 6. **Anais...** Salvador: ABGE. p. 145-162, 1990.

DOBEREINER, L.; OLIVEIRA, R. Site investigations on weak sandstones. In: INTERNATIONAL CONGRESS INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING

GEOLOGY. 5., Buenos Aires, 1986. **Proceedings...** A.A. Balkema, Rotterdam, 1990. v. 1, p. 411-421.

DOBEREINER, L. Weak Rocks in Brazil. In: **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**. Paris, Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, v. 42, p 21-29, 1990.

DOMINGUINI, L.; MENEGARO, D.A.; MIGUEL, T.F.; DAL BÓ, M. Utilização de resíduos cerâmicos na adsorção de corante azul de metileno. In: **Cerâmica**. v. 60, p. 218-22, 2014.

DYKE, C.G.; DOBEREINER, L. Evaluating the strength and deformability of sandstones. In: **Quarterly journal of engineering geology**. Great Britain, The geological society, vol. 24, p. 123-134, 1991.

EDELBRO, C. **Rock Mass Strength – A Review**. Luleå: LKAB and Luleå University of Technology, Department of Civil Engineering Division of Rock Mechanics, 2003, p. 160. Technical Report.

EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA S.A. **Trem de alta velocidade – TAV – Informações gerais**. Disponível em: <<http://www.logisticabrasil.gov.br/trem-de-alta-velocidade-tav1>>. Acesso em: 17 de dez. 2013.

ERINGEN, A.C. **Mechanics of Continua**. Krieger Pub Co, Melbourne, Florida, p. 592, 1980.

FRANÇA, A. B.; POTTER, P. E. Estratigrafia, ambiente deposicional e análise de reservatório do Grupo Itararé (Permocarbonífero), Bacia do Paraná (Parte 1). Rio de Janeiro: **Boletim de Geociências da PETROBRAS**. v. 2, n.2-4, p. 147-191, 1988.

FRANKLIN, J.A.; CHANDRA, R. The slake durability test. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, vol. 9, n. 3, P.325-328, 1972.

FRAZÃO, E.B.; MIOTO, J.A.; SANTOS, A.R. O Fenômeno de desagregação superficial em rochas argilosas – sua Implicação na Estabilidade de Taludes Viários. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 1. **Anais...** Rio De Janeiro: ABGE. v.1, 211-228, 1976.

GALLO, A.A. **Mineralogía y Geoquímica de Sulfatos Secundarios en Ambientes de Drenaje Ácido de Mina. Área Minera del Yacimiento de San Miguel (Faja Pirítica**

**Ibérica**). 2010. Tese (Doutorado em Mineralogia e Petrologia) – Universidad del País Vasco. Lejona, Vizcaya, 2010. 1v.

GALVÁN, V.R. **Simulação das propriedades geotécnicas das rochas arenosas brandas por meio de materiais artificiais**. 1999. 569p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999. 2v.

GEOLOGICAL SOCIETY. The logging of rock cores for engineering purposes. In: **Quartely journal of engineering geology and hydrogeology**. Great Britain, Geological society engineering group working party report on, vol. 3, p. 1-24, 1970.

GIAMBASTIANI, M. **Comportamento Dependente do Tempo de Rochas Sulfáticas de Anidrita e Gipso**. 2005. 465p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. 1V.

\_\_\_\_\_. Soft Rocks in Argentina. **Proceedings ISRM Conference on Soft Rocks**, formato eletrônico, Pequim, China, p. 15, 2014.

GILLOTT, J.E. **Clay in Engineering Geology**. Amsterdam: Elsevier Publ. Company, p. 303, 1987

GOMIDES, M.; ANDRADE, M. Investigação da expansão em laboratório de concretos contendo agregados com sulfetos. In: Congresso de Inovação Tecnológica em Energia Elétrica – CITENEL. **Anais...** p. 8, 2007.

GONZATTI, C. **Proposta para a Estimativa da Resistência à Compressão Uniaxial in situ de Camadas de Carvão com a Utilização de Geofísica**. 2007. 274p. Tese (Doutorado em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 1V.

GOODMAN, R.E. **Introduction to Rock Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, p. 478, 1989.

GRIM, R.E. **Applied Clay Mineralogy**. New York: McGraw-Hill Publ. Company Ltd., p. 422, 1962.

\_\_\_\_\_. **Clay Mineralogy**. New York: McGraw-Hill Publ. Company Ltd. p. 412, 1953.

GU, D.X.; TAMBLYN, W.; LAMB, I.; RAMSEY, N. Effect of Weathering on Strength and Modulus of Basalt and Siltstone. In: US Rock Mechanics Symposium, 42. **Proceedings...** San Francisco: American Rock Mechanics Association (ARMA), p.8, 2008.

GUIDICINI, G.; OLIVEIRA, S.; CAMARGO, S.P.; KAJI, N. Um método de classificação geotécnica preliminar de maciços rochosos. In: Semana Paulista de Geologia de Engenharia Aplicada, 4, São Paulo, 1972. **Anais eletrônicos...** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 2011, p. 275-283, Coletânea de Congressos. 1 DVD.

HAACH, V. G.; CARRAZEDO, R.; OLIVEIRA, L.M.F.; CORRÊA. **Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars.** NDT & E International, v. 59, p. 18–24, doi:10.1016/j.ndteint.2013.04.013, 2013.

HAWKES, I; MELLOR, M. Uniaxial Testing in Rock Mechanics Laboratories. In: **Engineering Geology.** Amsterdam: Elsevier Publishing Company, v. 4, p. 177 – 285, 1970.

HAWKINS, A. B. Aspects of rock strength. In: **Bulletin of Engineering Geology and the Environment.** IAEG, vol. 57, nº1, 1998, p. 17-30.

\_\_\_\_\_. **Engineering Implications of the Oxidation of Pyrite: An Overview, with Particular Reference to Ireland.** Suíça: Springer International Publishing. p. 307, 2014.

HAWKINS, A. B; PINCHES, G. M. The engineering description of mudrocks. In: **Quarterly Journal Engineering Geology and Hydrogeology,** London, v. 25, nº1, p. 17-30, 1992.

HOBBS, N.B. Behavior and design of piles in chalk – An introduction to the discussion on the papers on chalk. In: SYMPOSIUM OF PILES IN WEAK ROCKS. London, 1977. **Proceedings...** London: Institute of Civil Engineers: London, 1977. p. 149-175.

HOEK, E.; BROWN, E.T. Practical estimates of rock mass strength. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science.** V. 34, n. 8, 1165 – 1186, 1997.

\_\_\_\_\_. **Underground excavations in rock.** London: Institution of Mining & Metallurgy, p. 527, 1980.

HOEK, E. Rock Mechanics laboratory testing in the context of a consulting engineering organization. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.** Great Britain, v. 14, p. 93-101, 1977.

HORNBY, B. E. Experimental laboratory determination of the dynamic elastic properties of wet, drained shales. In: **Journal of Geophysical Research**. V. 103, n. B12, p. 945-964, 1998.

INGRAM, R.L. Fissility of Mudstones. In: **Geological Society of America Bulletin**, v. 64, p. 869-878, 1953.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Cartas **Topográficas Vetoriais do Mapeamento Sistemático**. IBGE, 2010. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/download/arquivos/index1.shtm>. Acesso em: 21 nov. 2013.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Sugestões de Técnicas e Métodos de Investigação Geológico-geotécnica a ser aplicadas ao longo do traçado do TAV entre as cidades do Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas**. Relatório Técnico 115 372-205. p. 31, 2010.

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY. Commission of engineering geological mapping. Classification of soils and rocks for engineering geological mapping. Part I: Rock and soils materials. **IAEG Bulletin**, n.19, p. 364-371, 1979.

\_\_\_\_\_. Commission of engineering geological mapping. Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. **IAEG Bulletin**, n.24, p. 235-274, 1981.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Commission on classification of rock and rock masses. Basic geotechnical description of rock masses (BGD). In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon Press Ltd. Great Britain, v. 18, n.1, p. 87-110, 1981.

\_\_\_\_\_. **Commission on soft rocks**. Apresenta os membros e os termos de referência da Comissão. Disponível em: <http://www.isrm.net/gca/index.php?id=1039>. Acesso em: 17 out. 2013.

\_\_\_\_\_. Commission on standardization of laboratory and fields tests, Suggested methods for determining sound velocity. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon Press Ltd, Great Britain, v.15, p. 53-58, 1978a.

\_\_\_\_\_. Commission on standardization of laboratory and field tests. Suggested methods for the quantitative descriptions of discontinuities in rock masses. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon Press Ltd. Great Britain, v.15, n.6, p. 319-368, 1978b.

\_\_\_\_\_. Commission on testing methods, Part 1: Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Great Britain, v.16, n.2, p. 143-151, 1977a.

\_\_\_\_\_. Commission on testing methods, Part 2: Suggested methods for determining swelling and slake-durability index properties. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Great Britain, v.16, n.2, p. 151-156, 1977b.

\_\_\_\_\_. Commission on testing methods, Suggested methods for determining point load strength. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Great Britain, v.22, n.2, p. 51-60, 1985.

\_\_\_\_\_. Commission on testing methods, Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon Press Ltd, Great Britain, v.16, n.2, p. 135-140, 1979.

\_\_\_\_\_; Suggested Methods for Petrographic Description of Rocks. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. v. 15, p. 41 – 45, 1977c.

\_\_\_\_\_. **The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014**. New York: Springer, p. 292, 2014.

IRFAN, T.Y.; DEARMAN, W.R. Engineering classification and index properties of a weathered granite. In: **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**. Springer-Verlag, v.17, n.1, p. 79-90, 1978.

JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W.; ZIMMERMAN, R.W. **Fundamentals of rock mechanics**, Blackwell, Singapore, p. 475, 2007.

JENNINGS, J.A; BRINK, A.B.A; WILLIAMS, A.A.B. **Revised Guide to soil profiling for Civil Engineering Purposes in Southern Africa**. National Building Research Institute, South Africa, vol. 15, n.1, pp. 3-12, 1973.

JOHN, K.W. An approach to rock mechanics. In: **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. American Society of Civil Engineers (ASCE): 1962, v. 88, n.4, P. 1-30.

KANITPANYACHAROEN, W; WENK, H; KETS, F.; LEHR, C; WIRTH, R. Texture and anisotropy analysis of Qusaiba shales. In; **Geophysical Prospecting**, v. 59, p. 536-556, 2011.

KANJI, M.A. Critical Issues in soft rocks. In: ISRM Conference on Soft Rocks Proceedings. 1., Pequim, China, 2014. **Proceedings...** 2014.

KEAREY, P.; BROOKS, M.; HILL, I. **An introduction to Geophysical Exploration**. UK: Blackwell Science Ltd, p. 272, 2002.

KHAMSKII, E.V. **Crystallization from solutions**. New York: Consultants Bureau, p. 106, 1969.

KIRSTEN, H.A.D. A classification System for excavation in Natural Material. In: **Civil Engineering in South Africa**, v. 34, n. 7, 1982.

KOSHIMA, A. **Estudos Geotécnicos em Materiais Brandos – Caso de um Arenito do Grupo Bauru Cortado por um Canal**. 1982. 180 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1982. 1V.

LAUFFER, H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. In: **Geological Bauwesen** 74, p. 46-51, 1958.

LEMMENS, J.W. Impulse Excitation: A Technique for Dynamic Modulus Measurement. In: Symposium on Dynamic Modulus Measurements. **Proceedings...** Kansas City: ASTM, p. 90-99, 1989.

LEWAN, M.D. Laboratory classification of very fine-grained sedimentary rocks. In: **Geology**, v. 6, n. 12, p. 745-748, 1978.

LOPES, A.S.; GUILHERME, L.R.G. **Interpretação de Análise de Solo: Conceitos e Aplicações**. Boletim Técnico n.º 2. Associação Nacional para Difusão de Adubos, p. 50, 2004.

LOUIS, C. Reconnaissance des Massifs Rocheux par Sondages et Classifications Geotechniques des Roches. In: **Ann. Inst. Tech. Paris**, n. 108, p. 97-122, 1974.

MACKENZIE, R.C. **The Differential Thermal Investigation of Clays**. Londres, Mineralogical Society, p. 455, 1957.



MAHER, M.L.J.; GRAY, C. Aggregates prone to causing pyrite-induced heave: how they can be avoided. In: Extractive Industry Geology Conference, 17. **Proceedings...** EIG Conferences Ltd, p. 58-66, 2014.

MALHOTRA, V. M.; SIVASUNDARAM, V. **Resonant Frequency Methods. Nondestructive testing of concrete**. 1. ed. New York: CRC PRESS, 2004.

MARANESI, D. A. **Considerações sobre aspectos geológico-geotécnicos dos arenitos da Formação Caiuá na construção de barragens**. 1983. 139p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1984.

MARQUES, E. AG. *et al.* A study of the durability of some shales, mudrocks and siltstone from Brazil. In: **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 23, p. 321–348, 2005.

MEIGH, A.C. WOLSKI, W. Design parameters for weak rocks – General Report. In: EUROPEAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS, 7, Brighton, 1979. **Proceedings...** British Geotechnical. v.5, p. 59-79.

MILANI, E.J. *et al.* Bacia do Paraná. In: MILANI, E.J. *et al.* Bacias Sedimentares Brasileiras - Cartas Estratigráficas. **Boletim de Geociências da Petrobras**, Rio de Janeiro. p. 265-287, 2007.

MILANI, E.J. **Evolução tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu relacionamento com a geodinâmica fanerozóica do Gondwana sul-ocidental**. 1997. 255 p. Tese (Doutorado em Geologia) - Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Tese de Doutorado, 1997.

MILNER, M.; MCLIN, R.; PETRIELLO, J. Imaging Texture and Porosity in Mudstones and Shales: Comparison of Secondary and Ion-Milled Backscatter SEM Methods. In: Canadian Unconventional Resources and International Petroleum Conference, Alberta. **Proceedings...** p. 10, 2010.

MITCHELL, P. W. **Fundamentals of Soil Behavior**. New York: Wiley, p. 437, 1993.

MITCHELL, P. W.; Soga K. **Fundamentals of Soil Behavior**. New-York: Wiley, p. 592, 2005.

MONTGOMERY, D. C. **Design and analysis of experiments**. Arizona: John Wiley & Sons Inc., 6th edition, p. 656, 2005.

MOORE, D.M.; REYNOLDS JR., R.C. **X-ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clays Minerals**. New York: Oxford University Press, p. 332, 1989.

MORGENSTERN, N.R; EINGENBROD, K.D. Classification of argillaceous soils and rocks. In: **Journal of The Geotechnical Engineering Division**. American Society of Engineers, v.100, p. 1137-1156, 1974.

MOSES, C.; ROBINSON, D.; BARLOW, J. Methods for measuring rock surface weathering and erosion: A critical review. In: **Earth-Science Reviews**, Elsevier, v. 135, p. 141-161,2014.

MURRAY, H.H. **Applied Clay Mineralogy: Occurrences, Processing and Application of Kaolins, Bentonites, Palygorskite-Sepiolite, and Common Clays**. Amsterdam: Elsevier, p. 189, 2007.

NIEBLE, C.M.; FRANCIS, F.O. Classificação de maciços rochosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, Rio de Janeiro, 1976, **Anais eletrônicos...** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 2011. Coletânea de Congressos. 1 DVD.

NIETO, A.S. Caracterización Geotécnica de Macizos en Roca Blanda. In: Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas, Sociedad Colombiana de Geotecnia. **Proceedings...** Bogotá, p. 1-69, 1982.

NÓBREGA, C.A. **Considerações sobre a caracterização da resistência e deformabilidade em rochas de baixa resistência através de ensaios em laboratório e "in situ"**. 1985. 106p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

NOGUEIRA, A.R.A; SOUZA, G.B. **Manual de Laboratórios: Solo, Água, Nutrição Vegetal, Nutrição Animal e Alimentos**. São Carlos: EMBRAPA Pecuária Sudeste. p. 334, 2005

NORBURY, D.R. The Point Load Test. In: **Engineering Geology Special Publication**. Geological Society, n. 2, 1986.

OBERT, L.; DUVALL, W. **Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock**. Nova York, John Wiley and Sons, 1967, p. 650.

O'BRIEN,N.R; SLATT,R.M. **Argillaceous Rock Atlas**. N Springer-Verlag. p. 141, 1990.

OLIVEIRA, R. Weak Rock Materials. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE ENGINEERING GROUP OF THE GEOLOGICAL SOCIETY, 26., 1990, Leeds. Special Lecture. **Proceedings...** A.A.Balkema, Rotterdam, 1993. **Engineering Geology: The Engineering Geology of Weak Rocks**. Engineering Geology Special Publication, 8., p. 18-55.

OLIVIER, H.J. A new engineering-geological rock durability classification. In: **Engineering Geology**, v. 14, n. 4, p. 255-279, 1979.

OSTROFF, A.G. Conversion of gypsum to anhydrite in aqueous salt solutions. In: **Geochimica et Cosmochimica Acta**. Pergamon Press: Northern Ireland. vol. 28, p. 1363-1372, 1964.

PALMSTROM, A.(1995): "**RMi - A for rock mass characterization system for rock Engineering Purposes**". 1995. 400 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – University of Oslo, Oslo, Norway, 1995, 1V.

PARIZOTTO, J.C.V; RIBEIRO, R.P.; PARAGUASSÚ, A. B. Soft rocks: Relevant Aspects to the Resumption of the studies in Brazilian Geotechnics. **Proceedings...** Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure – ISRM Specialized Conference, p. 7, formato eletrônico, 2014.

PEHOVAZ ALVAREZ, H. I. **Estudo de mecanismos de deformação lenta da gipsita bandada da Chapada do Araripe em ensaios de fluência monitorados por emissão acústica**. 2009. 386 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. 1V.

PEJON, O. J. **Estudo dos fenômenos de expansão de rochas sedimentares de granulometria fina – Identificação, Caracterização e Mapeamento**. 2000. 183p. Trabalho apresentado para o concurso de Livre Docência – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

\_\_\_\_\_. **Mapeamento geotécnico da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100.000): Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos**. 1992. 249p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992. 2V.

PEJON, O.J.; ZUQUETTE, L.V. Analysis of cyclic swelling of mudrocks. In: **Engineering Geology**, Elsevier, v. 67, p. 97–108, 2002.

PICARD, M.D. Classification of fine-grained sedimentary rocks. In: **Journal of Sedimentary Petrology**, 41, p. 179-195, 1971.

PICKETT, G. **Equations for Computing Elastic Constants from Flexural and Torsional Resonant Frequencies of Vibration of Prisms and Cylinders**. Proceedings of the American Society for Testing Materials, v. 45, p. 846–866, 1945.

PINHO, A. B. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência**. 2003. 281p. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade de Évora, Évora, 2003. Disponível em: <<http://home.uevora.pt/~lopes/Artigos/29.pdf>>. Acesso em: 20 setembro 2013.

POPPE, L.J.; PASKEVICH, V.F.; HATHAWAY, J.C.; BLACKWOOD, D.S. **A Laboratory Manual for X-Ray Powder Diffraction**. U.S. Geological Survey (USGS) Open File Report 01-041. p.88, 2001.

POTTER, P.E.; MAYNARD, J.B; DEPETRIS, P.J. **Mud and Mudstones – Introduction and Overview**. New York: Springer, p. 304, 2005.

PRESA, E. P. **Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada**. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. p. 274, 1984.

PYE, K.; MILLER, J.A. Chemical and biochemical weathering of pyritic mudrocks in a shale embankment. In: **Quarterly Journal of Engineering Geology**, Londres, v. 23, p. 365-381, 1990.

RAKOTONDRATSIMA, L.Y.; TISOT, J.P.; MASROURI, F. Comportement géotechnique des schistes carton. In: **Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks. Proceedings...** Rotterdam: Balkema, p. 753-759, 1993.

READ, J. R. L.; THORNTON, P. N.; REGAN, W. M. A rational approach to the point load test. In: **Australia and New Zealand Conference of Geomechanics. Proceedings...** Wellington: 3. v. 2., p. 35-39, 1980.

REEVES, G.M.; SIMS, I.; CRIPPS, J.C. **Clay Materials Used in Construction**. London: Geological Society, Engineering Geology Special Publication, v. 21, p. 580, 2006.

ROCHA, M. Alguns problemas relativos a mecânicas das rochas dos materiais de baixa resistência. CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5., 1975, Buenos Aires. **Anales...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1975. p. 489-514.

RODRIGUES, J. D. Problem materials. Defining and studying "problem materials", a tentative approach. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF ENGINEERING GEOLOGY, 6., 1990, Amsterdam. **Proceedings...** A. A. Balkema, Rotterdam, 1990. Vol.5, p. 3645-3651.

ROMANA M. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: International Symposium on the role of Rock Mechanics. **Proceedings...** Zacatecas, pp 49-53, 1985.

SANTI, P. M. Field Methods for Characterizing Weak Rock for Engineering. **Environmental & Engineering Geoscience**, Denver, v. 12, n. 1, p. 1-11, 2006.

\_\_\_\_\_. Improving the Jar Slake, Slake Index, and Slake Durability Test for Shales. In: **Environmental & Engineering Geoscience**, The Geological Society of America, Vol. IV, n. 3, pp. 285-396, 1998.

SANTOS, H.M.R; DIEK, A.; ROEGIERS, J.C.; FONTOURA, S.A.B. Investigation of the effects of sample handling procedures on shale properties, In: Conference of Rock Mechanics, Rotterdam. **Proceedings...** p. 951–958, 1996.

SANTOS, P. S. **Ciência e tecnologia de argilas**. 2ª ed. rev. São Paulo, Editora Edgard Blücher, 1989. 1v. p. 519.

SCHIEBER, J. Common Themes in the Formation and Preservation of Intrinsic Porosity in Shales and Mudstones – Illustrated With Examples Across the Phanerozoic. In: Unconventional Gas Conference, Pittsburh. **Proceedings...** p. 10, 2010.

SCHMITT, L.; FORSANS, T.; SANTARELLI, F.J. Shale testing and capillary phenomena. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Londres, v. 31, p. 411–427, 1994.

SERRA JUNIOR, E. **Equipamentos de sondagens rotativas para amostragem de rochas brandas em investigações geológico-geotécnicas**. 1991. p.128. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapeamento Geológico-geotécnico e delimitação das áreas de risco geológico ao longo do traçado da via do trem de alta velocidade – TAV. SIG – CPRM – TAV. Relatório da Primeira etapa**. CPRM, 2009. p. 205. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=1259&sid=9>>. Acesso em: 20 out. 2013.

SHAW, H.F. Mineralogy and Petrology of the argillaceous sedimentary rock of the U.K. In: **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v. 14, p. 277-290, 1981.

SILVA, E. L. **Análise estratigráfica do Subgrupo Itararé (PC) na região de Buri -Itapeva (SP)**. 1995.182p. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 1995.

SIMÕES, P.R.M. **Aspectos relevantes sobre a implantação de obras de engenharia em solos e rochas expansivas**. Camaçari: Centro de Pesquisa e Desenvolvimento - Informe Técnico, nº 26, 1987.

SINGH, B.; GOEL, R.K. **Rock Mass Classification. A practical approach in Civil Engineering**. Amsterdam: Elsevier, 1999, p. 267.

SINGH, D.P. Determination of some engineering properties of weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK ROCKS, 1981, Tokyo. **Proceedings...** A. A. Balkema, Rotterdam, 1981. Vol.1, p. 315-320.

SINGH, R.N; DENBY, B.; EGRETTI, E. Assessment of ground rippability in opencast mining operations. In: **Mining Magazine**, University of Nottingham, v. 38, pp. 21-34, 1986.

SNETHEN, D.R; JOHNSON, L.D.; PATRICK, D.M. **An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soils**. Washington: Federal Highways Administration, FHWARD, p. 77-94, 1977.

SOARES, L. **Determinação do Grau de Coerência das Rochas Brandas**. 1991. 324p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

SOUZA FILHO, E.E. **Mapeamento Faciológico do Subgrupo Itararé na Quadrícula de Campinas (SP)**. 1986. 121p. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.

SOUZA, R.C.O.; CARVALHO, S.M.L. Adsorção de azul de metileno por argila: Influência da presença de matéria orgânica. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Química. 20. **Anais...** Florianópolis. p. 8, 2014.

STAPLEDON, D.H. Discussion of D.F. Coates paper classification of rock substances. In: **International Journal on Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, 1968, v. 5, p. 371-373.

SUGUIO, K. **Geologia Sedimentar**. São Paulo: Edgard Blücher, 2003, p. 400.

TAYLOR, R.K. Coal measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. In: **Quartely Journal of Engineering Geology**, Londres, v. 21, p. 85-99, 1988.

TAYLOR, R.K.; SPEARS, D.A. Laboratory investigation of mudrocks. In: **Quartely Journal of Engineering Geology**, Londres, v.14, p. 291-309, 1981.

TERZAGHI, K. Introduction to Tunnel Geology. In: **Rock Tunnelling with Steel Supports**, PROCTOR, R.V; WHITE, T. L. Commercial Shearing & Stamping Co., Youngstown, Ohio, pp. 282, 1946.

THOMAS, M.D.A; KETTLE, R.J.; MORTON, J.A. The oxidation of pyrite in cement stabilized colliery shale. In: **Quartely Journal of Engineering Geology**. Londres, v. 22, p. 207-218, 1989.

TORRES, M.C. S. **Efectos de los ciclos de carga-descarga y humedecimiento-secado en el comportamiento geomecánico de rocas lodosas de los andes colombianos. 2011**. 493p. Tese (Doutorado em Engenharia – Geotecnia) – Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Bogotá, 2011.

VALÈS, F.; NGUYEN MINH, D.; GHARBI, H.; REJEB, A. Experimental study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire shale (France). In: **Applied Clay Science**, Elsevier, p. 11, 2004.

VAN EECKHOUT, E.M. The mechanism of strength reduction due to moisture in coal mine shales. In: **International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**., v. 13, p. 61-67., 1976.

VARDÉ, O.A. La Mecánica de rocas débiles en Argentina. In: Sesiones Cientificas Ingeniero Francisco Garcia Olano sobre la Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil, 1987, Buenos Aires. **Anales...** Buenos Aires: Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, 1989. p. 177-238.

VELDE, B. **Clay Minerals: A Physico-Chemical Explanation of their Occurrence**. New York: Elsevier Science Publishers B.V., Developments in Sedimentology, p. 443, 1985.

WEAVER, C.E. Fine-grained rocks: shales or physillites. In: **Sedimentary Geology**, v. 27, p. 301-313, 1980.

\_\_\_\_\_. **Clays, Muds and Shales**. Developments in Sedimentology 44. New York: Elsevier Publishing Co, p. 819, 1989.

WEAVER, J. M. Geological factor significant in the assessment of rippability. In: **Civil Engineer in South Africa**. South African Institution of Civil Engineers, Johannesburg, South Africa, v. 17, n. 12, p. 313-316, 1975.

WEBMINERAL. **Mineralogy Database**. Disponível em: <<http://www.http://webmineral.com/>>. Acesso em: 20 abr. 2015.

WELTON, J.E. **SEM Petrology Atlas**. Tulsa, Oklahoma: AAPG, p. 247, 2003.

WHITE, I. C. **Relatório final da Comissão de Estudos das minas de carvão de pedra do Brasil - parte 1.**, p.1-201, 1908.

WICKHAM, H.R.; TIEDEMAN, H.R; SKINNER, E.H. Ground Support Prediction Model RSR Concept. **Proceedings**: Rapid Excavation and Tunneling Conference. AIME: New York, v. 1, p. 43-64, 1974.

WILLIAMSON, D.A.; KUHN, C.R. The unified rock classification system. Rock. In: KIRKALDIE, L. **Classification Systems for Engineering Purposes**. Ed. American Standards for Testing and Materials (ASTM): STP 984. Philadelphia, 1988, p. 7-16.

WOLFENDEN, A. *et al.* Dynamic Young's Modulus Measurements in Metallic Materials: Results of an Interlaboratory Testing Program. In: **Journal of Testing and Evaluation**, JTEVA, v. 17, n. 1, p. 2 – 13, 1989.



**APÊNDICE A**

## RESULTADOS DA ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)

Neste item procurou-se apresentar os resultados da análise de variância (ANOVA) do planejamento fatorial completo envolvendo os dois fatores investigados (número de ciclos [NC]; teor de umidade [w]), e da ANOVA para o teste de equivalência dos valores de E envolvendo as 11 amostras (extraídas aleatoriamente das 19 amostras originais) e as 19 amostras, resultados estes utilizados nos modelos de regressão.

A Tabela A.1 apresenta o quadro de ANOVA referente ao planejamento fatorial completo para a variável resposta  $Ed_s$ , e a Figura A.1 os resultados do teste de normalidade (teste de Anderson-Darling [AD]), da homogeneidade de variâncias (teste de Bartlett [Bt]) e da independência dos resíduos (gráfico de resíduos  $\times$  ordem) da ANOVA, sendo GL os graus de liberdade, SQ a soma dos quadrados, SQA a soma dos quadrados ajustada, MQA a média dos quadrados ajustada, F a estatística do teste de Fisher e P-valor a probabilidade P.

Tabela A.1 - Quadro da ANOVA do planejamento fatorial completo para  $Ed_s$

Fonte	GL	SQ	SQA	MQA	F	P-valor
NC	3	75,755	75,755	25,252	30,25	0,000
w	1	39,342	39,342	39,342	47,13	0,000
NC $\times$ w	3	2,421	2,421	0,807	0,97	0,410
Erro	144	120,206	120,206	0,835		
Total	151	237,723				

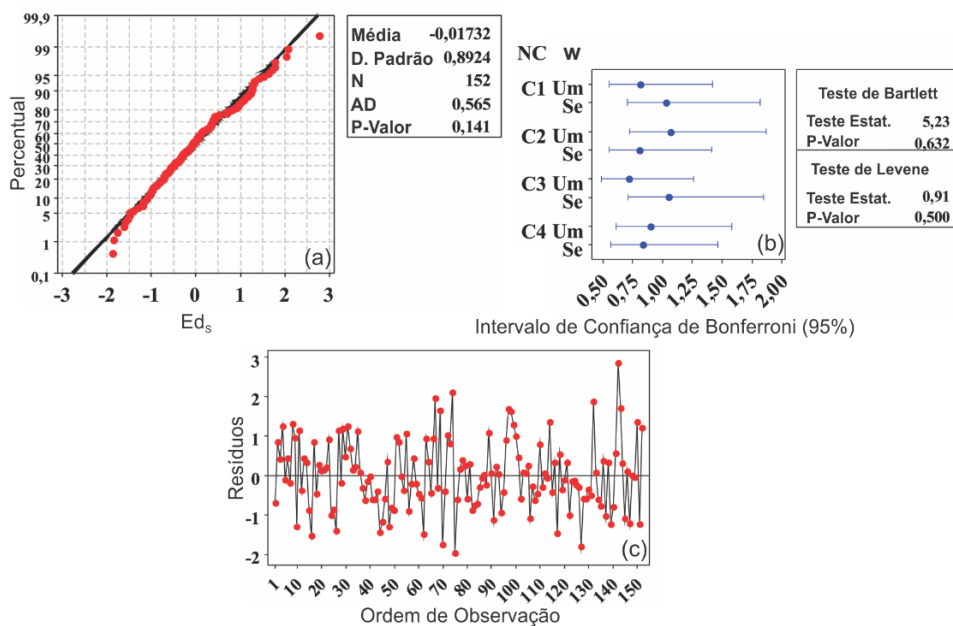


Figura A.1 - Validação da ANOVA do planejamento para o  $Ed_s$ : normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

A Tabela A.2 e a Figura A.2 apresentam o quadro da ANOVA e a sua validação para o  $Ed_u$  referente ao planejamento fatorial completo.

Tabela A.2 - Quadro da ANOVA do planejamento fatorial completo para o  $Ed$  proveniente do uso do equipamento ultrassom

Fonte	GL	SQ	SQA	MQA	F	P-valor
NC	3	25,737	25,737	8,579	5,99	0,001
w	1	42,453	42,453	42,453	29,65	0,000
NC×w	3	39,223	39,223	13,074	9,13	0,000
Erro	144	206,164	206,164	1,432		
Total	151	313,577				

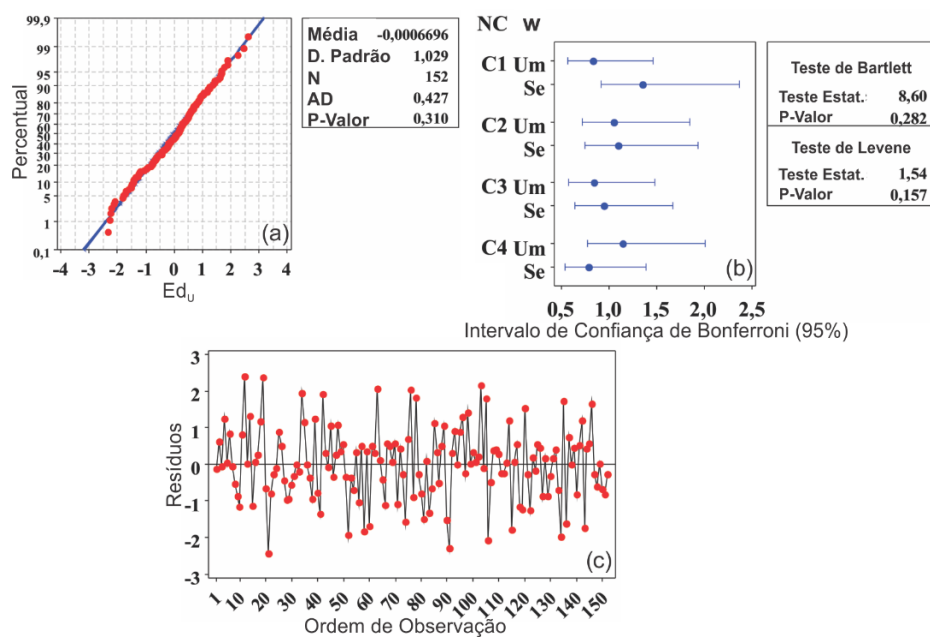


Figura A.2 - Validação da ANOVA do planejamento para os  $Ed_u$ : normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

A Tabela A.3 apresenta o quadro de ANOVA referente ao planejamento fatorial completo para a variável resposta altura das amostras, e a Figura A.3 os resultados do teste de normalidade (teste de Anderson-Darling [AD]), da homogeneidade de variâncias (teste de Bartlett [Bt]) e da independência dos resíduos (gráfico de resíduos  $\times$  ordem) da ANOVA, sendo GL os graus de liberdade, SQ a soma dos quadrados, SQA a soma dos quadrados ajustada, MQA a média dos quadrados ajustada, F a estatística do teste de Fisher e P-valor a probabilidade P.

Tabela A.3 - Quadro da ANOVA do planejamento fatorial completo para os valores das alturas das amostras

Fonte	GL	SQ	SQA	MQA	F	P-valor
NC	3	0,0067	0,0067	0,0022	0,00	1,000
w	1	0,0838	0,0838	0,0838	0,13	0,719
NC×w	3	0,0035	0,0035	0,0012	0,00	1,000
Erro	144	93,2453	93,2453	0,6475		
Total	151	93,3394				

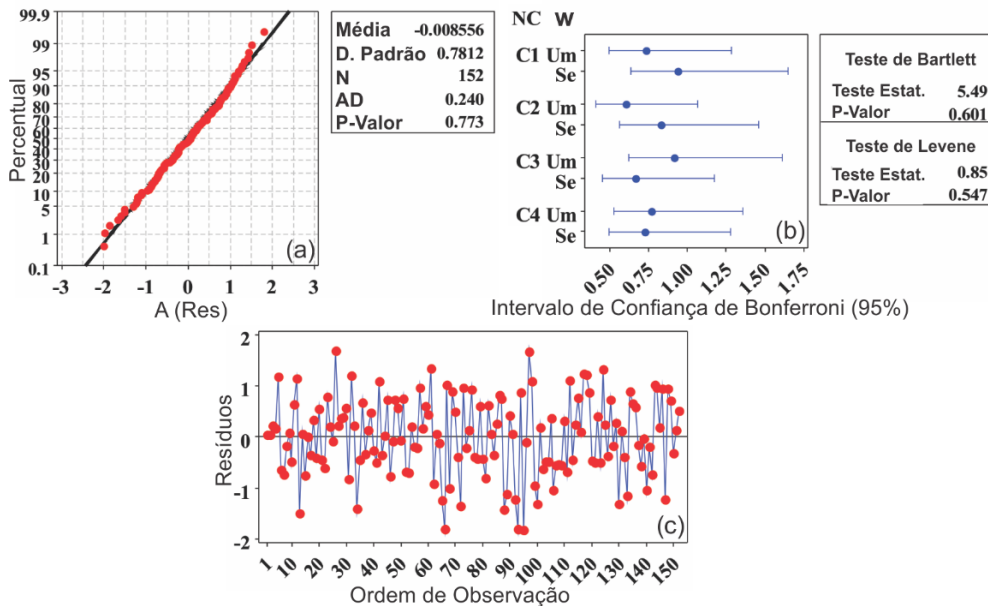


Figura A.3 - Validação da ANOVA do planejamento para os valores das alturas das amostras: normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

A Tabela A.4 apresenta o quadro de ANOVA referente ao planejamento fatorial completo para a variável resposta diâmetro das amostras, e a Figura A.4 os resultados do teste de normalidade (teste de Anderson-Darling [AD]), da homogeneidade de variâncias (teste de Bartlett [Bt]) e da independência dos resíduos (gráfico de resíduos × ordem) da ANOVA, sendo GL os graus de liberdade, SQ a soma dos quadrados, SQA a soma dos quadrados ajustada, MQA a média dos quadrados ajustada, F a estatística do teste de Fisher e P-valor a probabilidade P.

Tabela A.4 - Quadro da ANOVA do planejamento fatorial completo para os valores dos diâmetros das amostras

Fonte	GL	SQ	SQA	MQA	F	P-valor
NC	3	0,0006421	0,000642	0,0002140	2,65	0,051
w	1	0,0015158	0,0015158	0,0015158	18,80	0,000
NC×w	3	0,0011158	0,0011158	0,0003719	4,61	0,004
Erro	144	0,0116105	0,0116105	0,0000806		
Total	151					

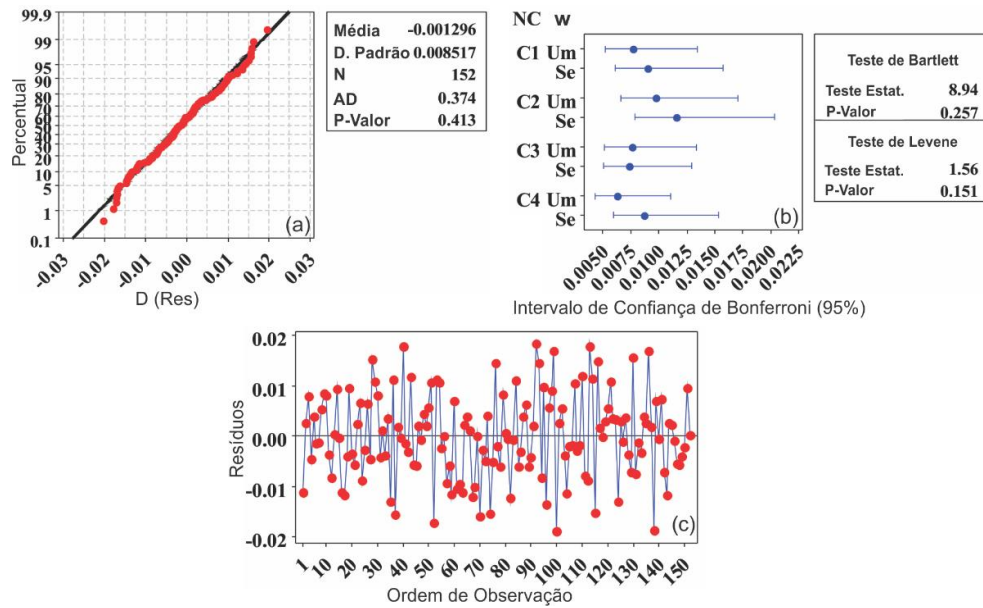


Figura A.4 - Validação da ANOVA do planejamento para os valores dos diâmetros das amostras: normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

A Tabela A.5 apresenta o quadro de ANOVA referente ao planejamento fatorial completo para a variável resposta volume das amostras, e a Figura A.5 os resultados do teste de normalidade (teste de Anderson-Darling [AD]), da homogeneidade de variâncias (teste de Bartlett [Bt]) e da independência dos resíduos (gráfico de resíduos  $\times$  ordem) da ANOVA, sendo GL os graus de liberdade, SQ a soma dos quadrados, SQA a soma dos quadrados ajustada, MQA a média dos quadrados ajustada, F a estatística do teste de Fisher e P-valor a probabilidade P.

Tabela A.5 - Quadro da ANOVA do planejamento fatorial completo para os valores dos volumes das amostras

Fonte	GL	SQ	SQA	MQA	F	P-valor
NC	3	1,70	1,7	0,60	0,00	1,000
w	1	111,6	111,6	111,6	0,26	0,610
NC $\times$ w	3	14,8	14,8	4,9	0,01	0,998
Erro	144	61462,5	61462,5	426,8		
Total	151	61590,7				

A Tabela A.6 e a Figura A.6 apresentam o quadro da ANOVA e sua validação referente ao fator número de amostras [Namost: 11 de 19 amostras escolhidas aleatoriamente; 19 amostras] para o  $Ed_s$ , sendo GL os graus de liberdade, SQ a soma dos quadrados, MQ a média dos quadrados, F a estatística do teste de Fisher e P-valor a probabilidade P.

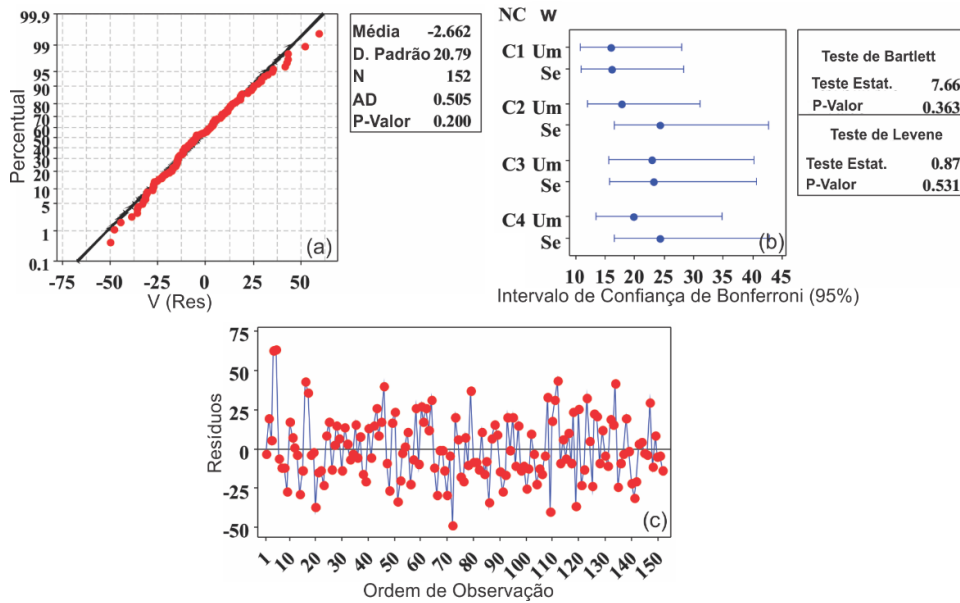


Figura A.5 - Validação da ANOVA do planejamento para os valores dos volumes das amostras: normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

Tabela A.6 - Quadro da ANOVA referente ao fator número de amostras (Namost) para os módulos dinâmicos obtidos com o sistema Sonelastic ( $E_d_s$ )

Fonte	GL	SQ	MQ	F	P-valor
Namost	1	0,369	0,369	0,40	0,532
Erro	28	25,780	0,921		
Total	29	26,149			

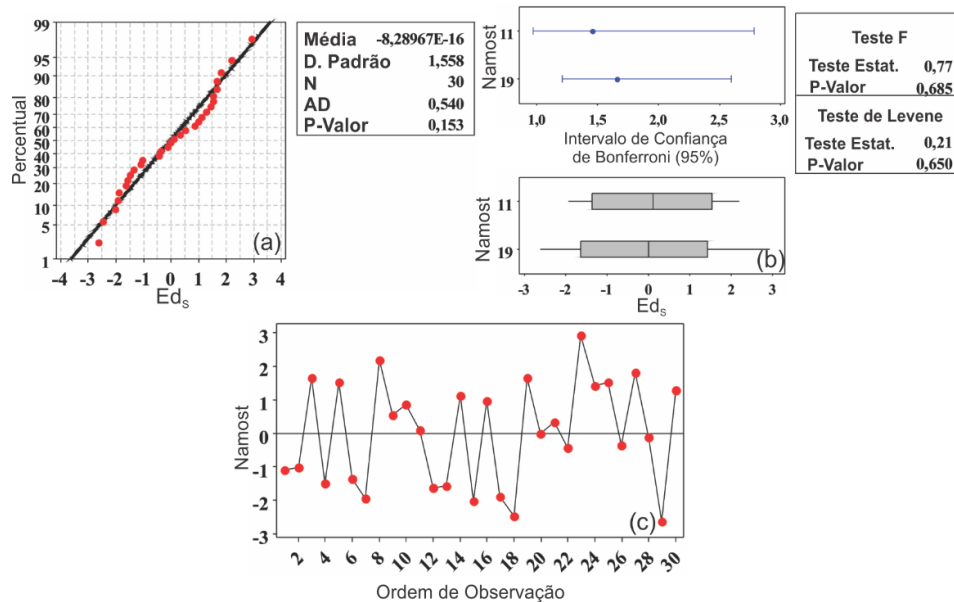


Figura A.6 - Validação da ANOVA referente ao fator número de amostras (Namost) para o  $E_d_s$ : normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)

A Tabela A.7 e a Figura A.7 apresentam o quadro da ANOVA e sua validação referente ao fator número de amostras [Namost: 11 de 19 amostras escolhidas

aleatoriamente; 19 amostras] para os módulos de deformabilidade obtidos com o uso do ultrassom ( $E_d$ ).

Tabela A.7 - Quadro da ANOVA referente ao fator número de amostras (Namost) para  $E_d$

Fonte	GL	SQ	MQ	F	P-valor
Namost	1	2,03	2,03	0,81	0,376
Erro	28	70,38	2,51		
Total	29	72,42			

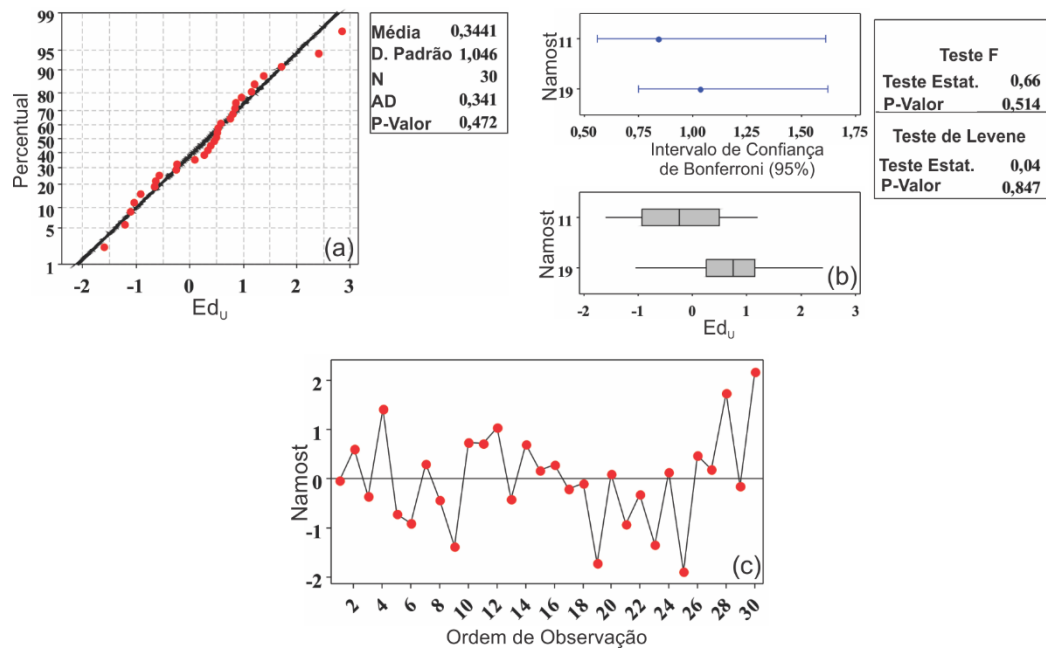


Figura A.7 - Validação da ANOVA referente ao fator número de amostras (Namost) para  $E_d$ : normalidade (a), homogeneidade (b) e independência dos resíduos (c)