UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ESTEBAN VINDAS ARCE

Caracterização de Maciços Rochosos Massivos: Uma Aplicação às Brechas
Vulcanoclásticas da Costa Rica.

São Carlos
2018

ESTEBAN VINDAS ARCE

Caracterização de Maciços Rochosos Massivos: Uma Aplicação às Brechas
Vulcanoclásticas da Costa Rica

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, como requisito para a obtenção do
Título de Mestre em Ciências, Programa de
Pós-graduação em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto
Celestino

VERSÃO CORRREGIDA

São Carlos
2018

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.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

V799c Vindas Arce, Esteban
Caracterização de Maciços Rochosos Massivos: Uma
Aplicação às Brechas Vulcanoclásticas da Costa Rica /
Esteban Vindas Arce; orientador Tarcísio Barreto
Celestino. São Carlos, 2018.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2018.

1. Brecha vulcânica. 2. Maciços rochosos massivos.
3. Efeito escala. 4. Túnel. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ESTEBAN ADOLFO VINDAS ARCE**.

Título da dissertação: "Caracterização de maciços rochosos massivos: uma aplicação às brechas vulcanoplásticas da Costa Rica".

Data da defesa: 03/09/2018.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Tarcísio Barreto Celestino**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Associado **Antonio Ailton Bortolucci**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Sergio Augusto Barreto da Fontoura**
(Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/PUC-Rio)

Resultado:

Aprovado

Aprovado

Aprovado

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

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

*A Dios y a mis padres:
Lidieth y Gerardo*

AGRADECIMENTOS

Ao meu professor Tarcísio B. Celestino, pela orientação, a confiança posta em mim e o grande interesse de realizar este trabalho. Muito obrigado pelo apoio constante, as inúmeras sugestões e sua exigência.

Ao Antonio Airton Bortolucci e Sergio Fontoura, por aceitarem o convite para formar parte da banca avaliadora e por suas valiosas observações ao possibilitarem a melhora da qualidade do trabalho.

À minha família, que sempre estiveram presentes, amigos e professores que de alguma forma contribuíram para que este trabalho tenha terminado

Aos meus colegas Vanessa, Paulo, Ivinny e Nathalia pela ajuda na revisão deste trabalho. Aos colegas do Curso de Pós-Graduação do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, pela amizade e companheirismo.

Ao meu amigo e colega, o engenheiro Danilo Jiménez pela sugestões e comentários realizados na execução deste trabalho. Ao meu amigo, o geólogo Rogerio Araújo pela ajuda na descrição estrutural das lâminas petrográficas e o mapeamento dos corpos de prova.

Ao pessoal técnico do laboratório do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, Oscar, José Luis e em especial ao Benedito pela enorme paciência e interesse. A gente fez uma equipe ótimo, muito obrigado.

Ao Leonel Rojas de GEOTEC e Jhonny Cerdas de CERCAL Ltda. pelo apoio para a obtenção das amostras de rocha utilizadas neste trabalho. À Marlene Salazar da DGM-MINAE pela cooperação e anuência para a licença de exportação para o Brasil. Aos todos meus amigos e colegas de IC do ICE, em especial ao engenheiro Mauricio Varela e ao engenheiro Alexander Solís pela autorização do uso da informação da usina hidroelétrica Cachí. Ao geólogo Manuel Barrantes do CSD do ICE pela ajuda nas análises petrográficas.

Ao professor Tito José Bonagamba da IFSC-USP pela disponibilização do equipamento de microtomografia de Raio-X. Ao Everton Lucas de Oliveira pela execução dos ensaios.

Finalmente à Capes, pelos auxílios oferecidos durante a execução deste mestrado, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

RESUMO

VINDAS-ARCE, E. A. **Caracterização de Maciços Rochosos Massivos:** Uma Aplicação às Brechas Vulcanoclásticas da Costa Rica. 2018. 271 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

As brechas vulcanoclásticas massivas correspondem a maciços rochosos de fragmentos vulcânicos geralmente imersos numa matriz mais fina que estão caracterizadas por apresentar baixo fraturamento ou ausência de descontinuidades. Embora as brechas vulcânicas massivas sejam de baixa resistência, possuem condições mecânicas que permitem escavar taludes altos ou túneis moderadamente profundos mostrando comportamentos estáveis. Neste trabalho foi estudado um afloramento de brechas vulcânicas da zona Pacífica Central da Costa Rica, com o objetivo de caracterizar mecanicamente a rocha. Avaliou-se a influência dos clastos nas propriedades globais de resistência e deformação. Estudou-se também o fraturamento progressivo e o efeito escala sobre as propriedades mecânicas da rocha sob carregamentos de compressão uniaxial e diametral. Caracterizaram-se os constituintes da brecha vulcanoclástica e a relação da proporção e a distribuição dos tamanhos de blocos para as escalas de afloramento e de laboratório. Mostram-se as propriedades mecânicas dos blocos e da matriz, avaliando-se o contraste mecânico existente e a influência na resistência e deformabilidade da brecha. A resistência à compressão e o módulo de deformação da brecha obtidos nos ensaios de laboratório não apresentaram influência significativa com a variação da porcentagem de blocos entre 10% até 65%. A coesão mostra um decréscimo entre o 7%-19%, e o ângulo de atrito aumentou 1.1° e diminuiu 2.6° com o acréscimo da porcentagem volumétrico de clastos de 25% para 50%. Em termos comparativos com outras rochas similares, a brecha analisada apresenta pouca influência mecânica significativa dos blocos. Quanto ao processo de fraturamento no ensaio de compressão axial e diametral, mostram-se os tipos curva completas dos ensaios e sua relação com a emissão acústica (EA) e inspeções visuais. Realizaram-se observações do microfissuramento preexistente e do obtido ao longo do ensaio de compressão diametral, mediante ensaios de microtomografia de rádio X (μ CT). De acordo com as observações nos ensaios de microtomografia, a propagação das fissuras é tortuosa e preferencial nos contornos dos clastos. Ocasionalmente, as fissuras podem cortar alguns blocos de densidade superior à matriz sem se perceberem mudanças na curva de força deslocamento ou acréscimos de resistência. Na inspeção macro dos testemunhos carregados, as trajetórias do fraturamento percorrem a matriz da rocha, a interface blocos-matriz, ou o interior dos blocos. O efeito escala sobre o comportamento mecânico foi estudado para amostras de diâmetro de 31 até 145 mm. A

brecha vulcânica estudada se considera como uma rocha pouco fissurada e não apresenta efeito escala na resistência à compressão e tração, no comportamento da curva completa de compressão uniaxial, no módulo de deformação, no coeficiente de Poisson ou no fator de intensidade de tensão crítico. As curvas de força versus deslocamento horizontal no ensaio de compressão diametral apresentam comportamentos mais dúcteis para as amostras pequenas e tendências mais frágeis em tamanho maior. Finalmente o trabalho apresenta o caso de estudo de brechas vulcânicas massivas escavadas no túnel de condução da usina hidroelétrica Cachí na Costa Rica. Mostram-se a caracterização do maciço, a comparação comportamento teórico esperado da escavação comparado com o real percebido e as experiências da produtividade de escavação com métodos com explosivos e fresadora.

Palavras-chave: Brecha vulcânica, maciços rochosos massivos, efeito escala, túnel.

ABSTRACT

VINDAS-ARCE, E. A. **Characterization of massive rock masses:** an application to volcanoclastic breccias of Costa Rica. 2018. 271 p. Dissertation (Master degree) – São Carlos Engineering School, São Paulo University, São Carlos, 2018.

Massive volcanoclastic breccias are rock masses of volcanic fragments generally immerse in a fine matrix, and they are characterized by little or no presence of jointing. Despite massive volcanoclastic breccias being soft rock, they have mechanic conditions that allow them to be excavated in high slopes and moderately deep tunnels that present stable behavior. Volcanoclastic breccias of the Central Pacific of Costa Rica were studied for this dissertation aiming at mechanically characterizing this type of rock. The influence of the proportion of clasts was evaluated on the global properties of resistance and deformation. In addition, the progressive fracture process and the scale effect were studied focusing on the mechanical properties under uniaxial and diametrical compression loading. The constituents, the proportion and size distribution of clasts were characterized for outcrop and laboratory scales. The mechanical properties of blocks and the matrix are presented evaluating the mechanical contrast and the influence on the strength and deformability of the breccia. The compressive strength and the deformation modulus obtained in the laboratory testing do not present significance influence when the block proportion measured in the breccia rock cores changed varying from 10% to 60%. The cohesion decreased between a 7% and a 19% and the friction angle increased with the increment of the volumetric proportion blocks from 25% to 50%. The volcanoclastic breccias analyzed exhibit little influence of the mechanical properties of the blocks when compared to other similar rocks. When discussing the fracturing process in uniaxial and diametral compression test, the dissertation presents the types of complete curves and their relationship to acoustic emissions (AE) and visual observations. There are remarks of preexistent micro-fissuring and the fracturing status obtained in the diametral compression test by the ray-X micro tomography technique (μ CT). In line with the observations in the micro tomography tests, the crack propagation path is tortuous preferably going through the surface of the clasts. Occasionally, the fracture can split some blocks denser than the matrix without changes in the force-horizontal displacement curve nor in the resistance. The fracture path goes through the matrix of the rock, the interface between the rock and the matrix and even the blocks. The scale effect in the mechanical behavior was studied in cores ranging from 31 mm to 145 mm of diameter. The volcanoclastic breccias are considered as a lightly fissured rock,

and they do not present scale effect in the compressive and tensile strength, the deformation modulus, the complete curve behavior over the uniaxial compressional test, the Poisson's ratio, and the critical fracture toughness. The complete force-horizontal displacement curves in the diametral compression test display ductile behaviors in the smaller diameters, and a trend of fragile behavior in bigger samples. Finally, this dissertation presents the study case of massive volcanic breccias excavated in the pressure tunnel of the Cachí hydroelectric project in Costa Rica. The characterization of the rock mass, a comparison of the excavation expected theoretical behavior with the real behavior and the experience of the excavation performance with the conventional methods and the roadheader mechanical methods are presented.

Key words: volcanic breccias, massive rock masses, scale effect, tunnel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Guia para estimativa do parâmetro A (adaptado de KALENDER et al., 2014). ...	11
Figura 2.2. Área relativa ocupada por uma secção transversal dado um grupo.	15
Figura 2.3. Instabilidade em túnel e ruptura frágil como função do RMR e a relação da tensão principal (σ_1) maior e a resistência à compressão simples (σ_c). (adaptado de MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999)	18
Figura 2.4. Classificação dos modos de ruptura de túneis em rochas que apresentam <i>squeezing</i> (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993).....	23
Figura 2.5. (a) Valores normalizados da deformação obtidos experimentalmente. (b) Modelo idealizado da curva de tensão-deformação para a determinação dos níveis de squeezing (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993).....	24
Figura 2.6. Desenho conceitual dos estados do maciço rochoso ao redor do túnel em rochas com <i>squeezing</i> (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993).....	25
Figura 2.7. Efeito escala de acordo com o critério de ruptura e a Mecânica da Fratura Linear e Não Linear adaptado de Bazant (1984).	27
Figura 2.8. Efeito escala nas propriedades de resistência e deformação compilada da literatura. (a). Efeito escala do volume na resistência à compressão. (b). Efeito escala do volume no módulo de deformação.	29
Figura 2.9. Classificação do fissuramento em corpos de prova de rocha (Adaptado de FOURMAINTRAUX, 1976).....	34
Figura 2.10. Relação entre a Vp de testemunhos saturados e sacos ao ar para diabásio com persistência de microfissuras. (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986).	35
Figura 2.11. Amostras de diabásio fissurado apresentam um decréscimo da Vp em relação às rochas não fissuradas. (a). Velocidade de onda primária de testemunhos secos ao ar em relação à massa específica seca. (b). Velocidade de onda primária de testemunhos secos ao ar em relação à porosidade. (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986).	36
Figura 2.12. Classificação do comportamento da ruptura da rocha segundo a curva de tensão-deformação (adaptado de WAWERSIK, 1968).	39

Figura 2.13. Montagem e instrumentação do ensaio de compressão diametral (adaptado de CELESTINO; BORTOLUCCI, 1998)	39
Figura 2.14. Curva completa típica de força deslocamento no ensaio de compressão diametral controlado pelo deslocamento (u). a) Ensaio com controle monotônico. b) Ensaio com estágios de carga e descarga. (adaptado de RODRIGUEZ; ARAB; CELESTINO, 2016)	40
Figura 2.15. Curvas de tensão-deformação. a) Controle de força. b) Controle de deslocamento. (adaptado de HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1972)	42
Figura 2.16. Rigidez da máquina e da amostra de rocha na região pós-pico. a) Máquina flexível. b) Máquina rígida (adaptado de HUDSON; HARRISON, 1997)	42
Figura 2.17. Princípio da prensa servocontrolada. (a) Controle do circuito fechado. (b) Esquema da resposta rápida do equipamento do circuito fechado servocontrolado. (adaptado de HUDSON; HARRISON, 1997)	43
Figura 2.18. Geometrias de testemunhos de rochas e retroalimentação opcional para o controle da ruptura no ensaio. a) Compressão. b) Indentação. c) Hidrofraturamento. d) Flexão. e) Tração direta. f) Compressão diametral. (Adaptado de HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971)	43
Figura 3.1. Processo de extração dos corpos de prova. (a) Processo de extração das amostras. (b) Amostras coletadas <i>in situ</i>	45
Figura 3.2. Processo de retificação dos corpos de prova. (a) Retificação cilíndrica. (b) e (c) Retificação do paralelismo e perpendicularidade das faces planas	46
Figura 3.3. Corpos de prova de brecha vulcanoclástica de diferentes tamanhos a serem ensaiados. (a) Ensaio de compressão diametral. (b) Ensaio de compressão uniaxial e triaxial.	47
Figura 3.4. Microtomógrafo de raios-X. (a) Microtomógrafo. (b) Câmara de amostras e de projeção de raios X.	49
Figura 3.5. Reconstrução de imagens 3D a partir de imagens 2D consecutivas (adaptado de D'EURYDICE, 2011)	50
Figura 3.6. Extração de amostras de brechas vulcanoclásticas carregadas para ensaios de μ CT. (a) Ensaio de compressão diametral na prensa. (b) esquema da extração de amostras para ensaio de μ CT.	50

Figura 3.7. Instrumentação utilizada para a leitura de deslocamentos circunferenciais e axiais localizados. (a) Montagem do ensaio na prensa. (b) esquema da instrumentação.	53
Figura 3.8. Distribuição de sensores para monitoramento de EA, ensaios de compressão uniaxial. (a) Corpo de prova de 58 mm de diâmetro. (b) corpo de prova de 95mm de diâmetro. (c) Corpo de prova de 145 mm de diâmetro.	56
Figura 3.9. Montagem do ensaio de compressão diametral e disposição dos sensores para monitoramento com EA. (a) Corpo de prova de 95 mm de diâmetro. (b) corpo de prova de 145mm de diâmetro.	56
Figura 3.10. Testemunho encapsulado em membrana e a câmara triaxial utilizada.	57
Figura 3.11. Demarcação e projeção da janela horizontal de 2,0x2,0m para o mapeamento de blocos em afloramento.	59
Figura 3.12. Mapeamento dos blocos na superfície cilíndrica nos corpos de prova. (a) desenho manual dos blocos. (b) Resultado processamento da imagem digitalizada.	59
Figura 4.1. Petrografias do contato fragmento andesítico e matriz da brecha vulcanoclástica.	63
Figura 4.2. Janela 2D do afloramento em estudo (2x2m).	64
Figura 4.3. Proporção de área de bloco em função do volume do testemunho. (a) Leituras pontoais e valores médios. (b) Coeficiente de variação.	65
Figura 4.4. Distribuição de tamanho de blocos 2D e 3D do afloramento em estudo.	66
Figura 4.5. Estimativa da distribuição de blocos em testemunhos partir de leituras 1D segundo a solução de Lord e Willis (1951). (a), (b) e (c) frequências de interseção de blocos por classe para testemunhos de 58, 95 e 145 mm de diâmetro. (d), (e) e (f) projeção da distribuição de blocos por classe para testemunhos de 58, 95 e 145 mm de diâmetro.	67
Figura 4.6. Distribuição de blocos representativa para cada escala de estudo.	68
Figura 4.7. Parâmetros e envoltórias de resistência em brecha vulcanoclástica e blocos de lava. (a) Brechas PVB = 24%. (b). Brechas PVB = 48% (c). Brechas PVB = 54%. (d) Lavas Lv1 e Lv2.	69
Figura 4.8. Influência dos blocos na resistência. (a) Variação da resistência uniaxial com o PVB. (b). Variação da coesão e o atrito com o PVB.	70

Figura 4.9. Trajetórias do fraturamento em amostra de 95 mm de diâmetro. (a) Fotografia do testemunho ensaiado. (b) projeção da de blocos e trajetórias de fraturas mapeadas.	70
Figura 4.10. Condições de limites de deformação, modelo de camadas adaptado de Lindquist (1994). (a) Camadas em série. (b). Camadas em paralelo.	71
Figura 4.11. Módulo de deformação em brechas e blocos de lava segundo a porcentagem volumétrica de blocos (PVB), incluído as condições limites. (a). Módulo de deformação médio. (b) módulo de deformação dinâmico.	72
Figura 4.12. Rebote RL de blocos e matriz da brecha em afloramento.	73
Figura 4.13. Correlação do R_L com as propriedades de resistência e deformação.	74
Figura 4.14. Histogramas de frequências de E. (a) Ensaios de laboratório. (b) Segundo solução camadas em série, Reuss. (c) Segundo solução camadas paralelas, Voigt.	76
Figura 5.1. Tipos de curvas de tensão deformação sob compressão uniaxial. (a) e (b) Classe I. (c) e (d) Classe I*. (e) e (f) Classe II.	81
Figura 5.2. Fissura propagada ao redor do bloco próximo do 50% da resistência de pico.	83
Figura 5.3. Valores de σ_{ci} / σ_c e σ_{cd} / σ_c segundo a escala. (a) Dados experimentais. (b) Valor médio e desvio padrão.	84
Figura 5.4. Caracterização da frequência de eventos e energia absoluta de EA no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I. (a) Em função do tempo. (b) Em função do tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função da deformação axial. (d) Em função da deformação axial com detalhe no trecho pico.	86
Figura 5.5. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I*. (a) Em função do tempo. (b) Em função do tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função da deformação axial. (d) Em função da deformação axial com detalhe no trecho pico.	87
Figura 5.6. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I com anomalia no trecho pós-pico. (a) Em função no tempo. (b) Em função no tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função no tempo. (d) Em função no tempo com detalhe no trecho pico.	88

Figura 5.7. Curvas de força-deslocamento no ensaio de compressão diametral segundo o diâmetro da amostra. (a) amostras de 95mm e 145mm de diâmetro. (b) amostras de 45mm e 58 mm de diâmetro.	90
Figura 5.8. Exemplos de trajetórias da fissura central depois de ensaiadas as amostras. (a) Propagação preferencial através de matriz e blocos. (a) Propagação preferencial através da matriz e da interface blocos-matriz.	91
Figura 5.9. Curvas de força-deslocamento monotônica e cíclica consideradas nas observações com emissão acústica. (a) Curva associada aos comportamentos mais frágil. (b) Curva associada aos comportamentos relativamente dúcteis.	92
Figura 5.10. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão diametral comportamento mais rígido. (a) Ensaio monotônico (b) Ensaio monotônico com detalhe no trecho pico. (c) Ensaio cíclico. (d) Ensaio cíclico com detalhe no trecho pico.	93
Figura 5.11. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão diametral comportamento relativamente dúctil. (a) Ensaio monotônico (b) Ensaio monotônico com detalhe no trecho pico. (c) Ensaio cíclico. (d) Ensaio cíclico com detalhe no trecho pico.	94
Figura 5.12. Imagens de μ CT da brecha em condição intacta (sem carregamento). (a) Amostra #1. (b) Amostra #2. (c) detalhe do quadro vermelho da amostra #1. (d) detalhe do quadro vermelho da amostra #2.	97
Figura 5.13. (a) Curvas de força-deslocamento das amostras consideradas para a preparação e análise com o método de μ CT. (b) esquema da amostra de 7 mm de diâmetro extraída do testemunho carregado.	98
Figura 5.14. Fissuras visualizadas na amostra BR-45-BT-18. (a) e (d) Imagem de μ CT. (b) e (d) Ilustração e interpretação da imagem de μ C.	99
Figura 5.15. Fissuras induzidas pelo carregamento para amostra BR-45-BT-15. (a) e (d) Imagem de μ CT. (b) e (d) Ilustração e interpretação respectiva da imagem de μ CT.	101
Figura 5.16. Fissuras induzidas devido ao carregamento para amostra BR-45-BT-04. (a) e (b) Imagem de μ CT paralela a face plana da amostra. (c) e (d) Secção transversal respectiva e perpendicular ao carregamento.	102

Figura 6.1. Classificação do fissuramento da brecha. (a) Segundo Kelsall, Watters e Franzone (1986). (b) Segundo Tourenq, Fourmaintraux e Denis (1971). (c) Segundo Fourmaintraux (1976).	105
Figura 6.2. Aparência geral da microestrutura da brecha vulcanoclástica a partir da petrografia.	106
Figura 6.3. Imagem de μ CT da brecha em condição intacta (sem carregamento).	107
Figura 6.4. Efeito escala da velocidade de onda primária (V_p) em função do comprimento do testemunho. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	108
Figura 6.5. Efeito escala na resistência à compressão máxima. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	109
Figura 6.6. Efeito escala na σ_{ci} . (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	110
Figura 6.7. Efeito escala na σ_{cd} . (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	111
Figura 6.8. Efeito escala no E_m . (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	112
Figura 6.9. Efeito escala no coeficiente de Poisson. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.	113
Figura 6.10. Efeito escala na resistência e na deformação da brecha vulcânica estudada comparada com outras rochas apresentadas na literatura.	114
Figura 6.11. Efeito escala no comportamento da curva completa de tensão-deformação segundo a metodologia M2. (a) 31 mm de diâmetro. (b) 45 mm de diâmetro. (c) 58 mm de diâmetro. (d) 95 mm de diâmetro. (e) 145 mm d diâmetro.	116
Figura 6.12. Efeito escala no trabalho específico de destruição. (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.	117
Figura 6.13. Efeito escala na $\sigma_{t,b}$. (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.	118
Figura 6.14. Modelo e interpretação do ensaio de compressão diametral de acordo com Celestino e Bortolucci (1992). (a) Modelo de crescimento da fissura central. (b) Ensaio cíclico.	120
Figura 6.15. Relação numérica dos adimensionais U e F^* com a/R .	121

Figura 6.16. Estimativa da tenacidade à fratura e comprimento da metade da fissura pelo método de Celestino e Bortolucci (1992). (a) Ensaio de compressão diametral cíclico. (b) valores de K_{IC} e a/R associados ao ensaio para cada ciclo.....	122
Figura 6.17. Disco sob carregamento diametral (Adaptado de GUO; AZIZ; SCHIMIDT, 1993).	123
Figura 6.18. (a) Relação do carregamento diametral e do comprimento da fissura normalizado pelo raio segundo Guo, Aziz, Schmidt (1993). (b) Curva típica de força-deslocamento diametral u_x no ensaio de compressão diametral nas brechas estudadas.....	123
Figura 6.19. Comparação adimensional das soluções de Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz, Schmidt (1993).	124
Figura 6.20. Efeito escala no K_{IC} . (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.....	125
Figura 6.21. Comprimento da fissura teórica equivalente no momento do pico. (a). Obtida pelo método de Guo, Aziz e Schmidt (1993) (b) Obtida pelo método de Celestino e Bortolucci (1992).	127
Figura 6.22. Ajuste das soluções teóricas aos valores experimentais. (a) Valores experimentais e curvas de ajuste teóricas. (b) Comparação P_{max} medido versus o valor esperado.....	128
Figura 6.23. Curvas de força-deslocamento diametral segundo o diâmetro da amostra.	129
Figura 6.24. Curvas de força-deslocamento diametral adimensionalizadas. (a) Diâmetro de 45 mm. (b) Diâmetro de 58 mm. (c) Diâmetro de 95 mm. (b) Diâmetro de 145 mm.....	130
Figura 6.25. Classificação do comportamento da curva de força-deslocamento no ensaio diametral, a partir da relação do comprimento da fissura e o índice P_{max} / P_{min}	130
Figura 6.26. Comportamento típico do ensaio de compressão diametral (Adaptado de CARMONA; GETTU; AGUADO, 1998).....	131
Figura 7.1. Localização das usinas hidroelétricas respectivas dos túneis estudados.	134
Figura 7.2. Rendimentos de avanço por classe de maciço segundo o método de escavação (Adaptado de ACUÑA; ARIAS, 2014).....	136
Figura 7.3. Exemplo de escavação na frente do túnel em brechas massivas. (a) Acabamento com a fresadora. (b) Acabamento com o método convencional (com uso de explosivo).	137
Figura 7.4. Distribuição dos valores de densidade e absorção da brecha.....	138

Figura 7.5. Correlações obtidas com resultados a partir de ensaios com martelo Schmidt e de ensaios de compressão no laboratório. (a) Correlação rebote e resistência à compressão. (b) Correlação rebote e módulo elástico.....	139
Figura 7.6. Comportamento da resistência e deformação das brechas vulcânicas massivas nos pontos ao longo do túnel. (a) Rebote do martelo Schmidt. (b) Resistência à compressão. (c) Módulo de deformação no laboratório.....	140
Figura 7.7. Resultados dos ensaios de compressão diametral. (a) Distribuição dos dados de resistência à tração. (b) Correlação resistência à compressão e resistência à tração sob carregamento diametral.....	141
Tabela 7.8. Parâmetros de resistência da brecha vulcânica.	141
Figura 7.9. Envoltórias de resistência obtida a partir dos ensaios de compressão diametral, uniaxial e triaxial. (a) Estaqueamento 1+212. (b) Estaqueamento 1+230. (c) Estaqueamento 1+658. (d) Estaqueamento 3+261.	142
Figura 7.10. (a) Histograma da velocidade de propagação de onda primária da brecha. (b) Correlação entre módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático determinados no laboratório.....	143
Figura 7.11. Ensaio de deformação <i>in situ</i> com macaco Goodman (c) Fotografia do torpedo do macaco Goodman. (d) Exemplo de curva obtida no ensaio de macaco Goodman.	146
Figura 7.12. Análise da deformação na borda da placa em função do módulo. (a) malha axisimétrica de elementos finitos deformada. (b) Relação do deslocamento na borda da placa e módulo de deformação.....	147
Figura 7.13. Ensaio de deformação <i>in situ</i> com placa. (a) Fotografia do ensaio de placa. (b) Exemplo de curva obtida no ensaio de placa.	147
Figura 7.14. Comportamento do módulo de deformação com respeito ao volume ensaiado. (a) Módulo de deformação médio em função do tipo de ensaio. (a) Módulo de deformação normalizado em função do tipo de ensaio.....	148
Figura 7.15. Relação aproximado do módulo estático em campo e em laboratório para a brecha vulcânica massiva.	151

Figura 7.16. Previsão do potencial de <i>squeezing</i> comparados com dados da escavação em brechas vulcânicas. (a) Solução de Aydan, Akagi e Kawamoto (1993). (b) Solução de Hoek e Marinos (2000). (c) Solução de Jethwa, Singh e Singh (1984).....	156
Figura 7.17. Comparação dos resultados de ensaios rápidos (taxa de 10kN/s) e de acordo com a norma ISRM (taxa de 0,1 kN/s). (a) distribuição da resistência uniaxial. (b) distribuição da resistência à tração pelo método brasileiro.....	158
Figura 7.18. Curva de tensão-deformação obtidas dos ensaios de compressão uniaxial executados para várias taxas de carregamento constante (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016). (a) Amostra de arenito amarelo. (b) Amostra de gipsito. (c) Amostra de calcário. (d) Amostra de arenito vermelho.	158
Figura 7.19. Valores de resistência à compressão e módulo de deformação normalizados (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).	159
Figura 7.20. Valores de resistência à compressão normalizados para a brecha vulcânica em relação de outras rochas ensaiadas (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).	160
Figura 7.21. Previsão teórica da performance da fresadora versus o real medido durante a escavação.	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Sistemas de Classificação Geomecânica (Adaptada de BIENIAWSKI, 1993).....	4
Tabela 2.2. Parâmetros para classificação geomecânica de rochas piroclásticas (MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010)	5
Tabela 2.3. Classificação RMi de maciços rochosos (adaptada de PALMSTROM, 1995).....	6
Tabela 2.4. Classes de grau alteração de maciços rochosos (OSADA et al., 2005).....	7
Tabela 2.5. Classificação de maciços rochosos brandos (OSADA et al., 2005).....	7
Tabela 2.6. Contraste da resistência/rigidez de blocos e matriz para bimrocks na literatura.	9
Tabela 2.7. Critérios de comportamento e estabilidade de tuneis escavados em rochas frágeis em função da relação entre a tensão principal maior em campo (σ_1) e a resistência à compressão da rocha intacta (σ_c). Apresenta-se também a relação em função da tensão induzida (σ_{max}) e a resistência à compressão da rocha intacta (σ_c).	20
Tabela 2.8. Métodos empíricos e semi-empíricos para a classificação no nível de <i>squeezing</i> de tuneis em maciços rochosos fraturados e massivos (BARLA, 2001).....	22
Tabela 2.9. Classificação do comportamento de squeezing segundo Aydan, Akagi e Kawamoto (1993).	25
Tabela 2.10. Lista de pesquisas do efeito escala em rochas duras (adaptado de YOSHINAKA et al., 2008).....	31
Tabela 2.11. Grau de fissuramento e influência no CV e a resistência à compressão uniaxial. (adaptado de BERNAIX, 1966; apud JAEGER, 1972, p. 56-57)	35
Tabela 3.1. Distribuição dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial da brecha vulcanoclástica.....	52
Tabela 3.2. Distribuição dos ensaios de compressão diametral da brecha vulcanoclástica	52
Tabela 4.1. Quantitativo dos testemunhos mapeados.....	63
Tabela 4.2. Estimativa da distribuição de tamanhos de bloco no afloramento usando o método estereológico de Johnson–Saltykov.....	65
Tabela 4.3. Propriedades de peso específico e porosidade da brecha e blocos de lava.....	68

Tabela 5.1. Número de ensaios por tipologia de comportamento na curva de tensão-deformação.	80
Tabela 7.1. Prazo de escavação de cada frente de trabalho do túnel (adaptado de ARIAS; VINDAS; ACUÑA, 2014).....	135
Tabela 7.2. Resumo de resultados das propriedades mecânicas da brecha do túnel Cachí comparadas com os resultados da brecha estudada nesta dissertação.	144
Tabela 7.3. Módulos de deformação obtidos nas distintas escalas avaliadas.	149
Tabela 7.4. Relação dos valores de campo e laboratório da velocidade de onda compressional e o módulo de deformação.	150
Tabela 7.5. Intervalos da concentração de tensão induzida para identificar regime de tensão para rochas massivas (Adaptado de KAISER et al., 2000).....	152
Tabela 7.6. Critérios para determinar o potencial de <i>squeezing</i> em meios contínuos e brandos.	154
Tabela 7.7. Valores do índice γ para distintas rochas (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).	161
Tabela 7.8. Classificação da tenacidade da rocha e fatores k_1 baseado a no Coeficiente de Tenacidade $TC = BTS/UCS$ (adaptado de RESTNER E PLINNINGER, 2015).....	162

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials / Sociedade Americana de Ensaios e Materiais
CV	Coeficiente de Variação
DGM	Dirección de Geología y Minas / Direção de Geologia e Minas
EA	Emissão Acústica
EA	Emissão Acústica
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FEM	Método dos Elementos Distintos
FEM	Finite Element Method / Método dos Elementos Finitos
FS	Fair Squeezing
GSI	Geological Strength Index / Índice de Resistência Geológica
HS	High Squeezing
ICE	Instituto Costarricense de Electricidad / Instituto Costarriquenho de eletricidade
IFSC	Instituto de Física de São Carlos da Universidade
ISRM	Internacional Society for Rock Mechanics / Sociedade internacional de Mecânica de Rochas
JGS	Japanese Geotechnical Society / Sociedade Japonesa de Geotecnia
LE	Laboratório de Estruturas
LEAR	Laboratório de Espectroscopia de Alta Resolução
LPT	Laboratório de Petrografia
LS	Low Squeezing
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
μ CT	Microtomografia de Raios-X
MFEL	Mecânica da Fratura Elástica Linear
MINAE	Ministério de Ambiente y Energía / Ministério de Ambiente e Energia
N	Valor do Q para um SRF unitário
NATM	New Austrian Tunneling Method / Novo Método Austríaco de Construção de Túneis
NS	No Squeezing
PAC	Physical Acoustic Corporation
PASA	Physical Acoustic South América
PVB	Proporção Volumétrica de Blocos
Q	Sistema de Classificação geomecânica norueguesa

RMi	Rock Mass Index
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
RSR	Rock Structure Rating
SMR	Slope Mass Rating System
SRF	Stress Reduction Factor / Fator de Redução de Tensão
TSP	Tunnel Seismic Prospection
UCS	Unconfined Compressive Strength / Resistência à Compressão Inconfinada
USP	Universidade de São Paulo
VHS	Very High Squeezing

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

1D	unidimensional
2D	bidimensional
3D	tridimensional
$2a$	metade do comprimento da fissura
A_A	proporção de área
Abs	Porcentagem de absorção
b	dimensão característica da estrutura
c	coesão
c'	coesão efetiva
C_i	proporção volumétrica de um material constituinte i
C_n	área relativa ocupada na secção bidimensional
D	diâmetro
d	diâmetro da partícula esférica
D^{2D}	número fractal bidimensional
D^{3D}	número fractal tridimensional
d_{max}	diâmetro máximo de bloco
d_{min}	diâmetro mínimo de bloco
E	módulo de deformação
E_d	módulo de deformação dinâmico
E_m	módulo de deformação médio
E_s	módulo de deformação secante
E_t	módulo de deformação tangente
F^*	Adimensional de acordo com Celestino e Bortolucci (1992)
f_u	resistência à tração associada a uma dimensão característica do testemunho b
H	profundidade do túnel
IQ	index quality / índice de qualidade
K_I	Fator de intensidade de tensão modo I
K_{IC}	tenacidade à fratura
L	comprimento
L_c	dimensão característica da escala
L_L	proporção linear
m	constante do material associada ao efeito escala
m_i	constante associada ao atrito
n	porosidade
N_A	frequência bidimensional
N_V	frequência tridimensional
P	força
p_0	pressão hidrostática <i>in situ</i>

P_{max}	Força máxima
P_{min}	Força mínima no trecho final do no ensaio de compressão diametral
P_p	proporção pontual
R	raio
R_L	Rebote do martelo Schmidt
l	comprimento de intercepção
t	espessura
T	Tempo
U	Adimensional de acordo com Celestino e Bortolucci (1992)
u_j	deslocamento vertical no ensaio de compressão diametral
u_x	deslocamento horizontal no ensaio de compressão diametral
V	volume
V_l	velocidade de onda longitudinal
V_l^*	velocidade de onda longitudinal do material sem poros
V_p	velocidade de onda primária
V_V	proporção volumétrica
w_{sss}	peso saturado superfície seca
w_{sub}	peso submerso
W_z	trabalho específico de destruição

Letras Gregas

f_σ	fator de ajuste de efeito escala
k	coeficiente de empuxo lateral
$\Delta\epsilon_a$	incremento da deformação axial
α	representa a distribuição dos tamanhos das fraturas
ϵ_a	deformação axial
ϵ_e	deformação elástica
ϵ_f	deformação residual
ϵ_p	deformação de plastificação
ϵ_r	deformação radial
ϵ_s	deformação de amolecimento (<i>softenig</i>)
ϕ	ângulo de atrito
$\phi(l)$	densidade de probabilidade para ocorrer um comprimento de intercepção
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
γ	peso específico
γ_d	peso específico seco
η_f	deformação residual normalizada
η_p	deformação de plastificação normalizada
η_s	deformação de amolecimento normalizada (<i>softenig</i>)
κ	coeficiente associado ao fator de escala

μ	média
ν	módulo de Poisson
ρ_w	massa específica da água
σ	desvio padrão
σ_1	tensão principal maior
σ_a	tensão axial
σ_c	resistência à compressão
σ_{c10}	resistência à compressão de testemunhos de 10 mm de diâmetro
σ_{c50}	resistência à compressão de testemunhos de 60 mm de diâmetro
σ_{c60}	resistência à compressão de testemunhos de 50 mm de diâmetro
σ_{cd}	tensão de dano de fissuras
σ_{ci}	tensão de início de fissura
σ_{cm}	resistência à compressão do maciço rochoso
σ_{cr}	tensão máxima da estrutura
σ_{max}	tensão máxima induzida
$\sigma_{t,b}$	resistência à tração pelo método brasileiro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Motivação	1
1.2 Objetivos do estudo	3
1.2.1 Objetivo geral.....	3
1.2.2 Objetivo específicos	3
1.2.3 Estrutura da dissertação.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	1
2.1 Aspectos geológicos das brechas vulcanoclásticas.....	1
2.1.1 Definição de geológica das brechas vulcânicas	1
2.1.2 Classificação geológica – genética das brechas vulcânicas	1
2.2 Classificação geomecânica das brechas vulcanoclásticas massivas	2
2.3 Caracterização geotécnica das brechas vulcanoclásticas e rochas similares.	8
2.4 Aplicação de soluções estereológicas para estimativa da proporção de blocos e distribuição de tamanhos de partículas.	14
2.4.1 Estimativa da distribuição de partículas através de distribuição de secções planas (1D) – Método Johnson-Saltykov.	15
2.4.2 Estimativa da distribuição de partículas através de secções lineares – Método Lord e Willis (1951).....	16
2.5 Comportamento de escavações subterrâneas em rochas continuas ou massivas.....	17
2.5.1 Estimativa e previsão do comportamento de tuneis através de rochas massivas frágeis.....	19
2.5.2 Estimativa e previsão do comportamento de túneis através de rochas massivas dúcteis	21
2.5.3 Comportamento de túneis em maciços dúcteis (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993)	22
2.6 O efeito escala na resistência dos materiais	26
2.6.1 Efeito escala nas propriedades mecânicas da rocha intacta	27
2.6.2 Porosidade e microfissuramento no efeito escala	32
2.7 Fraturamento progressivo de rochas sob compressão uniaxial e compressão diametral.	36
2.7.1 Fraturamento e curvas de tensão-deformação no ensaio de compressão uniaxial.	36
2.7.2 Fraturamento no ensaio de compressão diametral	39
2.7.3 Técnica de emissão acústica como monitoramento do processo de fraturamento em rochas.	40
2.7.4 Prensas de ensaio servocontroladas flexíveis e rígidas	41
3 MÉTODOS ADOTADOS	45

3.1 Amostras coletadas e ensaiadas no laboratório.	45
3.1.1 Rochas utilizadas	45
3.1.2 Amostragem e transporte.....	45
3.1.3 Preparação dos corpos de prova	46
3.2 Determinação da porosidade.	48
3.2.1 Determinação da porosidade pelo método de saturação com aplicação de vácuo para amostras de volume reduzido.	48
3.2.2 Microtomografia de raios-X, 3D.	49
3.3 Velocidade propagação de onda primária	51
3.4 Petrografia	51
3.5 Ensaios de resistência e deformação e monitoramento de EA.....	51
3.5.1 Ensaios de compressão uniaxial e curva completa de tensão-deformação.....	52
<i>Ensaio de compressão uniaxial com curva completa de tensão deformação metodologia 1 (M1)</i>	53
<i>Ensaio de compressão uniaxial com curva completa de tensão deformação metodologia 2 (M2)</i>	54
3.5.2 Compressão diametral e curva completa de força deslocamento.	54
3.6 Instrumentação para monitoramento de EA.....	55
3.6.1 Ensaios de compressão triaxial.....	57
3.7 Ensaios de Esclerômetro Schmidt em afloramento e resistência uniaxial de blocos. ...	57
3.8 Proporção e distribuição de blocos.....	58
3.8.1 Mapeamento dos blocos em afloramento	58
3.8.2 Mapeamento de blocos em corpos de prova.....	59
3.8.3 Estimativa da proporção de blocos e distribuição de tamanhos.	60
4 PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA.....	61
4.1 Características genéticas, texturais e estruturais.	61
4.1.1 Caracterização micropetrografica.....	62
4.2 Porcentagem e distribuição de tamanho de blocos do afloramento e testemunhos	63
4.2.1 Mapeamento de blocos em corpos de prova e afloramento.....	63
4.3 Proporção e distribuição de tamanhos de blocos segundo a escala.....	64
4.4 Propriedades dos materiais constituintes, blocos e matriz	68
4.4.1 Resistência e influência da proporção de blocos	68
4.4.2 Módulo de deformação e influência da proporção de blocos.....	71
4.4.3 Caraterização da matriz e blocos do afloramento através de ensaios de esclerômetro Schmidt.....	72
4.5 Avaliação da influência dos blocos no afloramento.....	74
4.5.1 Projeção das soluções de camadas em paralelo e em série.....	75

4.6 Discussão	76
5 FRATURAMENTO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL E COMPRESSÃO DIAMETRAL	79
5.1 Comportamento sob compressão uniaxial	79
5.1.1 Caracterização da curva completa de tensão-deformação	79
5.1.2 Observações de emissão acústica nos ensaios de compressão uniaxial.....	85
5.2 Comportamento sob compressão diametral	89
5.2.1 Curvas completas de força-deslocamento	89
5.2.2 Observações de emissão acústica.....	91
5.3 Observações de microtomografia de raios-X.....	96
5.3.1 Estado intacto da brecha.....	96
5.3.2 Estado do fissuramento de amostras carregadas.	97
6 EFEITO ESCALA NA RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA	103
6.1 Caracterização do fissuramento pré-existente na brecha vulcânica.....	103
6.1.1 Caracterização por métodos indiretos.	104
6.1.2 Descrição do fissuramento e da porosidade segundo a petrografia.	105
6.1.3 Descrição do fissuramento e porosidade segundo ensaios de μ CT.	107
6.2 Efeito escala na velocidade de onda compressional	108
6.3 Efeito escala na resistência no ensaio de compressão uniaxial	109
6.3.1 Efeito escala na resistência à compressão axial.	109
6.3.2 Efeito escala nos parâmetros de deformação.	111
6.3.3 Comparação dos resultados obtidos com outras rochas e litologias mostradas na literatura.	113
6.3.4 Efeito escala no comportamento da curva de tensão-deformação.	115
6.4 Efeito escala no ensaio de compressão diametral	117
6.5 Determinação do K_{IC} e do tamanho das fissuras equivalentes segundo a escala	119
6.5.1 Método para a estimativa de K_{IC} em ensaios de compressão diametral com discos sem entalhe.....	120
6.5.2 Estimativa do K_{IC}	125
6.5.3 Estimativa teórica da fissura equivalente nas diferentes escalas avaliadas.....	126
6.5.4 Ajuste das soluções teóricas a partir dos dados experimentais.	127
6.6 Efeito escala na curva de força-deslocamento no ensaio de compressão diametral	128
7 COMPORTAMENTO DE BRECHAS VULCÂNICAS MASSIVAS: ESTUDO DE CASO TÚNEL DE ADUÇÃO DA USINA HIDROELÉTRICA CACHÍ	133
7.1 Escavação do novo túnel.....	135

7.2 Breve descrição da geologia das brechas vulcânicas.	137
7.3 Caracterização das brechas vulcânicas do túnel de adução.....	138
7.3.1 Propriedades índice.....	138
7.3.2 Propriedades de resistência e deformabilidade da brecha vulcânica.	139
7.3.3 Comparação das propriedades da brecha do túnel com as estudadas na dissertação.	143
7.3.4 Ensaios <i>in situ</i> de deformação.	144
7.4 Previsão do comportamento do túnel versus o comportamento real das brechas massivas.	151
7.5 Condição de rendimento da fresadora	157
7.5.1 Comportamento da resistência da brecha vulcânica frente à taxa de carregamento.	157
7.5.2 Proposta semi-empírica para a previsão de performance da fresadora (RESTNER; PLINNINGER, 2015).	161
7.5.3 Previsão teórica da performance da fresadora versus o real medido durante a escavação.	162
8 CONCLUSÕES	165
REFERÊNCIAS	171

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

As brechas vulcanoclásticas correspondem a maciços rochosos compostos por depósitos piroclásticos ou fragmentos vulcânicos, geralmente de forma angular, que podem estar imersos ou não em uma matriz mais fina (FISHER, 1958, 1960). Estes depósitos piroclásticos podem estar soldados, cimentados ou não cimentados (MCPHIE; DOYLE; ALLEN, 1993) e chegam a formar camadas métricas e de condição massiva (com poucas ou sem descontinuidades) (LAPORTE, 2012; MCPHIE; DOYLE; ALLEN, 1993; MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010). Conhecer a resistência e o comportamento que rege a estabilidade de obras executadas em brechas vulcanoclásticas é útil para gerar projetos econômicos e seguros. Apesar das brechas vulcânicas corresponderem a rochas de baixa resistência, são reconhecidas como maciços de comportamento mecânico muito estável devido a sua continuidade, apresentando auto-sustentação mecânica em taludes consideravelmente altos ou túneis relativamente profundos (KANJI, 2014; LAPORTE, 2012; VINDAS; CELESTINO, 2016). Às vezes, escavações subterrâneas em maciços dessas rochas apresentam poucos danos e baixas produtividades em escavações a frio. A norma ISRM (1979) sugere que para ensaios mecânicos em rocha os testemunhos não devem conter grãos maiores que um décimo do diâmetro, no entanto, para as brechas vulcânicas ou outras rochas similares isto geralmente é inviável.

O estudo de rochas de baixa resistência dirigido à compreensão do comportamento geomecânico e problemas associados nas distintas obras de infraestrutura, tem despertado nas últimas duas décadas um especial interesse da comunidade de engenharia. Obras importantes como barragens, túneis, rodovias, entre outras, procuram ser desenvolvidas nas melhores condições geológicas; apesar disso nem sempre é possível fugir de condições desfavoráveis. Muitas regiões no mundo possuem uma geologia com presença predominante de rochas brandas (KANJI, 2014). Problemas de baixa resistência, alteração, desagregação; instabilidade, etc., estabelecem a necessidade do desenvolvimento de novas técnicas e soluções especiais; amostragem mediante sistemas de brocas diamantadas nestes maciços, em muitos casos, não é bem sucedida, pois a amostra é mecanicamente danificada durante o processo de sondagem em consequência da heterogeneidade e baixa resistência da rocha. Contudo a caracterização de tais maciços é geralmente trabalhosa, pois requer a observação de grandes volumes para se obter representatividade (KALENDER et al., 2014; KANJI, 2014; LAPORTE, 2012; SONMEZ et

al., 2006a). Também, os sistemas de classificação geomecânica convencionais, que foram desenvolvidos para maciços descontínuos e duros, apresentam grandes limitações para ser implementados em brechas vulcânicas e outras rochas similares, pois, geralmente, apresentam baixa resistência e carência de descontinuidades (KANJI, 2014; LAPORTE, 2012; MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010; OSADA et al., 2005). Dadas estas limitações, em muitos casos são adotadas propriedades conservadoras para satisfazer condições adequadas de segurança das obras, porém com um peso econômico importante (KANJI, 2014). Desta maneira, este trabalho considera necessário entender o desempenho geomecânico das brechas vulcanoclásticas assim como estudar os mecanismos que podem influenciar o comportamento de resistência e deformação das brechas vulcanoclásticas, como:

- Estudo do dano preexistente em micro e pequena escala; identificação e distinção das fissuras e microfissuras de poros relativamente esféricos, como fatores de influência na resistência e comportamento da curva de tensão deformação segundo a escala (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986);
- Variação da resistência e deformação do maciço em escala de laboratório em função das propriedades mecânicas da matriz e da proporção de clastos de maior rigidez (LINDQUIST; GOODMAN, 1994; LINDQUIST, 1994; TAKASHI; TOSHIKI; YOSHINAKA, 1995; YOSHINAKA et al., 2001);
- Comportamento da curva de tensão-deformação e estudo do processo de fraturamento.

Em resposta a esses aspectos, este trabalho apresenta resultados de ensaios para a caracterização geomecânica de brechas vulcanoclásticas avaliando:

- Dano existente: constituição de poros esféricos e/ou fissuras mediante petrografia, microtomografia (μ CT) e soluções indiretas com ultrassom;
- Efeito escala na resistência, deformação e comportamento pós-pico através de ensaios de compressão diametral e uniaxial em amostras de diferentes dimensões em laboratório (até 150 mm de diâmetro);
- Estudo do processo de fraturamento da rocha avaliado mediante ensaios com monitoramento de emissão acústica (EA) e a técnica de μ CT.

Foi estudada a porcentagem, distribuição de tamanho e resistência dos blocos que compõem a mesoescala através do levantamento de um afloramento *in situ*. A resistência *in situ*

da matriz e blocos é avaliada com a execução de ensaios com Esclerômetro Schmidt e correlação com ensaios de compressão uniaxial e triaxial realizados em laboratório.

Na Costa Rica muitas obras importantes, geralmente destinadas à produção de eletricidade, foram construídas atravessando maciços constituídos por rochas vulcânicas, interceptando, frequentemente, brechas vulcânicas nas obras de escavação ou fundação. Por isso, para este estudo foi considerado um afloramento de brechas vulcanoclásticas nas proximidades da usina hidroelétrica Capulín, localizada na região do Pacífico Central da Costa Rica.

1.2 Objetivos do estudo

1.2.1 Objetivo geral

Estudar o comportamento mecânico (comportamento tensão-deformação segundo a escala) de brechas vulcanoclásticas.

1.2.2 Objetivo específicos

1. Estudar em escala de laboratório os parâmetros mecânicos de brechas vulcanoclásticas através de amostras coletadas em campo avaliando o efeito escala na resistência e deformação da rocha mediante ensaios de compressão uniaxial e diametral.
2. Identificar o estado de dano preexistente nas amostras de rocha mediante técnicas diretas e indiretas.
3. Descrever o processo de ruptura desde o fissuramento microscópico ao macroscópico em ensaios de compressão uniaxial e diametral.
4. Quantificar a proporção, distribuição e influência dos blocos nas propriedades mecânicas da brecha.

1.2.3 Estrutura da dissertação.

A dissertação está composta de oito capítulos. Após a introdução, que descreve a motivação e os objetivos da pesquisa, o Capítulo II contém a revisão bibliográfica focada nos seguintes aspectos de interesse: definição geológica de brechas vulcânicas, métodos de classificação geomecânica e suas limitações para serem utilizadas em brechas vulcanoclásticas,

caraterização de brechas vulcânicas e rochas similares clásticas ou rudáceas, comportamento de rochas massivas em obras subterrâneas, efeito escala na resistência das rochas, e processo de fraturamento de rochas nos ensaios de compressão uniaxial, triaxial e diametral.

O Capítulo III descreve a metodologia adaptada ao desenvolvimento de ensaios e medições realizadas nas amostras e o afloramento em estudo. Apresenta-se a descrição ou referências da amostragem e ensaios realizados em laboratório (ensaios de compressão uniaxial, triaxial e diametral; monitoramento de EA, μ CT, propagação de onda sônica), mapeamento e metodologias implementadas para a caracterização da distribuição dos tamanhos dos blocos (tanto para afloramento quanto para os corpos de prova) e a caracterização realizada no afloramento.

O Capítulo IV descreve a constituição mecânica da brecha vulcanoclástica estudada. Descrevem-se as características genéticas, texturais e petrográficas. Apresenta-se a caracterização de blocos e matriz a partir de ensaios *in situ* e em laboratório e se discute a influência que os blocos têm nas propriedades de resistência e deformação da rocha.

No Capítulo V se apresenta a descrição do processo de fraturamento da brecha vulcanoclástica em ensaios de compressão uniaxial e diametral. As análises estão baseadas no comportamento das curvas completas de tensão-deformação ou força-deslocamento, observações visuais na execução dos ensaios, monitoramento de emissão acústica e imagens de μ CT de amostras extraídas de corpos de prova em vários estágios de carregamento no ensaio de compressão diametral.

O Capítulo VI apresenta o estudo do efeito escala em amostras de laboratório da brecha vulcanoclástica para os ensaios de compressão uniaxial e diametral. É avaliada a influência da escala nas propriedades de resistência, deformação e o comportamento pós-pico. Os resultados são comparados com os de outras rochas apresentadas na literatura.

. O Capítulo VII apresenta o caso de estudo da escavação do túnel de adução da usina hidroelétrica Cachí da Costa Rica, o qual foi escavado parcialmente em brechas vulcanoclásticas massivas. São feitas estimativas do comportamento esperado da escavação com soluções apresentadas na literatura e comparadas com o comportamento percebido durante a escavação. Finalmente, no Capítulo VIII são apresentadas as principais conclusões do trabalho realizado e as recomendações para futuros trabalhos ou novas linhas de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aspectos geológicos das brechas vulcanoclásticas

2.1.1 Definição de geológica das brechas vulcânicas

Fisher (1958) define brechas vulcânicas como rochas compostas, predominantemente, por fragmentos vulcânicos com forma angular (maiores que 2 mm), que podem estar inseridos em uma matriz de distinta ou igual composição e textura, ou inclusive sem presença de matriz. Segundo Wentworth e Williams¹ (1932, apud FISHER, 1960, p. 973), o termo brecha vulcânica refere-se a uma rocha piroclástica composta por fragmentos vulcânicos que se solidificaram na deposição, após a erupção vulcânica.

2.1.2 Classificação geológica – genética das brechas vulcânicas

As brechas vulcânicas podem ser originadas de formas distintas. Os fragmentos podem se formar durante a explosão vulcânica, na movimentação de fluxos de lava ou como produto da ação de agentes geomórficos epigênicos agindo sobre detritos não consolidados, lavas sólidas, ou todas as possíveis combinações destes materiais (FISHER, 1960). Anderson² (1933, apud FISHER, 1958, p. 1071-1072) revisou a variedade de formas como uma brecha vulcânica pode-se originar, e estabeleceu dois grandes grupos: o primeiro associado a brechas vulcânicas não transportadas por água, incluindo intrusões (*pepérites* massivos), autobrecha, erupções e avalanches secas; e o segundo agrupando brechas transportadas por água relacionadas a erupções (através de lagoas em cratera, depois ou acompanhadas de chuvas fortes, misturadas com gelo ou neve) e não relacionadas a erupções (colapsos da parede de uma cratera com lagoa, fortes chuvas sobre detritos não consolidados e derretimento rápido de gelo ou neve). Fisher (1960, p. 974-980) propôs uma classificação das brechas vulcânicas de acordo com o tipo de mecanismo de fragmentação em três grupos:

¹ Wentworth, C. H. and Williams, H., 1932, The classification and terminology of the pyroclastic rocks: Nat. Research Council, Rept. Comn. Sedimentation, Bull. 89, p. 19-53

² Anderson, C. A., 1933, The Tuscan formation of northern California with a discussion of origin of volcanic breccia: Univ. Calif. Pub. Bull. Dept. Geol. Sci., v. 23, n. 7, p. 215 – 276.

- i. Brechas autoclásticas: formada pela fragmentação da lava fluindo em estado sólido ou semissólido.
- ii. Brechas piroclásticas: são formadas por explosões e expulsão de fragmentos líquidos e/ou sólidos de origem vulcânica. São agrupados em três subgrupos: *Brecha vulcaniana*, *fluxo de brecha piroclástica* e *brecha hidrovulcânica*.
- iii. Brechas epiclásticas: formada por fragmentos de rocha vulcânica transportados pela gravidade ou agentes geomórficos epigênicos (água, neve).

Mcphie, Doyl e Allen (1993) apresentam uma classificação genética dos depósitos vulcanoclásticos baseado nos processos de formação dos clastos e de transporte e deposição. Descrevem três categorias:

- i. Autoclásticos: consistem em depósitos vulcanoclásticos primários gerados pela fragmentação da lava ou magma e associados aos processos de esfriamento brusco e autobrechação sem presença de erupção.
- ii. Piroclásticos: associado à primeira deposição de partículas piroclásticas que foram geradas no processo de erupções explosivas e, posteriormente, depositadas por queda ou fluxos.
- iii. Vulcanoclásticos ressedimentados sem erupção: piroclastos ou autoclastos expulsos recentemente na erupção e ressedimentados. O processo de deposição não está associado com vulcanismo ativo, mas tem proximidade com focos vulcânicos.
- iv. Sedimentares vulcanogênicos: sedimentos produzidos pela erosão (química e física) de depósitos vulcânicos, transportados e/ou retrabalhados depois da deposição final ou depositados muito depois da erupção. O retrabalho e/ou transporte produz uma mudança da forma primária dos clastos (arredondamento) e a mistura com outros componentes não vulcânicos, aumentando a heterogeneidade das partículas vulcânicas e a alteração.

2.2 Classificação geomecânica das brechas vulcanoclásticas massivas

Os sistemas de classificação de maciços rochosos constituem uma abordagem de projeto empírico, que relaciona a experiência prática adquirida a partir de projetos anteriores com as condições previstas para uma nova obra (BIENIAWSKI, 1989). No início dos anos 70, os sistemas de classificação geomecânica nasceram como uma poderosa ferramenta para a

engenharia civil, mineração e geologia. Na atualidade, sua utilização continua vigente. De acordo com Bieniawski (1993), antes da existência dos sistemas de classificação, muitas das obras subterrâneas eram realizadas mediante critérios muito empíricos e quase sem a implementação de procedimentos de projeto. Assim, os sistemas de classificação oferecem um recurso base para a sistematização dos processos e a coleta de informações em obras subterrâneas, permitindo dados que sejam quantificáveis e melhorando a comunicação e o critério a ser adotado pelo engenheiro. A Tabela 2.1, apresenta vários métodos utilizados no mundo através dos anos. A descrição dos diferentes métodos não é apresentada aqui, mas pode ser consultada na compilação realizada por Bieniawski (1989, 1993)

Bieniawski (1993) indica que os sistemas de classificação não devem ser utilizados como receitas, sendo necessário então, realizar revisões cruzadas com outros sistemas de classificação, dispondo de todos os dados de entradas requeridos e conhecendo a natureza e os limites que abrangem os casos de análise da base de dados inicial. Outros autores, como Palmstrom e Broch, (2006) e Pells e Bertuzzi (2007), alertam que os usuários dos sistemas de classificação devem considerar as restrições quando se aplicam em maciços rochosos ou ambientes geológicos distintos daqueles que compõem os casos originais de estudo.

Segundo Kanji (2014), a aplicação dos sistemas de classificação, entre as mais comuns RMR (*Rock Mass Rating*) de Bieniawski (1973), sistema Q de Barton, Lien e Lunde (1974) e GSI (*Geological Strength Index*) de Hoek, Kaiser e Bawden (1998), em maciços rochosos brandos e sem descontinuidades, como as brechas vulcânicas em estudo, apresentam grandes limitações devido ao fato de que os mesmos foram desenvolvidos para meios descontínuos e rochas duras. A base dos sistemas de classificação estão apoiadas em informações obtidas de maciços rochosos duros, portanto, os critérios de avaliação e classes não são adequados para maciços rochosos brandos, rochas rudáceas (compostos por blocos ou matacões), foliadas ou finamente estratificadas (OSADA et al., 2005).

Tabela 2.1. Sistemas de Classificação Geomecânica (Adaptada de BIENIAWSKI, 1993)

Nome do Sistema	Autor e data	Aplicações
1 Cargas de rocha	Terzaghi, 1946	Túneis suportados com arcos de aço
2 Tempo sem suporte (“Stand-up time”)	Lauffer, 1958	Túneis
3 Novo método austríaco de construção de túneis (“NATM”)	Rabcewicz, Pacher and Müller, 1964	Túneis
4 Designação da qualidade da rocha, RQD (“Rock quality designation”)	Deere, 1967	Descrição de sondagens, Túneis
5 Sistema RSR (“Rock Structure Rating concept”)	Wickham et al., 1972	Túneis
6 Sistema RMR (“Rock Mass Rating System”)	Bieniawski, 1973	Túneis, minas, taludes, fundações
<i>Extensões do Sistema RMR</i>	Bieniawski, 1979	Mineração
	Laubscher, 1977	Mineração de carvão
	Ghose and Raju, 1981	Mineração em rochas duras
	Kendorski et al., 1983	Fundações
	Serafim and Pereira, 1983	Túneis
	Gonzales de Vallejo, 1983	Sistema de tirante no teto em minas de carvão
	Unal, 1983	Mineração de carvão
	Newman, 1985	Mineração de carvão
	Venkateswarlu, 1986	Mineração de carvão
	Robertson, 1988	Estabilidade de taludes
7 Sistema SMR (“Slope Mass Rating System”)	Romana, 1985	Estabilidade de taludes
8 Sistema Q (“Q System”)	Barton et al., 1974	Túneis, cavernas subterrâneas
<i>Sistema Q atualizado</i>	Grimstad and Barton, 1993	Túneis, cavernas subterrâneas
9 Sistema Resistência-Tamanho (“Strength-Size concept”)	Franklin, 1975	Túneis
10 Descripción Geotécnica Básica	International Society for Rock Mechanics (ISRM), 1981	Comunicação geral

De acordo com Gonzalez - Gallego³ (2008, apud MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010, p. 71) a resistência de maciços piroclásticos não depende das discontinuidades, mas sim da resistência da matriz, e indica que as classificações geomecânicas não consideram adequadamente este fato por terem sido projetadas para maciços de rochas de alta resistência controlados por um sistema de fraturas. Muñiz e González (2010) sugerem que novos sistemas de classificação geomecânica aplicados a rochas piroclásticas devem considerar o grau de compactação (determinado pela densidade *in situ* do material), grau de soldadura e imbricamento de partículas, grau de alteração, presença de água, resistência própria das partículas e

³ González-Gallego, J. 2008. Clasificaciones Geomecánicas (Aplicación a Rocas Volcánicas). II Jornadas Canarias de Geotecnia.

descontinuidades. A Tabela 2.2 fornece os pesos sugeridos para cada um dos parâmetros para implementação de futuras classificações geomecânicas de rochas piroclásticas.

Tabela 2.2. Parâmetros para classificação geomecânica de rochas piroclásticas (MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010)

Parâmetro	Importância
Densidade	+++
Soldadura ou imbricamento	+++
Alteração	++
Presença de água	+
Descontinuidades	+

LOURENÇO et al. (2010) realizaram a caracterização geomecânica de várias rochas vulcânicas da Ilha Madeira e sugerem valores do índice GSI para maciços de basaltos (GSI = 40-90) e brechas (GSI = 35-75), porém não foi possível caracterizar tufo brechosos, porque estes estavam na transição entre rochas brandas e solos residuais compactados. Hoek, Carter e Diederichs (2013) reconhecem que os quadros do GSI publicados em Hoek e Marinos (2000), não devem ser utilizados para maciços rochosos massivos ou escassamente fraturados, pois o critério fundamenta-se que a resistência e a deformação do maciço rochoso estão controladas pela translação e rotação dos blocos de rocha intacta definidos pela interseção das descontinuidades. As brechas em estudo correspondem a maciços sem descontinuidades, portanto, considera-se inviável a implementação do sistema GSI para sua caracterização.

Palmstrom (1995) propôs o índice RMI (*Rock Mass Index*), o qual representa aproximadamente a resistência à compressão do maciço rochosos, e que pode ser aplicado a maciços massivos (de comportamento dúctil ou frágil). A definição básica do índice RMI para rochas massivas é a seguinte:

$$RMI \approx \sigma_{cm} = \sigma_c \cdot f_\sigma \quad (2.1)$$

Onde σ_{cm} é a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, σ_c é a resistência uniaxial da rocha intacta determinada no laboratório e f_σ é um fator de ajuste que leva em conta o efeito escala da resistência. O sistema RMI pode ser caracterizado como um método de projeto empírico típico mas não é uma classificação geomecânica em essência (STILLE; PALMSTRÖM, 2003). Palmstrom (1995) apresenta sete diferentes classes de resistência para maciços rochosos, apresentadas na Tabela 2.3. O método pode ser utilizado como uma classificação prevista para a resistência do maciço rochoso.

Tabela 2.3. Classificação R_{Mi} de maciços rochosos (adaptada de PALMSTROM, 1995)

Caracterização		Valor R _{Mi}
Em termos do R _{Mi}	Em termos do maciço rochoso	(MPa)
Extremadamente baixo	Extremadamente brando	Menor que 0,001
Muito baixo	Muito brando	0,001 – 0,01
Baixo	brando	0,01 – 0,1
Moderadamente alto	Moderadamente resistente	0,1 - 1
Alto	Forte	1 – 10
Muito alto	Muito forte	10-100
Extremadamente alto	Extremadamente resistente	Maior que 100

Vindas e Celestino (2016) estimaram o R_{Mi} para brechas vulcânicas massivas escavadas em túnel (as quais apresentam autossuporte e estabilidade a longo prazo), obtendo uma classificação do maciço rochoso de resistente a muito resistente, não obstante a previsão do comportamento da escavação obtida pelo método, sugere na maior parte dos casos a presença de leve até forte *squeezing*, o que não representou o comportamento real do maciço durante a escavação.

OSADA et al. (2005) apresentam a proposta da JGS (*Japanese Geotechnical Society*) para desenvolver um sistema de classificação compatível com todos os tipos de maciços rochosos com objetivo de identificar e descrever classes de maciços rochosos baseadas em suas propriedades fundamentais tais como: resistência do material rochoso, foliação, descontinuidades, tamanho do grão que constitui o material rochoso, conteúdo de fragmentos, espessura da camada e alteração. Segundo OSADA et al. (2005) o método de classificação é dividido em três etapas descritas assim:

- i. Primeira etapa: realiza uma subdivisão quanto à resistência à compressão uniaxial (UCS) do material rochoso, classificando Maciços rochosos duros [H] aquele que tiver uma UCS superior a 25 MPa. Dessa maneira são classificados como maciços rochosos brandos [S] aqueles que apresentarem UCS menor que 25 Mpa.
- ii. Segunda etapa: está baseada na estrutura da rocha ou o tamanho do grão. Para rochas duras é classificado como massivo {M} ou foliado {F}. Por enquanto, os maciços brandos são classificados como massivo {M} se os materiais constituintes são homogêneos; rudíticos {R} se os materiais constituintes são blocos e matriz; e intercalados {B} se os materiais constituintes são camadas finas.
- iii. Terceira etapa: o maciço rochoso é classificado através de índices de classes e subclasses que condicionam seu comportamento mecânico.

Em consequência do anterior, este sistema de classificação pode ser aplicado a brechas vulcanoclásticas massivas e, geralmente, classificado como maciço brando e rudítico (SR). As classes e subclasses são obtidas a partir da Tabela 2.4 e Tabela 2.5. A aplicação do sistema da *JGS* pretende que a partir do entendimento do estado atual do maciço rochoso, seja possível compartilhar informação nas distintas áreas de engenharia, estimar propriedades geotécnicas em etapas preliminares de investigação, panejar métodos de investigação e ensaios para determinar parâmetros de projeto, e dispor de informação básica para avaliar adequadamente em fases avançadas da obra, projeto, construção e monitoramento (OSADA et al., 2005).

Tabela 2.4. Classes de grau alteração de maciços rochosos (OSADA et al., 2005)

Termo	Estado alteração	Classe
Fresco	Não alterado ou alteração não é visível. Não apresenta ou leve mudança da cor na descontinuidade	w ₁
Levemente alterado	É visível a mudança da cor do material rochoso às paredes da descontinuidade.	w ₂
Alterado	A cor do material rochoso muda e a descoloração do maciço rochoso é menos que a metade. A estrutura da rocha e as descontinuidades são ainda visíveis	w ₃
Muito alterado	A cor do material rochoso muda e a descoloração do maciço rochoso é mais que a metade. A estrutura da rocha e as descontinuidades são ainda visíveis	w ₄
Fortemente alterado	O material rochoso se apresenta alterado, mas a estrutura da rocha e as descontinuidades são ainda visíveis	w ₅
Solo residual/Material alterado	O material rochoso se mostra totalmente alterado. A estrutura do maciço rochoso está completamente destruída.	w ₆

Tabela 2.5. Classificação de maciços rochosos brandos (OSADA et al., 2005)

Parâmetros	Classes						
Resistência da matriz (MPa)	D 25-10	E 10-5	F 5-1		G Menos que 1		
Tamanho dominante do (mm)	I Mais que 2	II 2 – 0,063	III 0,063 – 0,002		IV Menos que 0,002		
Porcentagem de fragmentos/blocos (%)	I 50	II 50 - 20	III 20 - 10		IV Menos que 10		
Grau de alteração	w ₁	w ₂	w ₃	w ₄	w ₅	w ₆	
Tabela							
Tamanho dominante das partículas da matriz (mm)	p ₁ Mais que 2	p ₂ 2 – 0,063	p ₃ 0,063 – 0,002		p ₄ Menos que 0,002		
Porcentagem de fragmentos/blocos de tamanho grande	b ₁ Mais o igual que 10		b ₂ Menos que 10				
Tamanho dominante dos fragmentos/blocos (mm)	g ₁ Mais que 630	g ₂ 630 - 200	g ₃ 200 – 63		g ₄ Menos que 63		
Resistência dos blocos/fragmentos	h ₁ > 100	h ₂ 100-50	h ₃ 50-25	h ₄ 25-10	h ₅ 10-5	h ₆ 5-1	h ₇ 5 <

2.3 Caracterização geotécnica das brechas vulcanoclásticas e rochas similares.

As brechas vulcanoclásticas podem ser inseridas no grupo de rochas chamadas *bimrock* (Block-in-matrix rock, MEDLEY, 1994a), proposto para identificar, desde um ponto de vista de engenharia, aquelas maciços rochosos produzidos a partir dos distintos processos geológicos, os quais resultam na mistura de blocos de boa resistência inseridos em matriz de textura fina com uma resistência relativamente menor. De acordo com Medley (1994), são definidos como blocos todos os fragmentos rochosos imersos na matriz de rocha que têm uma influência *geotecnicamente significativa* nas propriedades mecânicas do geral e que segundo a sua proposta inicial satisfazem os seguintes critérios:

- i. Existe uma diferença mecânica entre os blocos e a matriz, considerando um contraste mecânico.
- ii. Existe uma influência mecânica dos blocos de maior e menor tamanho no maciço rochoso, segundo a escala de estudo a qual está definida pela *dimensão característica* (L_c).
- iii. A proporção volumétrica de blocos (PVB) deve ser maior que o 25 % e menor que o 75 %.

Outras pesquisas fornecem critérios similares ao proposto por Medley (1994), como no caso do trabalho apresentado em Kalender et al. (2014), o qual indica que no intervalo PVB de 10% até 75% existe um acréscimo da resistência do atrito devido à presença de blocos geotecnicamente significativos, ampliando, portanto, o trecho de PVB, inicialmente apresentado em Medley (1994). Afifipour e Moarefvand (2014a), estudaram *bimrocks* de alta proporção de blocos avaliando porcentagens por peso de 70, 80 e 90%. Por outro lado, Kalender et al. (2014) referenciam vários critérios que definem o contraste mecânico (por resistência o rigidez) de blocos e matriz para *bimrocks*, mostrados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6. Contraste da resistência/rigidez de blocos e matriz para bimrocks na literatura.

Critério	Referência
$E_{bloco}/E_{Matriz} \geq 2,0$	Lindquist (1994)
$\phi_{bloco}/\phi_{Matriz} \geq 1,5 - 2,0$	Lindquist; Goodman, (1994); Medley (1994)
$UCS_{bloco}/UCS_{Matriz} \geq 1,5$	Critério sugerido pelo Dr. H. Sonmez em Medley e Zekkos ⁴ (2011, apud KALENDER et al., 2014, p. 66)

As pesquisas de *bimrocks* podem ser agrupadas em duas grandes áreas fundamentais: caracterização e determinação de propriedades de resistência e deformação. Estes tópicos são intimamente interligados, dado que as propriedades geomecânicas dependem das características geológicas da *bimrock* (KALENDER et al., 2014). A escala de estudo de interesse da engenharia, limitada pela L_c , é definida a partir da dimensão do problema envolto, sendo assim, a altura do talude, o comprimento da base de uma fundação, a raiz quadrada da área em estudo, o diâmetro do túnel, ou o diâmetro do testemunho em laboratório (KALENDER et al., 2014; MEDLEY, 1994a). Segundo Medley (1994), para uma escala específica de interesse, é sugerido limitar o diâmetro máximo do bloco (d_{max}) inserido na escala de estudo a $0,75L_c$, e considerar como bloco aquela partícula superior a $0,05L_c$. Este critério permite distinguir uma escala de interesse o que deve ser considerado como bloco e o que deve se chamar como matriz, e permite filtrar condições onde a escala referida intercepta parcialmente ou completamente blocos de um tamanho relativamente grande em relação à L_c (KALENDER et al., 2014; MEDLEY, 1994a).

Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos para compreender o comportamento mecânico de rochas de formações geológicas complexas, as quais estão compostas pela mistura de blocos e matriz, onde blocos e matriz apresentam discordância de resistência mecânica, tais como *melanges*, rochas piroclásticas de grão grosso (como as brechas em estudo), conglomerados, mediante a implementação de ensaios de amostras de rochas, modelos físicos e modelos numéricos (AFIFIPOUR; MOAREFVAND, 2012, 2013, 2014a, 2014b, BARBERO; BONINI; BORRI-BRUNETTO, 2008, 2012; COLI; BERRY; BOLDINI, 2010; COLI; BOLDINI; BANDINI, 2012; JIMÉNEZ, 2015; JIN; ZENG, 2016; KAHRAMAN et al., 2008; KAHRAMAN; ALBER, 2006, 2008; KALENDER et al., 2014; LINDQUIST; GOODMAN,

⁴ Medley, E.W., Zekkos, D., 2011. Geopractitioner approaches to working with antisocial *mélanges*. Invited paper. In: Wakabayashi, J., Dilek, Y. (Eds.), *Mélanges: Processes of Formation and Societal Significance*, Geological Society of America Special Paper. 480, pp. 261–277 (Note: invited, peer reviewed special paper).

1994; LINDQUIST, 1994; MAHDEVARI; MAAREFVAND, 2016; PAN; HSIEH; LIAO, 2008; SONMEZ et al., 2004, 2006a, 2006b, 2009; TIEN; LU; CHENG, 2015; XU; XU; HU, 2011; XU; YUE; HU, 2008). Lindquist e Goodman (1994) e Lindquist (1994) desenvolveram modelos físicos de *melanges*, construídos por blocos rígidos feitos de misturas de cimento e areia e imersos em uma matriz branda constituída de bentonita e cimento. Estudaram a influência da proporção e orientação de blocos, concluindo que o acréscimo da porção de blocos gera um decréscimo da coesão e incrementa o ângulo de atrito. A orientação dos blocos afeta a resistência, e mais notadamente, a coesão, obtendo, no caso, com orientação de 30° (com respeito a direção da tensão axial) o valor mais baixo. O módulo de deformação aumenta com a proporção de blocos, sendo que os casos com orientações dos blocos paralelas à direção da tensão axial apresentam os valores mais altos. Altinsoy⁵ (2006, apud KALENDER et al., 2014, p. 68-76; SONMEZ et al., 2009, p. 356-370) e Sonmez et al. (2006b) apresentam a preparação de *bimrocks* artificiais a partir da mistura de blocos de tufas e andesitos (blocos fragmentados a tamanhos centimétricos) com uma matriz de gesso e cimento. Foram realizados ensaios de compressão uniaxial e triaxial, avaliando a variação dos parâmetros de resistência para distintas proporções de blocos/matriz e incluindo a matriz pura. Realizou-se uma análise de regressão dos resultados para estabelecer funções preliminares empíricas dos parâmetros de resistência em função da proporção de blocos e as propriedades mecânicas dos blocos e a matriz. Determinou-se para este caso de estudo que a resistência à compressão não está influenciada pela resistência dos blocos, apesar de existir um contraste significativo da resistência de ambos constituintes. Por outro lado, um estudo de caso do aglomerado Ankara, apresentado por (SONMEZ et al., 2006a), indica que a proporção e resistência dos blocos influenciam favoravelmente a resistência à compressão do total devido à forte ligação na interface entre blocos e matriz por causa do soldamento existente entre as partículas. De acordo com Altinsoy⁵ (2006, apud KALENDER et al., 2014, p. 67) os *bimrocks* podem ser clasificadas em dois grandes grupos: soldados e não soldados, onde a resistência na interface matriz/bloco pode ser considerada igual ou próxima à resistência da matriz para *bimrocks* soldados e menor que a matriz para *bimrocks* não soldados.

Sonmez et al. (2009) e Kalender et al. (2014) apresentam uma extensão desses estudos anteriores focados para *unwelded bimrock*, propondo um novo critério para a previsão da

⁵Altinsoy, H. 2006. A physical based model investigation for determination of shear strength of block in matrix rocks. (MSc thesis) Hacettepe University, Geological Engineering Department, Ankara 91p.

resistência de *bimrock* sem soldamento (aplicável também a *bimsoil*, block-in-matrix soil). As equações do critério empírico para estimativa dos parâmetros de resistência de *unwelded bimrock* apresentadas em Sonmez et al. (2009) e Kalender et al. (2014) são as seguintes:

$$\phi_{bimrock} = \phi_{matriz} \left[1 + \frac{1000[(\alpha/\phi_{matriz})] - 1}{1000 + 5\left(\frac{100-PVB}{15}\right)} \right] \left(\frac{PVB}{PVB + 1} \right) \quad (2.2)$$

$$UCS_{bimrock} = \frac{\left(\frac{A - A^{\frac{PVB}{100}}}{A - 1} \right) UCS_{matriz}}{0,1 \leq A \leq 500} \quad (2.3)$$

$$c_{bimrock} = \frac{UCS_{bimrock} \cdot (1 - \sin(\phi_{bimrock}))}{2 \cos(\phi_{bimrock})} \quad (2.4)$$

Onde $\phi_{bimrock}$, ϕ_{matriz} são ângulo de atrito do *bimrock* e da matriz, respectivamente, $UCS_{bimrock}$ é a resistência à compressão uniaxial do *bimrock*, A é uma variável restritiva que depende do ângulo de inclinação dos blocos em repouso e a resistência à compressão uniaxial da matriz (UCS_{matriz}) e $c_{bimrock}$ é a coesão do *bimrock*. O parâmetro A é obtido pela Figura 2.1.

Figura 2.1. Guia para estimativa do parâmetro A (adaptado de KALENDER et al., 2014).

Afifipour e Moarefvand (2013, 2014a) apresentam um estudo experimental do comportamento pós-pico de *bimrocks* artificiais com alta proporção de blocos (70, 80 e 90%

do peso da amostra), elaborados mediante a mistura de pedregulho de rio (diâmetros entre 5 e 20 mm e massa específica de $2,53 \text{ g/cm}^3$), cimento e água (0,3 relação água/cimento em peso). Foram executados ensaios de compressão uniaxial e diametral com máquina servocontrolada para a obtenção da curva de tensão-deformação, mostrando um decréscimo da resistência e o efeito de amolecimento (*softening*) para aquelas amostras com maior proporção de blocos.

Kahraman e Alber (2006, 2008) caracterizaram brechas de falha mediante ensaios de compressão uniaxial e triaxial, apresentando um decréscimo de resistência com o aumento da porcentagem de blocos, obtendo um comportamento inverso ao obtido para o aglomerado Anakara (SONMEZ et al., 2006a). A diferença principal de ambos estudos é que os blocos do aglomerado Ankara são mais resistentes do que a matriz e no caso da brecha de falha apresentado por Kahraman e Alber (2006, 2008) os blocos são menos resistentes que a matriz.

Mahdevvari e Maarefvand (2016) estudaram o efeito da distribuição dos tamanhos dos blocos na resistência à compressão de *bimrocks* elaborados a partir de modelos físicos. Os autores avaliaram a influência do tamanho máximo do bloco de 39 e 56 mm, o PVB de 50, 60 e 75 %, e três distintas dimensões fractais de 2, 2.5 e 3.5 respectivas da distribuição dos tamanhos dos blocos. A dimensão fractal neste caso, está dada pela relação linear da frequência de partícula e o respectivo diâmetro plotados em escala bi-logarítmica. Os modelos físicos consistiram em amostras cúbicas de 250 mm de lado e foram preparados a partir da quebra de blocos de dolomitas com resistência à compressão de 50 MPa e módulo de deformação de 15 GPa. A matriz foi feita de cimento e silte (relação por peso 1:4) e uma relação água-cimento de 0,7. Obtiveram que a resistência à compressão aumenta com o acréscimo da PVB de 50 a 75%. Para a dimensão fractal de 3,5 houve uma pequena variação da resistência à compressão quando a PVB passou de 50 a 60%, pois, para este caso, existe uma pequena frequência dos blocos com maior tamanho. Em geral, a resistência à compressão é maior para as amostras com agregado máximo de 56 que para o de 39 mm. Por outro lado, a resistência à compressão diminui com o aumento da dimensão fractal quando o PVB é igual ou maior que 60% e incrementa levemente quando a dimensão fractal varia de 2 a 2.5 quando o PVB é maior que 50%.

Yoshinaka et al. (2001) realizaram ensaios de compressão triaxial não drenada em brechas vulcânicas com o objetivo de identificar o efeito dos clastos e tamanho da amostra na resistência e a deformação. Os resultados sugerem que a coesão apresenta uma leve diminuição quando a porcentagem de clastos aumenta entre 10 ao 50 %, enquanto o ângulo de atrito apresentou um acréscimo, consistente com os resultados de modelos físicos de Lindquist e

Goodman (1994). Por outro lado, tanto a resistência e o módulo de deformação apresentam uma pequena variação. Com relação ao tamanho do corpo de prova, as propriedades mecânicas não são muito diferentes entre espécimes de vários diâmetros até 30 cm. Além disso, nenhum efeito do tamanho máximo de clasto foi reconhecido nas propriedades mecânicas.

A modelagem numérica tem sido parte importante na compressão do comportamento mecânico de *bimrocks* e rochas similares. Yoshinaka, Toshiaki e Takashi, (1995) utilizaram métodos de elementos finitos (MEF) para estudar as propriedades mecânicas e os mecanismos de ruptura em rochas brandas com pedregulhos, observando que as tensões tendem se concentrar nos blocos formando um fluxo de tensão através deles na direção da tensão máxima. A matriz localizada dentro deste fluxo está submetida a tensões concentradas enquanto a matriz fora do fluxo atende a um alívio de tensões que gera e controla a ruptura para baixas tensões de confinamento. Para altas condições de confinamento a ruptura está regida pelas tensões de cisalhamento presentes na matriz interceptada pelo fluxo de tensão. Pan, Hsieh e Liao (2008) realizaram a modelagem de coluvião utilizando o método de diferenças finitas (MDF) em duas dimensões (2D) e determinaram que a resistência aumenta com o acréscimo da proporção de blocos. Os autores observaram que a direção preferencial dos blocos tem efeito na anisotropia das propriedades e comportamento mecânico, mas existe uma redução da anisotropia para altas tensões de confinamento. Foi identificado também que o aspecto geométrico (comprimento máximo/comprimento mínimo) não tem maior influência nas propriedades mecânicas. Barbero, Bonini e Borri-Brunetto (2008, 2012) analisaram *bimrocks* mediante MDF e MEF, em 2D e 3D, considerando blocos circulares, elípticos e esféricos avaliando a influência da PVB (considerando PVB de 0%, 10%, 20%, 30, 40%, 50% e 60%) na resistência e deformação. Os principais resultados deste estudo foi que tanto a resistência quanto o módulo de deformação aumentam proporcionalmente à PVB a partir de valores 10 % e 20%. Foi identificado que a plastificação inicia e se propaga ao longo da matriz superando a resistência à tração nos pontos próximos à interface matriz-bloco. Jiménez (2015), realizou a modelagem numérica de conglomerados através do método dos elementos finitos e comparou os parâmetros mecânicos resultantes da modelagem com os obtidos na interpretação de ensaios de campo (placa e cisalhamento direto multi-estagio) corroborando desta maneira a validade da estimativa por este método.

2.4 Aplicação de soluções estereológicas para estimativa da proporção de blocos e distribuição de tamanhos de partículas.

Para algumas rochas tipo *bimrock* a distribuição de partículas pode ser obtida por peneiramento devido a condição própria do material que permite a separação nítida dos blocos duros da matriz branda (SAOTOME et al., 2002; SONMEZ et al., 2004). Para outras rochas que apresentam forte adesão dos blocos à matriz (por soldamento ou cimentação), este processo de peneiramento é muito complicado de obter, portanto são implementadas soluções estereológicas como uma solução matemática válida para a estimativa da proporção e distribuição de blocos (KAHRAMAN; ALBER, 2008; MEDLEY, 1994a, 1994b, SONMEZ et al., 2004, 2006a). O método estereológico apresentado em Lord e Willis (1951) foi adaptado por Medley (1994a) para reproduzir o comportamento tridimensional dos tamanhos e distribuição dos blocos a partir de leituras unidimensionais em corpos de prova, afloramentos ou sondagens. Segundo Medley (1994a), o problema fundamental destas metodologias está baseado na solução matemática e probabilística de uma esfera ou várias esferas de distintos diâmetros serem interceptadas por uma linha ou plano. Vários autores têm adaptado esta solução para a estimativa da proporção e distribuição de tamanhos de blocos (KAHRAMAN; ALBER, 2008; MEDLEY, 1994b; SONMEZ et al., 2004, 2006a). Num espaço com partículas esféricas imersas e interceptado por um plano, ou uma linha, a frequência dos tamanhos destas esferas pode ser calculada a partir da distribuição dos círculos que formam o plano, ou os comprimentos de intercepção das linhas, usando métodos estereológico (DEHOFF; RHINES, 1968; LORD; WILLIS, 1951). Portanto assumindo uma geometria esférica dos blocos é possível estimar a distribuição de tamanho de partículas a partir de leituras 1D ou 2D em afloramento ou testemunhos.

Para a determinação da porcentagem de blocos é utilizado o critério da equivalência da proporção pontual, linear, areal e volumétrica de blocos, que consiste em que proporção volumétrica contida num sólido é igual à proporção areal exposta num plano, ou a proporção linear contida em uma linha e igual a proporção de pontos que interceptam uma superfície (MEDLEY, 1994a). Este critério é concebido na Equação (2.5).

$$P_p = L_L = A_A = V_V \quad (2.5)$$

Onde P_p , L_L , A_A e V_V correspondem à proporção pontual, de área, linear e volumétrica respetivamente.

Saotome et al. (2002), utilizaram o método estereológico de Johnson-Saltykov (DEHOFF; RHINES, 1968) para a estimativa da proporção e distribuição de clastos de uma brecha vulcânica a partir de várias janelas planas em afloramento.

2.4.1 Estimativa da distribuição de partículas através de distribuição de secções planas (1D) – Método Johnson-Saltykov.

O método de Johnson-Saltykov, permite analisar e calcular a distribuição de partículas a partir da informação obtida de planos que as interceptam (DEHOFF; RHINES, 1968). A escala de diâmetros segue uma escala linear logarítmica estendendo-se desde log 1000 (3) a log 1.26 (0.1), decrescendo em passos logarítmicos de 0.1, na ordem:

$$3.0, 2.9, 2.8, \dots, 0.3, 0.2, 0.1$$

Esta escala coalesce em i -ésimas classes de intervalos de diâmetro que permitem agrupar tanto as frequências no plano quanto no volume. A equação geral de Johnson-Saltykov é expressa como segue:

$$V_{Vi} = \frac{1}{C_1} \left\{ A_{Ai} - \sum_{n=2}^{n=i} C_n \cdot A_{A(i-n+1)} \right\} \quad (2.6)$$

Onde: V_{Vi} é a proporção volumétrica no i -ésimo intervalo de diâmetro

A_{Ai} é a proporção de área no i -ésimo intervalo de diâmetro

C_n é área relativa ocupada na secção transversal dada na tabela

A frequência de partículas por unidade de volume N_V num intervalo de diâmetro é obtida a partir da proporção de volumétrica no intervalo de diâmetro V_{Vi} dividido pelo volume médio das partículas do grupo.

Figura 2.2. Área relativa ocupada por uma secção transversal dado um grupo.

Contador n	Limite Log d
1	79.916
2	13.109
3	4.377
4	1.601
5	0.610
6	0.235
7	0.093
8	0.036
9	0.014
10	0.006
11	0.002
12	0.001
...	0

2.4.2 Estimativa da distribuição de partículas através de secções lineares – Método Lord e Willis (1951)

A solução de Lord e Willis (1951) foi inicialmente proposta com objetivo de conhecer a distribuição de borbulhas de ar em concreto aerado, no entanto sua metodologia pode ser implementada para sistemas que contêm partículas esféricas dispersas. Considerando probabilidades de intersecção de uma linha com esferas, derivou-se a seguinte equação que relaciona a distribuição de comprimentos interceptados e distribuição de diâmetros esféricos:

$$\phi(l) = \frac{2l}{[2D]_2} \int_l^{D_{max}} f(D) \cdot dD \quad (2.7)$$

Onde: $\phi(l)$ é a densidade de probabilidade para ocorrer um comprimento de intercepção l

$[D]_2$ segundo momento da distribuição da esfera de diâmetro D

$\int_l^{D_{max}} f(D) \cdot dD$ Número relativo de esferas num sistema de diâmetros entre l e D_{max}

Os comprimentos de intercepção são divididos por intervalos adversários segundo a seguinte sequência

$$l_0 = 0 < l_1 < l_2 < \dots < l_{k-1} < l_k = D_{max}$$

Onde os valores intermediários a_i das classes de intervalo sucessivas (l_0 para l_1 , l_1 para l_2 , $\dots$, $l_{(k-1)}$ para l_k) são representadas segundo:

$$0 < a_1 < l_1 < a_2 < l_2 < \dots < l_{k-1} < a_k < l_k$$

O número de esferas por unidade de volume N_V e o número de linha de intersecção por unidade comprimento N_L se relacionam com a equação deduzida da equação (2.7)

$$\frac{2}{\pi} N_L \left[\frac{\phi(a_i)}{a_i} - \frac{\phi(a_{i-1})}{a_{i-1}} \right] = N_V \int_{a_{i-1}}^{a_i} f(D) \cdot dD \quad (2.8)$$

2.5 Comportamento de escavações subterrâneas em rochas contínuas ou massivas

O comportamento das escavações subterrâneas é uma função da grandeza das tensões *in situ*, das características do maciço rochoso, da resistência da rocha intacta e do conjunto de fraturas (ver Figura 2.3). O maciço ao redor da escavação é submetido a uma trajetória de tensões que resultam em um baixo confinamento radial e uma carga tangencial alta; portanto a ruptura da rocha próxima da periferia da escavação está regida pelo domínio de baixos confinamentos (MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999).

Em meios fraturados e duros submetidos a baixas tensões, a ruptura está controlada pela persistência e distribuição das fraturas preexistentes no maciço rochoso, governado pela estabilidade cinemática dos blocos (ver Figura 2.3, fila 1, colunas 2 e 3), porém quando as tensões *in situ* aumentam, as novas tensões induzem crescimento de fraturas através da rocha intacta e controlam a ruptura do maciço (ver Figura 2.3, fila 2 e 3, coluna 2 e 3), produzindo lasquamento (*spalling* ou *slabbing*) com rupturas rápidas e até explosivas (*rock burst*) (HOEK; BROWN, 1980; KAISER et al., 2000; MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999). Meios contínuos muito fraturados (considerados contínuos por serem maciços muito compartimentados em relação ao tamanho da escavação) ou solos apresentam *squeezing* quando as tensões locais ao redor escavação superam a resistência global do maciço provocando grandes deslocamentos nas paredes da escavação (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; BARLA, 2001).

O comportamento de escavações em meios contínuos não fraturados ou massivos pode ser dividido em duas áreas: Comportamento em maciços massivos duros e frágeis e comportamento de maciços dúcteis. Rochas duras frágeis exibem ruptura instável da rocha intacta em forma de lajes (*spalling* ou *slabbing*) e explosiva (*rock burst*) para profundidades altas (HOEK; BROWN, 1980; KAISER et al., 2000; MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999; PALMSTROM, 1995). Maciços massivos que apresentam ductilidade, geralmente associada a rochas brandas, desenvolvem um processo de cisalhamento completo ao redor da escavação (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; PALMSTROM, 1995). A principal diferença do comportamento em túneis de materiais dúcteis em relação a materiais frágeis é que os maciços deformáveis exibem uma formação de superfícies completas de cisalhamento mantendo a continuidade do material, enquanto que na ruptura frágil o processo de cisalhamento é interrompido pela formação de fissuras induzidas pela tensão, seguido pela separação e o

desprendimento súbito da rocha circundante (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; KAISER et al., 2000).

Figura 2.3. Instabilidade em túnel e ruptura frágil como função do RMR e a relação da tensão principal (σ_1) maior e a resistência à compressão simples (σ_c). (adaptado de MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999)

	Massivo (RMR > 75)	Moderadamente fraturado (50 < RMR < 75)	Muito fraturado (RMR < 25)	
Tensão In-Situ baixa ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	Resposta elástica-linear.	Queda ou escorregamento de blocos e cunhas.	Desprendimento de blocos da superfície de escavação.	Tensão In-Situ baixa ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)
Tensão In-Situ intermediária ($0.15 < \sigma_1 / \sigma_c < 0.40$)	Ruptura frágil adjacente ao contorno da escavação.	Ruptura frágil localizada na rocha intacta e mobilização de blocos.	Ruptura frágil localizada na rocha intacta e desvio através das descontinuidades.	Tensão In-Situ intermediária ($0.15 < \sigma_1 / \sigma_c < 0.40$)
Tensão In-Situ alta ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.40$)	Ruptura frágil ao redor da escavação	Ruptura frágil ao redor da escavação e mobilização de blocos.	Squeezing e swelling rocks. Contínuo Elasto-plástico	Tensão In-Situ alta ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.40$)

2.5.1 Estimativa e previsão do comportamento de tuneis através de rochas massivas frágeis

Uns dos problemas mais frequentes em minas e túneis em maciços massivos e frágeis em grandes profundidades está associado a processos de lasqueamento ou ruptura explosiva da rocha ao redor da periferia da escavação (MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999) (HOEK; BROWN, 1980; HOEK; KAISER; BAWDEN, 1998; KAISER et al., 2000). As altas tensões a que o maciço está submetido levam à formação de placas em forma de lajes de rocha as quais podem se separar gradualmente e cair do teto ou das paredes, ou apresentar rupturas muito mais explosivas nos casos mais extremos de tensão (HOEK; KAISER; BAWDEN, 1998).

Assim como a resistência do maciço rochoso pode ser estimada através da retroanálise a partir de rupturas conhecidas, também a ruptura frágil de maciços rochosos em túneis envolve estimativas por retroanálise das tensões associadas a um tipo de fraturamento (MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999). Hoek e Brown (1980) compilaram observações de ruptura de rochas ao redor de túneis de seção quadrada em quartzitos massivos em minas profundas da África do Sul, sugerindo a classificação apresentada na Tabela 2.7. obtida a partir de retroanálise dessas observações. Outros autores também realizaram trabalhos em rochas frágeis baixo tensões altas, descrevendo o comportamento esperado da escavação em função da relação entre as tensões *in situ* ou locais e a resistência da rocha intacta (GRIMSTAD; BARTON, 1993; KAISER et al., 2000; RUSSENE⁶, 1974 apud PALMSTROM, 1995). A Tabela 2.7 resume e compara dados disponíveis na literatura da descrição do comportamento observado de escavações de túneis em rochas massivas e fraturadas para vários níveis de tensão. Note que, em geral, para as condições de tensões baixas ($\sigma_{\max}/\sigma_c < 0.40$) o comportamento é basicamente elástico e não há dano na estrutura do maciço. A resistência máxima do maciço ao redor do túnel calculada a partir de retroanálise é de aproximadamente $0.40\sigma_c$, o que poderia intuir que a resistência de rochas massivas ou levemente fraturadas é a metade da resistência determinada no laboratório. Porém, esta diferença também pode ser atribuída ao fato dos ensaios no laboratório corresponderem a carregamentos monotônicos, enquanto que na escavação correspondem a descarregamentos que seguem uma trajetória de tensões bem mais complexa (MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999). De acordo com Kaiser et al., (2000) o *spalling* acontece quando a tensão principal localizada no contorno da escavação ultrapassa a tensão

⁶ Russenes B.F. (1974): Analysis of rock spalling for tunnels in steep valley sides (in Norwegian). 10-23. M.Sc. thesis, Norwegian Institute of Technology, Dept. of Geology, 247 pp.

limite de dano (considerada entre 1/3 a 1/2 de σ_c) o qual depende do dano preexistente ou do grau de fraturamento e heterogeneidade do maciço rochoso.

Tabela 2.7. Critérios de comportamento e estabilidade de tuneis escavados em rochas frágeis em função da relação entre a tensão principal maior em campo (σ_1) e a resistência à compressão da rocha intacta (σ_c). Apresenta-se também a relação em função da tensão induzida ($\sigma_{\max}$) e a resistência à compressão da rocha intacta (σ_c).

Hoek e Brown (1980)			Grimstad e Barton (1993)		
Comportamento	σ_1/σ_c	$\sigma_{\max}/\sigma_c^1$	Comportamento	σ_1/σ_c	$\sigma_{\max}/\sigma_c$
Estável e sem suporte, sem dano	<0,10	<0,14	Tensão baixa próxima da superfície, abertura de fissuras	<0,005	<0,01
Observado menor <i>spalling</i> , requer suporte leve	0,10-0,20	0,15-0,30	Tensão média, condição favorável	0,005-0,10	0,01-0,3
<i>Spalling</i> severo, requer suporte moderado	0,20-0,30	0,30-0,40	Tensão alta, estrutura muito apertada. Usualmente favorável para a estabilidade, mas talvez desfavorável para a estabilidade da parede	0,10-0,20	0,30-0,40
<i>Spalling</i> muito forte, requer suporte pesado	0,30-0,40	0,40-0,60	<i>Slabbing</i> depois de uma hora	0,20-0,33	0,5-0,65
Possível condição de <i>rock burst</i> , suporte muito pesado	0,40-0,50	0,60-0,70	<i>Slabbing</i> e <i>rockburst</i> depois de minutos em rocha massiva	0,33-0,5	0,65-1
Problemas severos de <i>rock burst</i> , estabilidade de suporte difícil de obter, suporte extremo	>0,50	> 0,70	Forte <i>rockburst</i> e deformações dinâmicas imediatas em rochas massivas	>0,5	>1,0
Russenes ⁷ (1974) apud Palmstrom (1995)			Kaiser et al. (2000)		
Comportamento		$\sigma_{\max}/\sigma_c^2$	Comportamento	σ_1/σ_c ($\pm 0,1$)	$\sigma_{\max}/\sigma_c$ ($\pm 0,1$)
Não há atividade de <i>spalling</i>	-	<0,25	Resposta elástica	<0,15	<0,40
Baixa atividade de <i>spalling</i>	-	0,25-0,33	Ruptura frágil adjacente ao contorno da escavação	0,15-0,40	0,40-1,15
Moderada atividade de <i>spalling</i>	-	0,33-0,66	Ruptura frágil ao redor da escavação	>0,40	>1,15
Alta atividade de <i>spalling</i> ou <i>rock burst</i>	-	>0,66			

¹Calculado indiretamente com $k=0,5$, secção quadrada, $\sigma_{\max}=1,4 \sigma_1$ ²Estimado em Palmstrom (1995)

⁷ Russenes B.F. (1974): Analysis of rock spalling for tunnels in steep valley sides (in Norwegian). 10-23. M.Sc. thesis, Norwegian Institute of Technology, Dept. of Geology, 247 pp.

2.5.2 Estimativa e previsão do comportamento de túneis através de rochas massivas dúcteis

Quando um maciço rochoso massivo ou pouco fraturado é atingido por tensões desenvolvidas ao redor da escavação que superam a sua resistência máxima, este pode experimentar instabilidades de tipo frágil ou dúctil dependendo do comportamento de tensão-deformação que oferece o próprio maciço (PALMSTROM, 1995). Uma das causas de grandes deformações em túneis é a plastificação da rocha intacta carregada pela redistribuição de tensões na escavação, na qual se excede a resistência do maciço. Se a deformação é suave e não abrupta, como nas rochas frágeis, o comportamento recebe o termo de *squeezing* (rocha fluindo) em inglês (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993). De acordo com Barla (2001), o *squeezing* é um sinônimo de fluência e dependência do tempo, portanto seu estudo leva em conta propriedades de deformação e resistência e fenômenos associados a deformação ao longo do tempo (*creep*). Outra causa de grandes deformações em túneis é o *swelling* (expansão) que está associada à variação volumétrica pela presença de minerais que reagem à variação do teor de umidade, fenômeno que está acompanhado das deformações elásticas e plásticas do maciço (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; BARLA, 2001).

A quantificação do potencial de *squeezing* pode ser abordado tanto por métodos empíricos como semi-empíricos. Alguns métodos sugerido na literatura são apresentados por Barla (2001) e resumidos na Tabela 2.8. Singh et al. (1992); Goel (2000) e Goel e Jethwa (1995) realizaram a coleta dados de casos históricos, 39 e 99, respectivamente, do valor Q do maciço e profundidades H, para definir as equações empíricas que separam os casos sem e com condições de *squeezing*. Estas duas soluções correspondem com aplicações em maciços fraturados. A solução apresentada em Hoek e Marinos (2000) corresponde a uma solução fechada para túneis circulares e um campo hidrostático de tensões que realiza uma avaliação preliminar com o objetivo de orientar as ferramentas de análise geotécnica (ensaios, classificação, métodos analíticos, modelagem numérica) para uma análise de maior detalhe. A base da análise é aplicada para maciços rochosos fraturados com GSI de 10 para 35, com resistência à compressão da rocha intacta σ_c de 1 para 30 MPa, diâmetros de escavação de 4 para 16 m e tensões *in situ* de 2 para 20 MPa.

A proposta de Aydan, Akagi e Kawamoto (1993) pode ser implementada para a estimativa de comportamento de maciços massivos dúcteis e descrita na seguinte seção.

Tabela 2.8. Métodos empíricos e semi-empíricos para a classificação no nível de *squeezing* de tuneis em maciços rochosos fraturados e massivos (BARLA, 2001).

Referência	Tipo de método	Parâmetro de resistência ou qualidade do maciço	Tipo de meio	Critério de classificação do comportamento ou nível de <i>squeezing</i>
Singh et al. (1992)	Empírico	Valor Q Barton; Lien; Lunde (1974)	Fraturado	$H > 350 Q^{1/3}$ (m) Condições de squeezing $H < 350 Q^{1/3}$ (m) Condições de no squeezing H é a cobertura
Goel (2000) e Goel e Jethwa (1995)	Empírico	Valor Q Barton; Lien; Lunde (1974)	Fraturado	$N = (Q)_{SRF=1}$ $H > (275 N^{0,33}) B^{-1}$ Condições de squeezing $H < (275 N^{0,33}) B^{-1}$ Condições de no squeezing H é a cobertura e B o diâmetro
Jethwa, Singh e singh, (1984)	Semi-empírico	Resistência do maciço σ_{cm}	Não indica	$\sigma_{cm}/2p_0 = \sigma_{cm}/(\gamma H)$ $\sigma_{cm}/2p_0 < 0.2$ forte <i>squeezing</i> $\sigma_{cm}/2p_0$ de 0.2 a 0.4 <i>squeezing</i> moderado $\sigma_{cm}/2p_0$ de 0.4 a 1.0 leve <i>squeezing</i> $\sigma_{cm}/2p_0 < 1.0$ não <i>squeezing</i> p_0 é a tensão <i>in situ</i> , γ é o peso específico e H é a cobertura
Aydan, Akagi e kawamoto (1993)	Semi-empírico	Resistência da rocha intacta e o maciço $\sigma_c = \sigma_{cm}$	Massivo	$\varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq 1$ elástico $1 < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_p$ leve <i>squeezing</i> $\eta_p < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_s$ regular <i>squeezing</i> $\eta_s < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_f$ forte <i>squeezing</i> $\eta_f < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e}$ muito forte <i>squeezing</i> $\eta_p = 2\sigma_c^{-0.17}$, $\eta_s = 3\sigma_c^{-0.25}$, $\eta_f = 2\sigma_c^{-0.32}$ ε_{θ^a} é a deformação tangencial no túnel ε_{θ^e} é a deformação elástica limite na σ_c
Hoek e Marinos (2000)	Semi-empírico	Resistência do maciço σ_{cm}	Fraturado	$\varepsilon < 1\%$ poucos problemas de suporte $1\% < \varepsilon < 2,5\%$ problemas menores de <i>squeezing</i> $2,5\% < \varepsilon < 5\%$ problemas severos de <i>squeezing</i> $5\% < \varepsilon < 10\%$ problemas muito severos de <i>squeezing</i> $\varepsilon > 10\%$ problemas extremos de <i>squeezing</i> ε é a convergência lateral do túnel/diâmetro do túnel

2.5.3 Comportamento de túneis em maciços dúcteis (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993)

O trabalho de Aydan, Akagi e Kawamoto (1993) está baseado em experiências de túneis no Japão e pode ser considerado uma solução meramente analítica que utiliza insumos

experimentais. Este assume condições hidrostáticas de carga, uma geometria circular e um meio contínuo. Aydan, Akagi e Kawamoto (1993) descrevem três modos de ruptura por causa de *squeezing* (ver Figura 2.4):

1. Ruptura por cisalhamento completo: A ruptura de maciços dúcteis e contínuos ou com fraturas muito espaçadas desenvolve um processo de cisalhamento completo ao redor da escavação (ver Figura 2.4a).
2. Ruptura por flambagem: este tipo de ruptura é geralmente observado em rochas metamórficas (i.e. filitos e micaxistos) ou rochas sedimentares dúcteis com estratificação muito fina (i.e. argilitos, folhelhos, siltitos, arenitos, rochas evaporíticas) (ver Figura 2.4b).
3. Ruptura por cisalhamento e deslizamento: Este processo é observado em camadas relativamente finas de rochas sedimentares que envolvem deslizamento ao longo dos planos das camadas e cisalhamento de rocha intacta.

Figura 2.4. Classificação dos modos de ruptura de túneis em rochas que apresentam *squeezing* (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993)

O conceito principal do método consiste na analogia que o comportamento de tensão-deformação de uma rocha em um ensaio no laboratório com baixo confinamento ($\sigma_3 \leq 0.1 \sigma_c$) é comparável com a resposta de tensão deformação tangencial à periferia do túnel, portanto implica que a resistência σ_{cm} e deformação na ruptura do do maciço são iguais à resistência σ_c e deformação na ruptura no laboratório. Os estados ao longo da curva completa de tensão-deformação são ilustrados na Figura 2.5 e são descritos da seguinte forma:

1. Estado elástico: A rocha deforma elasticamente e fissuras não são visíveis.
2. Estado de *hardening*: Microfissuramento inicia e a orientação da fissuras geralmente coincide com a direção do carregamento máximo.

3. Estado de fluencia (*yielding*): Antes de exceder o valor pico da curva de tensão deformação, microfissuras tendem a coalescer para iniciar a microfissuração.
4. Estado de amolecimento (*Softening*): Inicia o crescimento de microfissuras e se alinham na orientação mais crítica.
5. Estado de fluxo plástico: Coalescência de microfissuras ao longo da orientação mais crítica que constituem planos de deslizamento ou bandas e o material fraturado flui ao longo desses planos.

A curva de tensão- deformação é dividida em cinco estados hipotéticos de dano e são ajustados vários níveis de deformação, ε_p , ε_s e ε_f , estabelecendo três níveis de deformação normalizados pela deformação elástica (ε_e), η_p , η_s e η_f . Estes níveis de deformação foram medidos para várias rochas brandas e ajustados por correlação em função da σ_c a partir de dados experimentais (ver Figura 2.5a):

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_c^{-0.17}, \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_c^{-0.25}, \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_c^{-0.35} \quad (2.9)$$

Figura 2.5. (a) Valores normalizados da deformação obtidos experimentalmente. (b) Modelo idealizado da curva de tensão-deformação para a determinação dos níveis de squeezing (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993).

De acordo com a semelhança do comportamento da rocha em ensaios no laboratório com comportamento do túnel, Aydan, Akagi e Kawamoto (1993) definiram o potencial e grau de *squeezing* da rocha circundante à excavação como é apresentado na Figura 2.5 e na Tabela 2.9. Os autores apresentam uma solução analítica para estimar a deformação tangencial em um

túnel circular em um meio hidroestático de tensão e associado, segundo a Tabela 2.9, com a previsão de potencial de *squeezing*.

Tabela 2.9. Classificação do comportamento de squeezing segundo Aydan, Akagi e Kawamoto (1993).

Nº Classe	Grau de <i>squeezing</i>	Símbolo (Siglas em inglês)	Expressão teórica	Comentários sobre o comportamento do túnel
1	Sem <i>squeezing</i>	NS	$\frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq 1$	A rocha se comporta elasticamente e o túnel será estável.
2	Leve <i>squeezing</i>	LS	$1 < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_p$	A rocha apresenta um comportamento de endurecimento (<i>strain-hardening</i>). Como resultado, o túnel será estável e o deslocamento estabilizará.
3	Regular <i>squeezing</i>	FS	$\eta_p < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_s$	A rocha apresenta um comportamento de amolecimento (<i>strain-softening</i>), e o deslocamento será grande. No entanto, o deslocamento será estável.
4	Forte <i>squeezing</i>	HS	$\eta_s < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} \leq \eta_f$	A rocha apresenta um índice de amolecimento muito maior. Subsequentemente, o deslocamento será grande e não se estabilizará.
5	Muito forte <i>squeezing</i>	VHS	$\eta_f < \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e}$	A rocha fluirá como resultado do colapso do meio e o deslocamento será muito grande, pelo que precisará de reescavar para instalar suporte pesado.

ε_{θ}^a é a deformação tangencial à periferia da escavação

ε_{θ}^e é a deformação tangencial elástica limite

Figura 2.6. Desenho conceitual dos estados do maciço rochoso ao redor do túnel em rochas com *squeezing* (adaptado de AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993).

2.6 O efeito escala na resistência dos materiais

O efeito escala é conhecido como a variação da resistência em estruturas geometricamente semelhantes mas com tamanhos diferentes. Este fenômeno se caracteriza como o decréscimo da resistência associado a um acréscimo do tamanho do testemunho. Quando a resistência se mantém constante, independentemente do tamanho da amostra, diz-se que não há efeito escala (BAZANT, 1984; CARPINTERI, 1989). Desde a perspectiva da Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL) o efeito escala pode ser representado a seguinte equação (CARPINTERI, 1989):

$$\sigma_{cr} = \frac{C}{b^\alpha} \quad (2.10)$$

Onde σ_{cr} é a tensão máxima da estrutura, C é uma constante, b é a dimensão característica da estrutura e a inclinação α representa a distribuição dos tamanhos das fraturas presentes no material. Os valores limites de α são zero e meio ($1/2$). Quando α é 0 o tamanho das fissuras é constante e não haverá efeito escala, quando é $1/2$ o tamanho das fraturas cresce proporcionalmente ao tamanho da amostra (CARPINTERI, 1989). Bazant (1984) propôs um modelo derivado do efeito escala previsto pela MFEL que considera o fenômeno do microfissuramento na ponta das fraturas. O modelo é representado pela seguinte expressão (BAZANT; KAZEMI, 1990):

$$\sigma_{cr} = B f_u \left(1 + \frac{b}{b_0} \right) \quad (2.11)$$

Onde B e b_0 são constantes determinadas empiricamente, f_u é a resistência à tração associada a uma dimensão característica do testemunho b . Para valores muito pequenos de $b \ll b_0$ a equação se reduz a $\sigma_{cr} = B f_u$ que representa a resistência nominal de acordo com o critério de ruptura. Para valores de $b \gg b_0$ o modelo de ruptura corresponde com o MFEL. Para valores intermediários é necessário utilizar a teoria de análise não linear a qual atende à transição (Figura 2.7).

Figura 2.7. Efeito escala de acordo com o critério de ruptura e a Mecânica da Fratura Linear e Não Linear adaptado de Bazant (1984).

2.6.1 Efeito escala nas propriedades mecânicas da rocha intacta

O efeito escala na determinação da resistência e deformação das rochas tem sido estudada por diversos autores (BERNAIX, 1969; BIENIAWSKI, 1967, 1968a, 1968b, 1968c; BRACE, 1981; CUNHA, 1990; HEUZE, 1980; HODGSON; COOK, 1970b; HOEK; BROWN, 1980; HUSTRULID, 1976; KRAMADIBRATA; JONES, 1993; LABUZ; BIOLZI, 1999, 1991; LAMA, 1966; MOGI, 1962; NISHIMATSU et al., 1969; PRATT et al., 1972; YUKI et al., 1995).

Bieniawski (1968b, 1968c) realizou 60 ensaios de compressão em testemunhos cúbicos de carvão com dimensões que vão de 2,54 cm (1 polegada) até 152 cm (60 polegadas) de lado, e encontrou um decréscimo de 7 vezes quando o tamanho da amostra é aumentado, mantendo-se quase constante depois do tamanho de 70 cm. Bieniawski (1968c) também apresenta estudos de laboratório de ensaios de compressão em corpos de prova cúbicos de Norito, variando o tamanho de 1,27 cm (1/2 polegada) para 20,32 cm (8 polegadas) e encontrou um decréscimo da resistência de um quarto quando tamanho do testemunho foi aumentado.

Lama (1966) realizou ensaios de compressão no laboratório e *in situ* para carvão de duas camadas distintas. O primeiro carvão apresentou um decréscimo da metade da resistência e um terço do módulo de deformação variando da escala do laboratório (amostras de 5 e 10 cm de diâmetro) para a escala *in situ* (amostras prismáticas de 65 cm de lado e 163 de altura). Para a segunda amostra de carvão apresentou-se uma diminuição da resistência muito pequena (uma décima parte) considerando que intervalo de volumes das amostras ensaiadas entre o laboratório e *in situ* é muito grande.

Mogi (1962) ensaiou prismas retangulares de mármore com relação altura:largura de 2:1 variando o comprimento de 4 cm para 20 cm e achou um decréscimo da resistência à compressão de uma décima parte. Mogi (1962) não encontrou correlação entre a o acréscimo do tamanho do testemunho e o módulo de deformação.

Pratt et al. (1972) realizaram ensaios de compressão *in situ* de testemunhos prismáticos retangulares de quartzodiorito e granodiorito variando o comprimento de 30,48 cm para 274 cm (108 polegadas) e ensaios de laboratório com corpos de prova cilíndricos de 8 cm para 10,80 (cm??) de comprimento mantendo uma relação comprimento:lado ou comprimento:diâmetro de 1,5:1 ou maior. Pratt et al. (1972) perceberam no quartzodiorito um decréscimo da resistência de 10 vezes com o acréscimo do tamanho do testemunho sendo quase constante a partir de dos 90 cm de comprimento. O módulo de deformação do quartzodiorito e granodiorito cai levemente quando o tamanho da amostra é aumentado.

Yuki et al. (1995) apresentam resultados de ensaios de compressão uniaxial realizados em testemunhos de tufas pumíticas soldadas brandas entre 30 até 150 mm de geometria cilíndrica e de 30 até 400 mm de geometria tipo coluna quadrada. Observou-se que para este tipo de rocha e em contraste com o comportamento típico de rochas duras, que os testemunhos de maior tamanho apresentaram, em geral, uma resistência e um módulo de deformação levemente maior que os corpos de prova menores. Ensaios em brechas vulcânicas brandas apresentados por Yoshinaka et al. (2001) não apresentam um variação significativa das propriedades de resistência, módulo de deformação e módulo de Poisson para tamanhos de testemunhos de 5cm para 30 cm (relação comprimento:diâmetro de 2:1). Outras rochas piroclásticas (tufa Ogino e tufa arenosa Aoishi) reportadas em Nishimatsu et al. (1969), não apresentam variação na resistência para diâmetros de 13mm para 70 mm. Hodgson e Cook (1970) avaliaram efeito escala na resistência de rochas de folhelhos e quartzitos percebendo uma leve variação da resistência (decréscimo menor que um decimo) para testemunhos cilíndricos de 1,68 cm para 15,24 cm de diâmetro com uma relação de comprimento:diâmetro de 3:1. Obert, Winder e Derwall (1946) avaliaram no laboratório (diâmetros de 2,22 cm para 5,40cm) o efeito escala na resistência de vários tipos de rochas (argilitos, arenitos, mármore e granitos) sem perceber significativamente variações de resistência.

Os dados de muitos destes trabalhos já foram compilados por outros autores (HOEK; BROWN, 1980; LAMA; GONANO, 1976; PRATT et. al., 1972). A Figura 2.8, apresenta uma atualização da compilação realizada nesses trabalhos e outros mostrados na literatura.

Figura 2.8. Efeito escala nas propriedades de resistência e deformação compilada da literatura. (a). Efeito escala do volume na resistência à compressão. (b). Efeito escala do volume no módulo de deformação.

Hoek e Brown (1980) reuniram vários trabalhos, onde foi possível perceber uma variação da resistência dependendo do tamanho do corpo de prova. Observa-se também que normalizando a resistência uniaxial foi ajustada uma correlação da resistência e o diâmetro do testemunho representado pela lei potencial na Equação (2.12). Hoek e Brown (1980) mencionam outros casos da literatura (HODGSON; COOK, 1970b; OBERT; WINDER; DERWALL, 1946) de rochas que, em contraposição, não apresentaram variação da resistência em distintos tamanhos de prova.

$$\sigma_c = \sigma_{c50}(50/D)^{0,18} \quad (2.12)$$

Onde σ_{c50} é a resistência à compressão de testemunhos de 50 mm de diâmetro, e σ_c é a resistência atual respectiva do diâmetro D . A Equação (2.12) efetivamente representa a redução da resistência com acréscimo do diâmetro, no entanto, está baseada em poucos dados de alguns tipos de rocha, o tamanho dos espécimes considerados é limitado (menos que 200 mm de diâmetro) e as rochas consideradas estão limitadas a rochas duras (YOSHINAKA et al., 2008). Uma equação similar à apresentada por Hoek e Brown (1980) foi obtida por Cunha (1990):

$$\sigma_c = \sigma_{c50}(50/D)^{0.22} \quad (2.13)$$

A teoria apresentada por Weibull (1951) atribui a ruptura a fenômenos estatísticos dos defeitos ou não homogeneidades. O autor propôs explicar o efeito escala baseado em um estudo da variabilidade e expressou a dependência da resistência do volume segundo a seguinte equação:

$$m \cdot \log(\sigma_c/\sigma_{c0}) = \log(V_0/V) \quad (2.14)$$

Onde V é volume do corpo de prova, m é uma constante do material que depende uniformidade, e V_0 é volume associado para uma resistência σ_{c0} em uma escala específica. A relação teórica proposta por Weibull (1951) tem sido sumamente usada para explicar o efeito escala em metais e rocha intacta (KRAMADIBRATA; JONES, 1993). A teoria proposta por Weibull (1951) nem sempre se ajusta bem a distribuição da resistência, como é discutido por Bieniawski (1968b), que ajustou o comportamento dos resultados de resistência de carvão segundo o volume, achando um valor de m de 2,5 mas indica que o ajuste realizado pela Equação (2.14) não representa bem os valores para os tamanhos menores e maiores estudados. Yoshinaka et al. (2008), baseado na equação de Weibull (1951), ajustou com a Equação (2.13) vários trabalhos da literatura realizados em rochas duras, conforme apresentado na Tabela 2.10.

Segundo Yoshinaka et al. (2008) a teoria de Weibull pode ser aplicada para um grande número de rochas duras (superiores a 25 MPa) com um coeficiente associado ao fator de escala κ (ver Equação 2.15), e que varia de 0.10 para 0.30 (ou seja m de 30 para 10) para rochas homogêneas e duras e de 0.3 para 0.9 (ou seja, m de 10 para 3) para rochas alteradas ou com muitos microdefeitos. Os trabalhos de estudo de efeito escala dirigido a rochas brandas é muito limitado, no entanto, as pesquisas disponíveis mostram que as rochas brandas apresentam em geral um efeito escala insignificante (YOSHINAKA et al., 2008).

$$\sigma_c / \sigma_{c0} = (d_e/d_{e0})^{-k} \quad (2.15)$$

Onde o diâmetro equivalente é $d_e = V^{1/3}$, $k = 3/m$, $d_{e0} = 58.1\text{mm}$ e σ_{c0} resistência associada a d_{e0} .

Tabela 2.10. Lista de pesquisas do efeito escala em rochas duras (adaptado de YOSHINAKA et al., 2008)

No.	Nome da rocha	σ_{c50} (MPa)	Forma do testemunho	Diâmetro ou largura (mm)	Relação Comprimento /Largura	Número de ensaios	Coefficiente k	Referência, etc.
1	Granito	≈ 200	Cilíndrico	20-60	1	--	0.25	Lundborg (1967), ensaios de compressão uniaxial no laboratório
2	Granito	206	Cilíndrico	33-294	≈ 2	95	0.16	Jackson e Lau (1990), ensaios de compressão uniaxial no laboratório
3	Mármore	11.6	Coluna quadrada	20-100	2	--	0.092	Mogi (1962), ensaios de compressão no laboratório
4	Andesita	95.6	Cilíndrico	24-70	2	77	0.16	Nishimatsu (1969), ensaios de compressão no laboratório
	Tufa	≈ 60	Cilíndrico	17-70	2	77	0.15	Kramadibrata e Jones (1993), ensaios de compressão uniaxial no laboratório
5	Basalto	217	Cilíndrico	36-75	2.5	32	0.85	Ditto. Rocha mãe (diabásio) Ditto.
	Porfirita	272	Cilíndrico	36-100	2.5	57	0.58	
	Ouro-GMD-U8	194	Cilíndrico	20-150	2.5	95	0.29	
	Mulok (GDM-U8)	165	Cilíndrico	30-150	2.5	82	0.29	
6	Ouro (siderito)	179	Cilíndrico	22-241	2	165	0.39	Herget e Unruug (1976), ensaios de compressão uniaxial e triaxial no laboratório
	Ouro manganésio	113	Cubica	10-200	1	38	0.25	Silva e Hennies (1993), ensaios de compressão uniaxial no laboratório
	Basalto	236	Cubica	10-150	1	50	0.15	Ditto.
7	Ouro ferro calcário	108,8	Cubica	50-400	1	13	0.32	Ditto, (dados em H. Jans (1966), ensaios de compressão uniaxial no laboratório)
	Ouro ferro calcário		Cubica	300-1000	1	4	0.32	Ditto, (ensaio de compressão uniaxial <i>in situ</i>)
	Quartzo diorito		Cilíndrica e equilateral	54-200	1.5 (1-2)	13		Pratt et al. (1972) ensaios no laboratório
8	Quartzo diorito	30.7	Coluna triangular	200-1830	1.5 (1-2)	11		Idem, ensaios de compressão uniaxial <i>in situ</i>

O ensaio de compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, proposto por Lobo Carneiro em 1947 para avaliar a resistência de cilindros de concreto (BALBO, 2013); também exibe efeito escala na resistência à tração (BAZANT et al., 1991). Vários pesquisadores realizaram ensaios de compressão diametral em rochas ou concreto, encontrando que a resistência à tração de ruptura varia segundo o diâmetro do testemunho (HABIB e VOUILLE⁸, 1966 *apud* BERNAIX, 1969; HASEGAWA; SHIOYA; OKADA, 1985; HONDROS, 1959; LUNDBORG, 1967; THURO et al., 2001).

⁸ Habib, P. and Vouille, G. Sur la disparition l'effet d'échelle aux hautes pressions. Cr. hebd. Séanc. Acad. Sci., Paris March (1966).

Hondros (1959) apresenta resultados de ensaios brasileiros em concreto, variando o diâmetro de 15 para 60 cm, percebendo um acréscimo da resistência à tração com o acréscimo do diâmetro. Outros trabalhos apresentados por Sabins e Mirza⁹ (1979, apud BAZANT et al., 1991, p. 325), Chen e Yuan¹⁰ (1980, apud BAZANT et al., 1991, p. 325), e Ross, Thompson e Tedesco¹¹ (1989, apud BAZANT et al., 1991, p. 325) mostram que a resistência à tração do concreto determinada pelo ensaio de compressão diametral decresce com o acréscimo do diâmetro.

Habib e Vouille⁹ (1966 *apud* BERNAIX, 1969, p. 55-56) realizaram ensaios de compressão diametral em siltitos com corpos de prova de diâmetros de 10, 22, 36 e 70 mm, notando-se um decréscimo da resistência à tração com a metade do acréscimo do diâmetro. Habib e Vouille, encontraram que o efeito escala na resistência à compressão desaparece quando a rocha é ensaiada submetidos a altas tensões de confinamento.

Hasegawa, Shioya e Okada (1985), realizaram ensaios de compressão diametral em concreto, com testemunhos de 100 até 3000 mm, apresentando uma tendência muito mais complexa. Para diâmetros menores, a resistência à tração diminui com o acréscimo, mas para diâmetros intermediários e maiores a tendência é ter um leve acréscimo com o aumento do tamanho do corpo de prova. Um comportamento similar foi obtido por Lundborg (1967), realizando ensaios em testemunhos de granito (de diâmetro de 19 mm para 57mm).

Thuro et al. (2001) compararam ensaios de compressão uniaxial e ensaios de compressão diametral em siltitos de grão médio variando o tamanho dos testemunhos de diâmetro entre 45 e 80 mm. Obteve-se que tanto a resistência à compressão como a resistência à tração não apresentaram uma variação significativa, ou seja, não perseveram efeito escala.

2.6.2 Porosidade e microfissuramento no efeito escala

De acordo com Goodman (1989) e Jaeger (1972), as rochas são materiais raramente contínuos devido à presença de poros e fissuras. Os poros são cavidades equidimensionais e

⁹ Sabnis, G. M., and Mirza, S. M., "Size Effects in Model Concretes," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 106, ST6, 1979, pp. 1007-1020.

¹⁰ Chen, Wai F., and Yuan, Robert L., "Tensile Strength of Concrete: Double-Punch Test," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 106 ST8, Aug. 1980, pp. 1679-93

¹¹ Ross, C. Allem; Thompson, P. Y.; and Tedesco, J. W., "Split-Hopkinson Pressure-Bar Tests on Concrete and Mortar in Tension and Compression," ACI Material Journal, V.86, No. 5, Sep.-Oct. 1989, pp. 475-481.

localizadas entre os grãos (geralmente em rochas sedimentares) e microfissuras como pequenas trincas planas muito frequentes em rochas duras. Em conjunto, poros e microfissuras influenciam no comportamento não linear, especialmente em baixos níveis de tensão, reduzem a resistência à tração (especialmente as fissuras), prescrevem a dependência das propriedades do material do estado de tensões, determinam a variabilidade e dispersão dos resultados em ensaios e introduzem o efeito escala no comportamento. Similar à teoria de que a resistência diminui com acréscimo do tamanho do testemunho (Weibull, 1951), espera-se que os ensaios em rochas apresentem a mesma tendência dependente da microfissuramento dos corpos de prova (JAEGER, 1972). Segundo Kelsall, Watters e Franzone (1986), como consequência da sua forma, microfissuras e fissuras devem se distinguir de poros esféricos pela sua compressibilidade e orientação preferencial. Em todo tipo de rocha é de suma importância reconhecer a presença de microfissuras, já que podem ter maior influência sob carregamento (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986).

Fourmaintraux (1976) propôs uma metodologia para distinguir os poros de fissuras em testemunhos de rocha. Considerou a velocidade de onda primeira do material sem poros ou fissuras V^* , segundo:

$$\frac{1}{V_l^*} = \sum \frac{C_i}{V_{l,i}} \quad (2.16)$$

Onde $V_{l,i}$ é a velocidade de onda compressional do mineral constituinte i , e C_i é a proporção volumétrica respetiva. Fourmaintraux definiu o índice de qualidade IQ como relação entre a velocidade compressional real V_l dos corpos de prova de rocha e V_l^* , como segue:

$$IQ\% = \frac{V_l}{V_l^*} \cdot 100\% \quad (2.17)$$

Resultados experimentais em rochas não fissuradas (calcárias, arenitos e quartzitos) determinaram que o valor IQ está influenciado por poros (esféricos) de acordo com a seguinte expressão:

$$IQ\% = 100 - 1,6n_p\% \quad (2.18)$$

Onde n_p é a porosidade do corpo de prova determinada em laboratório. Como existe uma alta sensibilidade do IQ com o fissuramento, Fourmaintraux baseado em determinações no laboratório e observações microscópicas, propôs plotar o IQ versus a porosidade n , para descrever o grau de fissuramento do testemunho de rocha (Figura 2.9).

Figura 2.9. Classificação do fissuramento em corpos de prova de rocha (Adaptado de FOURMAINTRAUX, 1976).

Bernaix¹² (1966 *apud* JAEGER, 1972, p. 56-57) e Bernaix (1969) avaliaram a influência do grau de fissuramento das rochas no efeito escala e o coeficiente de variação CV da resistência à compressão. Foram realizados ensaios de compressão com testemunhos de rocha de diâmetros 10, 36 e 60 mm e uma relação de comprimento-diâmetro igual a 2. Realizaram-se entre 30 até 80 ensaios de compressão para diferentes tipos de rochas, determinando o desvio padrão (σ), o valor médio (μ) e sua relação σ/μ (coeficiente de variação CV). Determinou-se que a relação da resistência média dos testemunhos de 10 e 60 ($\sigma_{c10}/\sigma_{c60}$) está fortemente ligada ao coeficiente de variação CV e o grau de fissuramento. Os resultados são apresentados na Tabela 2.11. Para rochas constituídas por poros equidimensionais ou pouco fissuradas não há efeito escala e os coeficientes de variação são muito pequenos. Quando o grau de fissuramento da rocha aumenta, aumenta também o coeficiente de variação e se percebe uma redução significativa da resistência pelo acréscimo do tamanho da amostra, ou seja, o efeito escala se acentua.

¹² Bernaix J. (1966) Contribution à l'étude de la stabilité des appuis de barrages, Étude géotechnique de la roche de Malpasset. Ph.D. thesis, Paris.

Tabela 2.11. Grau de fissuramento e influência no CV e a resistência à compressão uniaxial. (adaptado de BERNAIX, 1966; apud JAEGER, 1972, p. 56-57)

Tipo de rocha	Fissuras	CV	$\sigma_{c10}/\sigma_{c60}$
Gnaiss	microfissuras; microfraturas muito intensas	0,37	2,90
Gnaiss	microfissuras; microfraturas; macrofraturas intensas	0,30	1,90
Siltito jurássico	muito poucas microfissuras; macrofraturas intensas	0,25	1,40
Biotita gnaiss	microfissuras	0,22	1,25
Siltito compacto	sem microfissuras	0,005	1,0

Kelsall, Watters e Franzone (1986), realizaram uma compilação extensa de ensaios de propagação de onda primária (V_p), massa específica (ρ) e porosidade n%, realizados em diabásio (com microfissuras) e lavas vesiculares (não fissurado e com poros esféricos). Os dados que caem fora da tendência geral das rochas sãs (sem fissuras) são inseridas dentro do grupo de rochas fissuradas ou com persistência de microfissuras, apresentadas na parte inferior da população de dados (pontos pretos em Figura 2.11).

Segundo Tourenq, Fourmaintraux e Denis (1971) a saturação de rochas fissuradas produz acréscimo de velocidade considerável (de até três vezes) da velocidade onda primária, enquanto que rochas porosas não apresenta nenhum efeito. Fourmaintraux (1975) e Kelsall, Watters e Franzone (1986) avaliaram o fissuramento de rochas a partir da influência da saturação na V_p . Os resultados obtidos por Kelsall, Watters e Franzone (1986) são apresentados na Figura 2.10. As amostras saturadas de diabásio apresentaram um acréscimo notável da V_p em relação aos corpos de prova de rocha não fissurada.

Figura 2.10. Relação entre a V_p de testemunhos saturados e sacos ao ar para diabásio com persistência de microfissuras. (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986).

Figura 2.11. Amostras de diabásio fissurado apresentam um decréscimo da V_p em relação às rochas não fissuradas. (a). Velocidade de onda primária de testemunhos secos ao ar em relação à massa específica seca. (b). Velocidade de onda primária de testemunhos secos ao ar em relação à porosidade. (KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986).

2.7 Fraturamento progressivo de rochas sob compressão uniaxial e compressão diametral.

2.7.1 Fraturamento e curvas de tensão-deformação no ensaio de compressão uniaxial.

Muitos pesquisadores têm mostrado que o comportamento macroscópico nas curva de tensão-deformação está completamente ligado ao processo de danificação e fissuramento da rocha (BIENIAWSKI, 1967, 1970; FARMER, 1983; HALLBAUER; WAGNER; COOK, 1973; MARTIN; CHANDLER, 1994; SCHOLZ, 1968a, 1968b; WAWERSIK; FAIRHURST, 1970). Bieniawski (1967) apresenta a teoria do processo de fraturamento e forneceu hipóteses sobre o mecanismo de ruptura em compressão uniaxial. Ele realizou verificações experimentais dos mecanismos propostos com ensaios em rochas ígneas (Norito) e sedimentares metamórficas (Quartzito), acompanhando o comportamento tensão-deformação e as descrições petrográficas utilizando os ensaios de tração direta, compressão uniaxial e compressão biaxial em chapas. Bieniawski (1967) apresenta 5 estados de fraturamento ao longo do processo de fraturamento sob condições multiaxiais segundo: inicial com o fechamento de fissuras nos primeiros níveis de tensão, seguido do comportamento elástico linear e o início da propagação de fissuras,

propagação estável de fissuras, propagação instável de fissuras, coalescência e ruptura. Bieniawski (1970) mostra que estabilidade do fraturamento em compressão varia segundo a taxa do carregamento utilizada do ensaio. Realizaram-se ensaios de compressão simples em corpos de prova de arenitos de grão fino. Encontrou-se que com o acréscimo gradual da taxa de deformação de compressão para diferentes ensaios, a curva de tensão-deformação para cada um resulta mais vertical no trecho pós-pico, portanto a maior taxa de deformação de compressão aumenta a instabilidade da fratura.

Scholz (1968a) estudou o fissuramento que ocorre durante a deformação de testemunhos de rocha (mármore, tufa reolítica, gabro, quartzito, granito e arenito) submetidos a compressão utilizando a detecção e análise de ondas elásticas irradiadas no fissuramento. Foi observado que para todos os tipos de rocha o padrão no processo de fissuramento encontrado foi muito característico. Determinou-se que para uma tensão aplicada próximo da metade da tensão máxima resistida, ocorre o início do microfissuramento e cresce muito rapidamente antes e bem próximo da ruptura e que a variação volumétrica no ensaio de compressão uniaxial está muito ligada ao número de eventos de microfissuramento detectado.

Scholz (1968b) examinou a locação de eventos de microfissuramento em um testemunho de granito carregado em compressão uniaxial e comparou com o plano de ruptura que levou à fratura. Para baixas tensões aplicadas os eventos capturados apresentam uma locação variável, mas para uma alta tensão aplicada os eventos se aproximam e se relacionam com o plano de ruptura. Scholz apresenta que próximo do 95% da resistência uniaxial existe uma correlação entre o número acumulado de eventos e a tensão pode ser ajustada através da forma de distribuição normal.

Hallbauer; Wagner; Cook (1973) realizaram observações petrográficas microscópicas e macroscópicas de testemunhos de quartzito em ensaios triaxiais orientadas a estudar o estado de fraturamento ao longo da curva de tensão-deformação. Por outro lado, Farmer (1983) descreve os estados de dano associados de um corpo de prova de rocha ensaiado à compressão uniaxial e triaxial ao longo da curva completa de tensão deformação destacando os seguintes seis estados: fechamento de poros e fissuras, comportamento elástico linear, dilatação e crescimento volumétrico, seguido do crescimento acelerado de microfissuras (próximo do 80% da resistência pico) e alcance da resistência máxima, amolecimento da rocha acompanhada da coalescência de fissuras propagadas e resistência residual devido a atrito dos grãos nas superfície de ruptura.

Hudson, Brown e Fairhurst (1971) apresentam estudos de fratura em rocha com a implementação de prensas de ensaio servocontroladas. Sugerem o controle da ruptura do corpo de prova através de um circuito fechado que ajusta automaticamente e garante a variação do deslocamento lateral a partir de um programa predeterminado. A metodologia descrita foi implementada em corpos de prova cilíndricos de vários tipos de rocha carregados no sentido axial e controlando a resposta do deslocamento lateral. Foi possível controlar o processo de ruptura dos corpos de prova, inclusive para aqueles tipos de rocha que tinham apresentado uma ruptura explosiva através de controle do deslocamento axial.

Wawersik¹³ (1968, apud HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971, p. 218-220) obteve a curva completa de tensão de vários tipos de rocha utilizando uma prensa rígida controlada termicamente. Wawersik descreve dois tipos de comportamentos da curva completa, Classe I e Classe II, de acordo com o comportamento da ruptura em um ensaio de compressão uniaxial (Figura 2.12). As rochas classificadas como Classe I somente continuam se fraturando pelo movimento contínuo do prato da prensa, sempre sendo necessário fornecer maior energia para o corpo de prova continuar com a progressão do fraturamento. Para rochas Classe II somente se poderá obter a curva de tensão-deformação através da remoção de energia segundo o caminho ABDE apresentado na Figura 2.12. Wawersik e Fairhurst (1970) realizaram ensaios de compressão uniaxial e multiaxial em rochas frágeis utilizando uma prensa rígida comprovando que mesmo assim as rochas tendo um comportamento similar no trecho antes de atingir a resistência pico, podem ter comportamento distinto após a ruptura, distinguido comportamentos Classe I ou Classe II, concordando com o que mostrou inicialmente por Wawersik. Fairhurst e Hudson (1999) fornecem um método para obter a curva completa de tensão-deformação em laboratório através de uma prensa servocontrolada.

¹³ Wawersik, W. R., Detailed analysis of rock failure in Laboratory Compression Tests, Ph. D. thesis, University of Minnesota, 1968.

Figura 2.12. Classificação do comportamento da ruptura da rocha segundo a curva de tensão-deformação (adaptado de WAWERSIK, 1968).

2.7.2 Fraturamento no ensaio de compressão diametral

Inicialmente o ensaio de compressão diametral, também conhecido como ensaio brasileiro, foi proposto por Lobo Carneiro em 1947 para avaliar a resistência de cilindros de concreto (BALBO, 2013). Celestino, Bortolucci e Nobrega (1995) apresentam um procedimento para obtenção da curva completa de força-deslocamento de um ensaio de compressão diametral com uso de uma prensa servocontrolada, através do controle do deslocamento diametral perpendicular ao eixo do carregamento. A configuração do ensaio é descrita em Celestino e Bortolucci (1998), trabalho dirigido à determinação das constantes elásticas mediante o ensaio de compressão diametral (Figura 2.13).

Figura 2.13. Montagem e instrumentação do ensaio de compressão diametral (adaptado de CELESTINO; BORTOLUCCI, 1998)

Rodriguez, Arab e Celestino (2016) descrevem através de monitoramento de EA e análise petrográfica o processo de fraturamento em amostras de mármore e granito no ensaio de compressão diametral ao longo da curva de força deslocamento. O granito apresentou uma leve diminuição da rigidez e poucos eventos de propagação de fissuras próximo do 90% da força máxima, e logo apresenta um rápido crescimento das fissuras localizadas no centro do corpo de prova ao atingir a resistência pico, mostrando um comportamento frágil e explosivo. Por outro lado, o mármore apresentou um crescimento gradual e mais controlado, fissurando ao longo do eixo central do corpo de prova na direção ao carregamento.

Figura 2.14. Curva completa típica de força deslocamento no ensaio de compressão diametral controlado pelo deslocamento (u). a) Ensaio com controle monotônico. b) Ensaio com estágios de carga e descarga. (adaptado de RODRIGUEZ; ARAB; CELESTINO, 2016)

2.7.3 Técnica de emissão acústica como monitoramento do processo de fraturamento em rochas.

A técnica de emissão acústica (EA) é considerada um método não destrutivo que permite determinar o processo de danificação através da medição das ondas elásticas, percebidas na propagação de fissuras ao longo do processo de carregamento (CHANG; LEE, 2004; LABUZ; CATTANEO; CHEN, 2001; LABUZ; DAI; SHAH, 1996).

Esta técnica permite obter a locação, número de eventos, energia liberada associada à degradação estrutural (LABUZ; DAI; SHAH, 1996). O micro e macro fissuramento de materiais frágeis, tais como rochas ou concretos, como resposta a carregamentos externos produz a liberação de energia em forma de ondas elásticas chamadas emissão acústica (LABUZ; CATTANEO; CHEN, 2001), portanto, o monitoramento desses eventos ou sinais permite entender quantitativamente o processo de propagação de fissuras, coalescência e o macrofraturamento.

Vários autores tem utilizado a técnica de EA para a caracterização do processo de microfissuramento de rochas, e aplicado para a locação de eventos, quantificação de energia e outros parâmetros da EA para ensaios de compressão uniaxial, biaxial, triaxial, diametral e flexão (BENSON et al., 2007; CARVALHO, 1999; CARVALHO; LABUZ, 2002; CHANG; LEE, 2004; KAO; CARVALHO; LABUZ, 2011; LABUZ; CATTANEO; CHEN, 2001; LABUZ; DAI; SHAH, 1996; LEI et al., 2000; LOCKNER et al., 1991; MARTIN; CHANDLER, 1994; MEGLIS; CHOW; YOUNG, 1995; MURALIDHARA et al., 2010; RODRIGUEZ; ARAB; CELESTINO, 2016; SATOH; LEI, 2006; THAM et al., 2005; ZANG et al., 1998; ZIETLOW; LABUZ, 1998).

2.7.4 Prensas de ensaio servocontroladas flexíveis e rígidas

De acordo com Hudson, Brown e Fairhurst (1972), o ensaio de compressão em rocha pode ser executado controlando o carregamento através de uma velocidade constante de força ou deslocamento. Se a velocidade constante da força é mantida durante o ensaio, a força será considerada uma variável independente e o deslocamento como uma variável dependente (Figura 2.15b). Assim, o controle do ensaio só será obtido no trecho do carregamento, mas quando a resistência máxima for atingida haverá uma ruptura da amostra. Por outro lado, se a velocidade de deslocamento for mantida constante, o deslocamento será uma variável independente e a força uma variável dependente, conseguindo controlar a ruptura tanto para o trecho de carregamento como no descarregamento (Figura 2.15b). O deslocamento como uma variável independente pode ser linearmente controlada com o tempo através de uma máquina de ensaio suficientemente rígida para que a aceleração instantânea do deslocamento seja eliminada no processo de carregamento durante a ruptura; ou usando uma prensa servocontrolada de circuito fechado que consegue reduzir automaticamente a força mais rápido do que a ruptura do testemunho (HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971, 1972).

Figura 2.15. Curvas de tensão-deformação. a) Controle de força. b) Controle de deslocamento. (adaptado de HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1972)

A Figura 2.16 ilustra a influência da rigidez da prensa no controle da ruptura pós-pico da rocha. Quando a carga máxima da rocha é atingida, uma máquina flexível descarregará ao longo da linha AE da Figura 2.16a, fornecendo uma maior energia que a necessária para a provocar a ruptura da rocha causando o fraturamento abrupto do corpo de prova. Quando a máquina é rígida a energia armazenada pelo sistema durante o trecho de carregamento aliviará a carga seguindo a linha AE da Figura 2.16b, fornecendo uma energia menor e insuficiente para provocar a ruptura do testemunho da rocha, controlando assim o fraturamento no trecho de descarga (HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971, 1972).

Figura 2.16. Rigidez da máquina e da amostra de rocha na região pós-pico. a) Máquina flexível. b) Máquina rígida (adaptado de HUDSON; HARRISON, 1997).

Muitos pesquisadores pioneiros como Cook, Bieniaswski, Fairhurst utilizaram prensas rígidas para obter as curvas de tensão-deformação em rochas em seus trabalhos. Apesar disso, essas máquinas eram percebidas como equipamentos inerentemente pesados, o que deu passo ao desenvolvimento das prensas servocontroladas (HUDSON; HARRISON, 1997). O princípio do controle do circuito fechado é apresentado na Figura 2.17a e a sua aplicação para obter a curva completa de tensão-deformação é apresentada na Figura 2.17b. O sistema do servocontrole consegue realizar a leitura do sinal de retroalimentação gerada no ensaio e comparar com a sinal do programa. Dessa forma, se existir uma diferença na sinal de erro a

servoválvula é ajustada automaticamente até a resposta do transdutor coincidir com o programa (HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971).

Figura 2.17. Princípio da prensa servocontrolada. (a) Controle do circuito fechado. (b) Esquema da resposta rápida do equipamento do circuito fechado servocontrolado. (adaptado de HUDSON; HARRISON, 1997)

De acordo com Hudson; Brown; Fairhurst (1971), para controlar a ruptura o transdutor de realimentação deve ser localizado no ponto de maior sensibilidade na detenção de alguma tendência de fratura. A Figura 2.18 apresenta para várias situações de ensaio a locação da realimentação ótima para obter o controle da ruptura; em geral os testemunhos tendem propagar fissuras perpendicularmente à direção da tensão mínima (HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971).

Figura 2.18. Geometrias de testemunhos de rochas e retroalimentação opcional para o controle da ruptura no ensaio. a) Compressão. b) Indentação. c) Hidrofraturamento. d) Flexão. e) Tração direta. f) Compressão diametral. (Adaptado de HUDSON; BROWN; FAIRHURST, 1971)

3 MÉTODOS ADOTADOS

3.1 Amostras coletadas e ensaiadas no laboratório.

3.1.1 Rochas utilizadas

O programa de ensaios e caracterização *in situ* considera rochas de brecha vulcanoclástica procedentes da formação Tivives da Costa Rica com coordenadas CRTM 1097364N, 450751O (Coordenadas WGS84: 9°50'26.7"N 83°48'01.7"O). O afloramento estudado corresponde com um maciço massivo (sem descontinuidades) de condição de ligeiramente alterada a sã.

3.1.2 Amostragem e transporte

As amostras de rocha foram coletadas em afloramento e extraídas mediante perfuratriz elétrica utilizando brocas de 1 ½", 2", 2 ½", 4" e 6". Priorizou-se que o tamanho máximo de partícula ou bloco nas amostras extraídas fosse no máximo 0.75 vezes o diâmetro do testemunho extraído para as amostras serem incluídas como *bimrock* segundo as condições sugeridas em Medley (1994). A Figura 3.1 mostra o processo de obtenção dos testemunhos de rocha em afloramento. Também foram extraídas amostras de rochas dos blocos com diâmetros nominais de 2" para caracterização.

Figura 3.1. Processo de extração dos corpos de prova. (a) Processo de extração das amostras. (b) Amostras coletadas *in situ*.

As amostras foram cortadas inicialmente para embalagem e transporte para o Brasil mediante licença de exportação sem valor comercial emitida pela *Dirección de Geología y Minas* (DGM) do *Ministério de Ambiente y Energía* (MINAE) do governo da Costa Rica, e trazidas como bagagem acompanhada em voo comercial. As amostras foram embaladas com camadas de isopor e caixas de resistência adequada para garantir integridade dos corpos de prova durante o transporte.

3.1.3 Preparação dos corpos de prova

Ao chegar ao laboratório de mecânica de rochas do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, as amostras de rocha foram cortadas para se obter os testemunhos para ensaios de compressão uniaxial, triaxial e diametral. As amostras foram cortadas e retificadas de acordo com dimensões e tolerâncias sugeridas pela norma ASTM D4543-85 e ISRM (1978a, 1978b, 1979). A Figura 3.2 mostra o processo de retificação cilíndrica, para obter perpendicularidade entre faces e eixo e faces planas paralelas. A Figura 3.2a apresenta o equipamento de retificação lateral cilíndrica que consiste em um torno que gera um movimento giratório controlado da amostra no sentido circunferencial e um disco giratório que desgasta a face cilíndrica da amostra, garantido uma superfície uniforme ao longo do testemunho. O processo de retificação das faces paralelas dos corpos de prova é mostrado na Figura 3.2b. A retificação procura garantir a planaridade e o perpendicularismo das bases com relação ao eixo axial.

Figura 3.2. Processo de retificação dos corpos de prova. (a) Retificação cilíndrica. (b) e (c) Retificação do paralelismo e perpendicularidade das faces planas.

A Figura 3.3 apresenta os corpos de prova de diferentes diâmetros extraídos da brecha vulcanoclástica finais retificados e prontos para ensaio. A relação comprimento-diâmetro para os corpos de prova de ensaios de compressão diametral é de $L/D \approx 0.5$. Por outro lado, para os corpos de prova de compressão uniaxial e triaxial, em geral, foi de $L/D \approx 2.5$, não sendo maior que 3.0 nem menor que 2.0.

Figura 3.3. Corpos de prova de brecha vulcanoclástica de diferentes tamanhos a serem ensaiados. (a) Ensaios de compressão diametral. (b) Ensaios de compressão uniaxial e triaxial.

(a)

(b)

3.2 Determinação da porosidade.

3.2.1 Determinação da porosidade pelo método de saturação com aplicação de vácuo para amostras de volume reduzido.

A porosidade nas amostras foi determinada a partir da saturação com aplicação de vácuo baseado no método sugerido por Fourmaintraux (1976) e adaptado segundo a condições de equipamento do laboratório do Departamento de Geotecnia da EESC-USP. A determinação da porosidade por este método foi limitada ao tamanho do diâmetro de, aproximadamente, 46 mm (peso máximo aproximado de 400 g), pois para amostras de maior volume é muito difícil obter um grau de saturação adequado.

A saturação das amostras foi realizada mediante a aplicação dos seguintes passos:

1. Determinação do volume total da amostra (V) obtido a partir das dimensões do cilindro (D e L), com precisão de 0,1 mm.
2. Determinação da massa seca dos corpos de prova: Secagem na estufa mantendo a temperatura de 105° C constante durante 24 horas e determinação da massa seca (w_s) na balança com precisão de 0,1 g.
3. Deaeração das amostras de rocha em dessecadores (com tampa e graxa de silicone como camada selante) durante 30 minutos, aplicando uma pressão negativa de 90kPa mediante o sistema de sucção. Fechar a chave do sistema sem permitir o equilíbrio com a pressão ambiente mantendo o vácuo durante mais 90 minutos.
4. Colocar água destilada até atingir cerca de um 80% da altura dos corpos de prova e aplicar novamente pressão negativa de 90kPa durante meia hora para uma saturação inicial e parcial dos corpos de prova. Fechar a chave do sistema sem permitir o equilíbrio com a pressão ambiente mantendo o vácuo durante mais 90 minutos.
5. Complementar com água destilada até cobrir completamente os corpos de prova e deixar saturando durante 48 horas. Retirar as amostras saturadas e determinar o peso submerso (w_{sub}) das amostras saturadas mediante balança com precisão de 0,1 g. Secar seguidamente com uma toalha a superfície da amostra e determinar o peso saturado superfície seca (w_{ss}).

A porosidade n (%) é calculada a partir do volume determinado com as dimensões do corpo de prova segundo a equação:

$$n (\%) = \frac{w_{SSS} - w_s}{V \cdot \rho_w} \quad (3.1)$$

A porosidade pode ser calculada a partir do w_{sub} determinado depois da saturação utilizando a equação:

$$n (\%) = \frac{w_{SSS} - w_s}{w_{SSS} - w_{sub}} \quad (3.2)$$

3.2.2 Microtomografia de raios-X, 3D.

A diferenciação na microescala do aspecto geométrico dos poros pode ser obtida com o método de microtomografia de raios-X (μ CT), permitindo a classificação de poros semiesféricos ou esféricos e microfissuras. Esta técnica gera modelos de imagens 2D e 3D com resolução de até nanômetros em amostras de tamanho milimétrica. O equipamento de alta resolução, μ CT Skyscan 1272 é disponibilizado pelo Laboratório de Espectroscopia de Alta Resolução (LEAR) do Instituto de Física de São Carlos da Universidade de São Paulo (IFSC-USP). O equipamento tem a capacidade de reproduzir imagens de 209 Megapixel (14450x14450 pixels) e gerar até 2600 imagens consecutivas para modelos tridimensionais. Os objetos ou partículas detectadas pelo equipamento podem atingir até 0,35 μ m de detalhe.

Figura 3.4. Microtomógrafo de raios-X. (a) Microtomógrafo. (b) Câmara de amostras e de projeção de raios X.

A μ CT é um ensaio não destrutivo que consiste na emissão de raios-X a partir de uma fonte (tubos de raios-X) ultrapassando a amostra, neste caso de rocha. A radiação durante o ensaio é capturada por um intensificador de imagens coletadas por um detector (câmera CCD). O ensaio utiliza a atenuação dos feixes de raios-X para diferentes linhas contidas num plano transversal ao corpo de prova, possibilitando a reconstrução de uma imagem 2D em cores cinza através de

um software. Mediante a construção de várias seções 2D paralelas e consecutivas pode ser gerado um modelo tridimensional (Figura 3.5).

As imagens geradas são compostas e definidas a partir de uma unidade mínima quadrada chamada pixel, que define a resolução e, geralmente, está associado a um tom cinza classificado entre 0 a 255, onde 0 é a cor branca e 255 é a cor preta. Cada intensidade de cinza de cada pixel está regida pela intensidade de absorção dos raios-X do material correspondente. Assim, para os materiais de maior absorção serão obtidas regiões mais claras e para as regiões de menor absorção, como os poros, serão obtidas a regiões mais escuras.

Figura 3.5. Reconstrução de imagens 3D a partir de imagens 2D consecutivas (adaptado de D'EURYDICE, 2011)

Os ensaios de μ CT foram executados em amostras intactas de brecha vulcanoclástica e amostras carregadas e extraídas de corpos de prova no ensaio de compressão diametral (Diâmetro de ≈ 46 mm) nos distintos estágios de carregamento. Para cada estágio de carregamento, associado a um nível de dano e propagação de fissuras, foi extraída uma amostra de 7 mm de diâmetro da face plana do corpo de prova, conforme representado na Figura 3.6.

Figura 3.6. Extração de amostras de brechas vulcanoclásticas carregadas para ensaios de μ CT. (a) Ensaio de compressão diametral na prensa. (b) esquema da extração de amostras para ensaio de μ CT.

(a)

(b)

3.3 Velocidade propagação de onda primária

A velocidade de propagação de onda primária (V_p) foi medida nos corpos de prova empregando o método sugerido pela ISRM (1978b). O equipamento é propriedade do Laboratório de Estruturas (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). O mesmo é composto por um gerador de pulso com frequências distintas (54 e 150 kHz), sensores piezoelétricos emissores e receptores de onda de compressão e cilindro de calibração. O tempo (T) que demora a onda primária, desde a geração do pulso até chegar ao sensor receptor, e a distância (L), medida em linha reta entre os dois sensores, determinam a velocidade de propagação que é estimada a partir da seguinte equação:

$$V_p = \frac{L}{T} \quad (3.3)$$

Paras os corpos de prova de brecha vulcanoclástica de diâmetro igual ou menor que 46 milímetros foram executados ensaios de ultrassom no sentido axial, avaliando a V_p com testemunhos secos na estufa (temperatura de 105°C e constante durante 24 horas) e após saturação com imersão de 24 horas.

3.4 Petrografia

As seções petrográficas foram executadas no Laboratório de Petrografia (LPT) do *Instituto Costarricense de Electricidad* (ICE, Costa Rica). As descrições petrográficas foram focadas na matriz e o tipo de blocos, tendo como objetivo definir a constituição dos minerais, porcentagem de fragmentos, minerais de alteração, cimentação ou evidencia de soldamento, fissuramento e porosidade.

3.5 Ensaio de resistência e deformação e monitoramento de EA

A distribuição dos ensaios de resistência executados nos testemunhos de brecha vulcanoclástica é apresentada nas Tabela 3.1 e 3.2. A descrição dos ensaios é detalhada nos itens seguintes.

Tabela 3.1. Distribuição dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial da brecha vulcanoclástica.

Diâmetro nominal (mm)	31	45	58	95	145
Compressão uniaxial com curva completa de tensão-deformação	8 ¹	8 ¹	-	-	-
Compressão uniaxial com curva completa de tensão-deformação com monitoramento de EA	-	-	5	4	3
Ensaio de compressão uniaxial com obtenção de módulo de deformabilidade	1	5	-	-	-
Ensaio triaxial múltiplos estágios	-	7	-	-	-
Total de amostras	9	20	5	4	3

¹ 4 ensaios de acordo à metodologia M1 e 4 ensaios de acordo à metodologia M 2, ver secção 3.5.1

Tabela 3.2. Distribuição dos ensaios de compressão diametral da brecha vulcanoclástica

Diâmetro nominal (mm)	46	58	95	145
Compressão diametral monotônico e curva completa	12 ¹	8	4	-
Compressão diametral monotônico e curva completa com ciclos de carga e descarga	-	-	2	-
Compressão diametral monotônico com curva completa com monitoramento de EA.	-	-	2	2
Compressão diametral com ciclos de carga e descarga e curva completa com monitoramento de EA	-	-	2	1
Total de amostras	18	8	8	3

¹ Realizaram-se 3 ensaios de compressão diametral com curva de força-deslocamento parando em distintos estágios de carregamento para a obter amostras e realizar ensaios de μ CT

Realizaram-se ensaios de compressão uniaxial e triaxial para caracterização dos blocos de lava da brecha, utilizando testemunhos de 46 cm de diâmetro. Para a lava de maior porosidade foram realizados 3 ensaios de compressão uniaxial com medição de módulo e 1 ensaio triaxial de múltiplo estágio. Para a lava mais densa foram realizados 2 ensaios de compressão uniaxial, com medição de módulo, e 2 ensaios triaxiais de múltiplos estágios.

3.5.1 Ensaios de compressão uniaxial e curva completa de tensão-deformação

Os ensaios de compressão uniaxial foram executados na prensa hidráulica servocontrolada MTS modelo 815 do Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Geotecnia da EESC- USP. A instrumentação para obtenção das curvas completas de tensão-deformação foi realizada com extensômetros axiais e circunferenciais. O deslocamento axial foi obtido por meio de um extensômetro duplo (*extensometer axial measurement system, model*

632.12F-20). O deslocamento circunferencial foi obtido por meio de um extensômetro circunferencial com corrente (*extensometer circunferencial measurement system, model 632.94F-20*). Foram utilizadas células de carga de 100kN para os testemunhos de diâmetros de 31, 45 e 58 mm, de 300kN para o diâmetro 95 mm e 1500kN para o diâmetro de 145mm.

A resistência à compressão simples (σ_c), módulos de deformação tangente, secante e médio (E_t , E_s , E_m) e os respectivos valores de módulo de Poisson (ν) foram calculados segundo o método sugerido por Fairhurst e Hudson (1999).

Figura 3.7. Instrumentação utilizada para a leitura de deslocamentos circunferenciais e axiais localizados. (a) Montagem do ensaio na prensa. (b) esquema da instrumentação.

Ensaio de compressão uniaxial com curva completa de tensão deformação metodologia 1 (M1)

Na metodologia M1, o ensaio de compressão uniaxial com obtenção da curva completa de tensão-deformação é controlado através do deslocamento circunferencial com uma taxa inicial de deformação de 1×10^{-6} mm/mm/s até atingir, aproximadamente, 70% do valor de pico da resistência. Ao chegar a 70% da carga máxima, muda-se para uma taxa de deformação circunferencial de 1×10^{-5} mm/mm/s. O valor de pico tem que ser atingido entre 5 a 10 minutos. ao chegar ao valor máximo de resistência, muda-se a taxa de controle para 1×10^{-6} mm/mm/s, descarregando até próximo de 50% do valor de resistência máxima para terminar com uma taxa

de 1×10^{-5} mm/mm/s até atingir o final da curva. As leituras dos deslocamentos axiais e circunferencias foram registradas com uma frequência de 1Hz.

Ensaio de compressão uniaxial com curva completa de tensão deformação metodologia 2 (M2)

A metodologia 2 também utilizou o controle circunferencial ao longo de todo o ensaio. O ensaio se inicia com uma taxa de deformação circunferencial de 1×10^{-6} mm/mm/s até atingir, aproximadamente, 70% do valor pico de resistência. Logo, a taxa é aumentada para 1×10^{-5} mm/mm/s, passando pelo valor máximo de resistência e é mantida até o final do ensaio. O valor de pico tem que ser atingido entre 5 a 10 minutos. As leituras dos deslocamentos axiais e circunferenciais foram registradas com uma frequência de 1Hz.

Ensaio de compressão uniaxial com determinação de módulo de deformabilidade

O ensaio de compressão uniaxial com determinação de módulo de deformabilidade tem por objetivo determinar a resistência a compressão (σ_c), a leitura das deformações axiais e circunferenciais para o cálculo dos módulos de deformação tangente, secante e médio (E_t , E_s , E_m) e os respectivos valores de módulo de Poisson (ν) sem obter a curva completa de tensão-deformação. Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento axial com taxas de deformação de 1×10^{-4} mm/mm/s desde o início do ensaio até atingir o valor máximo de resistência. As leituras dos deslocamentos axiais e circunferenciais foram registradas com uma frequência de 1Hz.

3.5.2 Compressão diametral e curva completa de força deslocamento.

Foram executados ensaios de compressão diametral para determinação da resistência a tração segundo o método da ISRM (1978b) e ensaios pelo procedimento proposto por Celestino e Bortolucci¹⁴ (1992, *apud* CELESTINO; BORTOLUCCI; NOBREGA, 1995, p. 148) através do controle do deslocamento diametral perpendicular ao eixo do carregamento. Para isso, foi utilizado o equipamento de compressão diametral do Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Geotecnia da EESC- USP junto com a prensa servocontrolada (modelo MTS 835), que foi utilizada também para os ensaios de compressão uniaxial. O deslocamento

¹⁴ Celestino, T.B. & A.A. Bortolucci 1992. Rock fracture toughness determination by diametral compression tests(in Portuguese). Report G-1-93, EESC, Univ. São Paulo, São Carlos.

horizontal (no sentido perpendicular ao carregamento) foi obtido por meio de um extensômetro duplo (*extensometer diametral measurement system, model 632.94F-20*). O deslocamento vertical (entre os extremos do corpo de prova) foi medido como o deslocamento relativo entre os apoios superior e inferior do berço, por meio de dois LVDTs (*LVDT Schaumburg xdcr 0,25 mm model 209768, precision 0,0001 mm*). Todos os ensaios foram realizados com berço curvo de diâmetro de 75, 81, 152, e 225 mm respectivos das amostras de diâmetro de 45, 58, 95 e 145 mm. Todos os ensaios foram controlados através do deslocamento diametral no sentido perpendicular ao carregamento.

A taxa de controle nos ensaios de compressão diametral monotônicos foi definida como 1×10^{-6} mm/mm/s. Nos ensaios cíclicos, a taxa de controle se manteve monotônica, com 1×10^{-6} mm/mm/s desde o início do ensaio até o início do descarregamento do primeiro ciclo. Assim, iniciados os ciclos, passou-se para uma taxa de controle de 2×10^{-6} mm/mm/s, tanto para descarregamento como carregamento, até finalizar o ensaio. Os estágios cíclicos são os mesmos definidos em Rodriguez, Arab e Celestino (2016), apresentados na Figura 2.14.

3.6 Instrumentação para monitoramento de EA.

Foram instrumentados através de monitoramento de EA, segundo se apresenta nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2, os ensaios de compressão uniaxial e diametral para os diferentes tamanhos de amostra. A montagem da instrumentação consiste na instalação de sensores piezoelétricos distribuídos sobre a superfície do corpo de prova (sem interferência da instrumentação com extensômetros), conectados a caixas de amplificação, e uma placa de aquisição de dados com disposição de até oito canais.

Foram utilizados sensores piezoelétricos, com 17,8 mm de diâmetro, de alta fidelidade e banda larga, modelo D9203B de *Physical Acoustic Corporation* (PAC), conectados a caixas de preamplificação, modelo 2/4/6 (PAC). A placa de aquisição de dados é do tipo SAMOS (PAC), com capacidade de recepção de sinal de 10 kHz até 400 kHz. O equipamento de EA pertence ao Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Geotecnia da EESC- USP. Utilizou-se o *software* AEwin®, da corporação *Physical Acoustic South América* (PASA), para a coleta de sinais durante o processo de carregamento e o processamento dos dados posterior ao ensaio.

As Figura 3.8 e Figura 3.9 apresentam a montagem e disposição dos sensores piezoelétricos e extensômetros para os corpos de prova dos ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral. Foi utilizado um arranjo de 6 sensores piezoelétricos em cada lado plano dos corpos de prova dos ensaios de compressão diametral, segundo a distribuição apresentada em Rodriguez, Arab e Celestino (2016). No ensaio de compressão uniaxial, utilizou-se um arranjo de 6 sensores para o diâmetro de 48 mm, e 8 para os diâmetros de 95 e 145mm uniformemente distribuídos na superfície cilíndrica o testemunho.

Figura 3.8. Distribuição de sensores para monitoramento de EA, ensaios de compressão uniaxial. (a) Corpo de prova de 58 mm de diâmetro. (b) corpo de prova de 95mm de diâmetro. (c) Corpo de prova de 145 mm de diâmetro.

Figura 3.9. Montagem do ensaio de compressão diametral e disposição dos sensores para monitoramento com EA. (a) Corpo de prova de 95 mm de diâmetro. (b) corpo de prova de 145mm de diâmetro.

3.6.1 Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial foram executados na prensa hidráulica servocontrolada MTS, modelo 815, do Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Geotecnia da EESC- USP e a câmara triaxial, tipo WF40020 (de Wykeham Farrance Engineering), com capacidade de 14 MPa de pressão de confinamento. A impermeabilização do testemunho foi obtida com câmara de ar (borracha de pneu) fixada nos extremos utilizando 3 *o-rings* de cada lado que pressionam a câmara de ar sobre ranhuras no espaçador de aço. Todas as amostras ensaiadas têm diâmetro de 45 mm. Foram selecionadas amostras de brecha com diferentes porcentagens de blocos (entre 25 e 50%) para avaliar a influência dos blocos nas propriedades da ruptura. Foram executados ainda ensaios triaxiais em blocos com boa resistência (blocos de lava não porosa) e blocos brandos (blocos de lava porosa). Os ensaios foram do tipo múltiplo estágio com tensões confinantes de 4 a 14 MPa. Devido à ruptura abrupta das lavas de boa resistência, só foi possível determinar um ponto de envoltória por testemunho.

Figura 3.10. Testemunho encapsulado em membrana e a câmara triaxial utilizada.

3.7 Ensaio de Esclerômetro Schmidt em afloramento e resistência uniaxial de blocos.

A resistência dos blocos da brecha e da matriz da brecha foi avaliada mediante ensaios com Esclerômetro Schmidt e correlacionada com a resistência obtida em ensaios de compressão em laboratório.

No afloramento em estudo foram executados ensaios de Esclerômetro Schmidt utilizando modelo Original Schmidt de Proceq® do tipo L. Todos os ensaios foram realizados na direção vertical sobre blocos e matriz segundo o procedimento sugerido pela ISRM (1978d). Foram ensaiados os blocos com diâmetro aproximado superior a 100 mm, executando de 10 até 15 ensaios por bloco. As leituras realizadas em matriz foram determinadas tanto em afloramento como em testemunhos de 150 mm de diâmetro. Foram realizados os ensaios de Esclerômetro Schmidt e de resistência à compressão uniaxial (UCS) nos testemunhos para se obter uma correlação com o Rebote (R_L), segundo as sugestões apresentadas por Aydin (2009).

3.8 Proporção e distribuição de blocos

3.8.1 Mapeamento dos blocos em afloramento

Foi selecionado um afloramento de brechas vulcanoclásticas em superfície em condição de pouca alteração a sã para o mapeamento dos diâmetros e blocos, pois, como o afloramento é quase plano, pode-se considerar o mesmo como uma janela em 2D deste maciço. A Figura 3.11 apresenta a limitação e a projeção da janela 2D avaliada.

O mapeamento dos blocos foi executado mediante o desenho manual na escala natural (1:1), utilizando lâminas transparentes de acetato quadriculadas a cada 0,20 m. Inicialmente, foi executada a limpeza do afloramento a partir da remoção dos resíduos e a lavagem com água. Foram mapeadas 4 lâminas de 1,0 m², controlando o alinhamento com o auxílio de cordas fixadas com prego de aço na rocha. Cada contorno dos blocos foi desenhado calcando um marcador sobre a lâmina transparente, limitando o mapeamento para blocos maiores de 5 mm de diâmetro. Após o desenho dos blocos para cada lâmina, cada quadricula de 0,20m foi digitalizada e em scanner e, posteriormente, integrada em uma única imagem para se obter o mapeamento total com uma resolução de 40 pixel/cm através do *software* Adobe Photoshop CS6 v. 2.0. O processamento da imagem foi executado com o programa *ImageJ 1.5i*, que permite identificar, dimensionar e localizar os contornos dos blocos digitalizados, fornecendo características geométricas, como: área, dimensões máximas e mínimas, centroide e posicionamento do centroide na imagem, circularidade e melhor ajuste elíptico da geometria do bloco.

3.8.2 Mapeamento de blocos em corpos de prova

Para avaliação da proporção e distribuição de blocos que compõem os testemunhos, foi realizado o mapeamento manual dos blocos que constituem a superfície cilíndrica dos corpos de prova. Para isto, foi utilizada uma lâmina transparente e um marcador para o desenho manual dos blocos. O mapeamento foi digitalizado mediante escâner e escalado com uma resolução de 40 pixel/cm através do software *Adobe Photoshop CS6 v. 2.0*. A imagem foi processada no programa *ImageJ 1.5i* para a definição dos contornos dos blocos e a binarização da imagem. A Figura 3.12 mostra o processo inicial de mapeamento e a imagem final obtida após do processamento.

Figura 3.11. Demarcação e projeção da janela horizontal de 2,0x2,0m para o mapeamento de blocos em afloramento.

Figura 3.12. Mapeamento dos blocos na superfície cilíndrica nos corpos de prova. (a) desenho manual dos blocos. (b) Resultado processamento da imagem digitalizada.

(a)

(b)

3.8.3 Estimativa da proporção de blocos e distribuição de tamanhos.

A metodologia adaptada para estimativa da porcentagem volumétrica de blocos, V_V , nos corpos de prova foi determinada, como o equivalente a área na superfície cilíndrica, A_A , baseado no o critério da equivalência da proporção pontual, linear, areal e volumétrica (MEDLEY, 1994a). A estimativa da distribuição de tamanho de bloco foi calculada com uso de soluções estereológicas. Realizou-se o cálculo aproximado da distribuição dos tamanhos de blocos nos corpos de prova a partir da metodologia apresentada em Lord e Willis, (1951), utilizada para o cálculo de distribuição de corpos esféricos com diâmetros aleatórios gerados da informação obtida a partir de linhas de leitura (*scanlines*). Foram executadas 48 linhas de leituras (*scanlines*), paralelas ao eixo e de comprimento igual ao do corpo de prova, sobrepostas equidistantemente na superfície cilíndrica mapeada.

A porcentagem de blocos no afloramento foi estimada diretamente da proporção areal de blocos através do tratamento da imagem mapeada no afloramento, e utilizando o critério da equivalência da proporção pontual, linear, areal e volumétrica. A distribuição de tamanhos de blocos em 3D do afloramento foi estimada mediante a solução estereológica do método de Johnson–Saltykov descrito em Dehoff e Rhines (1968), e a partir da frequência de diâmetros obtida na informação bidimensional mapeada no afloramento.

4 PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA

Neste capítulo apresenta-se os resultados da caracterização dos materiais que constituem a brecha vulcanoclástica. Descrevem-se brevemente as características genéticas e texturais; a seguir é realizada a descrição petrográfica da rocha em estudo. Para este material foi caracterizado a proporção e a distribuição dos tamanhos de blocos em escala de afloramento, e em escala de laboratório. Mostram-se propriedades mecânicas dos blocos e sua matriz, e a correlação dos parâmetros de resistência com ensaios de rebote de Martelo Schmitz. Avaliaou-se também contraste das propriedades geomecânicas de blocos segundo o tamanho, assim como a influência nas propriedades da brecha em distintas escalas.

4.1 Características genéticas, texturais e estruturais.

Os maciços de interesse no trabalho executado correspondem com sequências de rochas vulcano-sedimentares típicas de contextos vulcânicos eruptivos. São as rochas formadas em ambientes vulcânicos e de sedimentação após de eventos de erupção. As rochas analisadas e descritas como brechas vulcanoclásticas, pertencem ao contexto de geológico da Formação Tivives em Costa Rica (ALVARADO et al., 2004; DENYER; AGUILAR; ALVARADO, 2003). As brechas vulcanoclásticas são compostas por uma matriz e blocos de alta variabilidade com relação ao seu tamanho e a sua composição. Apesar da alta variabilidade dos blocos e a matriz da brecha, existe uma certa semelhança composicional, atestando, provavelmente, pequenas distâncias de transporte que contribuem com este fato. Com relação às descontinuidades, certamente estes maciços, em geral, possuem baixo fraturamento, portanto, são consideradas como rochas massivas sem impressões dúcteis persistentes ou direções principais de fluxo.

Denyer, Aguilar e Alvarado (2003) realizaram a descrição mais recente da Formação Tivives. Segundo estes autores, do ponto de vista litológico, esta formação é composta por mesobrechas vulcânicas com clastos constituídos principalmente por material andesítico, e com menor frequência, de ignimbríticos. Os clastos possuem tamanhos que variam desde escala métrica a centímetrica, e imersos em uma matriz lítica e cristalina, e que representam a maior porcentagem da rocha (aproximadamente 70%). A matriz da brecha é constituída por detrito vulcânico cinza, que é composto por plagioclásio, piríboles, quartzo, micas, líticos de lava,

fiames e pedra-pomes. Os meso-clastos são constituídos por 40% de tufas, brechas de lapilli acresional, brechas líticas e lavas. Aproximadamente 60% dos clastos, são de lava de andesitas e não apresentam deformação.

A Formação Tivives, possui uma extensão da ordem de dezenas de quilômetros quadrados (ALVARADO et al., 2004), e apresenta espessuras de até 100 m (MADRIGAL¹⁵, 1970, *apud* DENYER; AGUILAR; ALVARADO, 2003, p. 119). Segundo Alvarado et al. (2004), com relação ao ambiente de formação, a Formação Tivives provém do paleo-vulcanismo ocorrido na região, e parece corresponder a um *debris avalanche* transformado em *debris flow*, no Pleistoceno Inferior, que escorregou através de um paleo-curso do rio *Grande de Tárcoles*.

4.1.1 Caracterização micropetrográfica

Segundo a descrição fornecida pelo Laboratório de Petrografia (LPT) do *Instituto Costarricense de Electricidad*, as brechas em estudo na escala petrográficas estão constituídas por 60% de: fragmentos de *lava andesíticas*, que vão de sã a pouco alteradas (20%), fragmentos de *lava escura (vítrea, 5%)*, fragmentos de *lava clara (vítrea) hipocristalina (32%)* e fragmentos alterados (3%); o quais estão envoltos em uma matriz (15%) da mesma constituição dos fragmentos. Os minerais primários (5%), são *plagioclásios (5%)*, *magnetita (1%)* e materiais *máficos alterados (1%)*. Os minerais de alteração (20%) correspondem a *argilas (8%)* e *calcita (8%)*.

Os fragmentos andesíticos estão conformados por fenocristais de plagioclásios de condição sã até parcialmente alterados a argilas, misturadas e zoneadas com abundantes inclusões vítreas finas. Na matriz são abundantes inclusões em forma de microlitos. Os opacos (magnetita) de formas xenomórficas quando em condição sã; ocorrem abundantemente junto aos plagioclásios. Fragmentos máficos, são pouco abundantes e alterados a argilas. Os fragmentos de lava escura porfirítica-hipocristalina compostos por plagioclásios, são na maioria alterados até virarem argilas e calcita, os máficos são completamente alterados para calcita e alguns opacos em condição sã. Os fragmentos alterados, provavelmente correspondem a pedaços pequenos vulcânicos, porém, não podem ser incluídos com consistência nos grupos

¹⁵ MADRIGAL, R., 1970: Geología del mapa básico "Barranca", Costa Rica. - Inf. Téc. y Notas Geológicas, Dir. Geol. Minas y Petróleo 9(37) :1-59.

anteriores. O contato dos fragmentos e a matriz é nítido e não existe evidencia de soldamento (Figura 4.1)

Figura 4.1. Petrografias do contato fragmento andesítico e matriz da brecha vulcanoclástica.

4.2 Porcentagem e distribuição de tamanho de blocos do afloramento e testemunhos

4.2.1 Mapeamento de blocos em corpos de prova e afloramento

Foram mapeados manualmente 50 corpos de prova conforme podem ser visto na Tabela 4.1. Utilizou-se lâmina transparente e pincel como marcador. Considerou-se como tamanho mínimo do bloco, os clastos de diâmetro d_{min} de 3mm. Com o propósito de executar o mapeamento, as lâminas foram digitalizadas por escâner, e houve tratamento da imagem com uma resolução de 40 *pixels*/cm. Usando este recurso as lâminas foram transformadas numa imagem raster binária.

Tabela 4.1. Quantitativo dos testemunhos mapeados

L media (mm)	D médio (mm)	Relação $L:D$ media	Área mapeada media (cm^2)	Quantidade
76,8	31,2	2,55:1	24,9	16
110,8	45,3	2,44:1	50,2	22
143,10	58,0	2,46:1	83,0	5
214,0	91,8	2,33:1	196,4	4
302,3	141,4	2,13:1	427,6	3
			Total	50

A Figura 4.2, mostra a imagem binária obtida a partir do mapeamento de blocos da janela delimitada no afloramento, escaneando as lâminas, e processando como imagem. Para realizar tal feito, utilizaram-se as ferramentas computacionais Adobe Photoshop CS6 v. 2.0 e ImageJ 1.5i.

Figura 4.2. Janela 2D do afloramento em estudo (2x2m).

4.3 Proporção e distribuição de tamanhos de blocos segundo a escala.

Foi determinada a porcentagem volumétrica de blocos, V_V , para cada testemunho como o equivalente à área na superfície cilíndrica, A_A . A Figura 4.3, apresenta a variação da porcentagem de blocos em relação ao volume do testemunho. A porcentagem de área de blocos obtida através da imagem do afloramento foi: A_A de 45,4 %. A porcentagem volumétrica de blocos obtida na projeção estereológica de 2D para 3D foi de 45,4%, sendo congruente que $V_V \approx A_A$ (ver Tabela 4.2). Segundo se mostra na Figura 4.3, quanto menor é o tamanho do testemunho maior é o coeficiente de variação (CV). Por outro, lado quanto maior é volume do testemunho menor é o CV. Há uma tendência, com o aumento da escala, da porcentagem de blocos aproximar-se ao obtido no afloramento.

Figura 4.3. Proporção de área de bloco em função do volume do testemunho. (a) Leituras pontoais e valores médios. (b) Coeficiente de variação.

Tabela 4.2. Estimativa da distribuição de tamanhos de bloco no afloramento usando o método estereológico de Johnson–Saltykov.

Classe i	Log d (mm)	$N_A(i)$	$A(i)$ (mm ²)	$A_A(i)$ (%)	$V_V(i)$ (%)	$V(i)$ (mm ³)	$N_V(i)$
1	2.7 - 2.6	0.25	156132.69	3.90	4.88	46765027	1.04
2	2.6 - 2.5	0.25	71047.94	1.78	1.42	18646027	0.76
3	2.5 - 2.4	1.25	36578.53	4.57	5.22	10426699	5.01
4	2.4 - 2.3	1.25	20575.71	2.57	2.19	5052724	4.33
5	2.3 - 2.2	1.50	13679.48	2.05	1.86	2602824	7.14
6	2.2 - 2.1	3.25	12869.23	4.18	4.68	1445654	32.37
7	2.1 - 2.0	5.50	7069.49	3.89	3.90	685739	56.91
8	2.0 - 1.9	7.75	5008.89	3.88	3.89	369723	105.16
9	1.9 - 1.8	10.50	3150.53	3.31	3.17	179091	176.78
10	1.8 - 1.7	14.00	1834.84	2.57	2.36	88521	266.29
11	1.7 - 1.6	20.75	1225.77	2.54	2.50	43946	568.17
12	1.6 - 1.5	28.25	808.80	2.28	2.21	22479	982.54
13	1.5 - 1.4	39.00	510.54	1.99	1.90	11595	1640.64
14	1.4 - 1.3	54.25	344.85	1.87	1.82	5830	3127.14
15	1.3 - 1.2	58.00	230.47	1.34	1.19	2928	4073.56
16	1.2 - 1.1	66.75	146.15	0.98	0.86	1486	5772.77
17	1.1 - 1.0	82.50	96.46	0.80	0.73	763	9532.27
18	1.0 - 0.9	77.50	62.46	0.48	0.39	376	10404.22
19	0.9 - 0.8	52.75	39.91	0.21	0.16	190	8351.52
20	0.8 - 0.7	27.25	29.28	0.08	0.04	102	3771.65
21	0.7 - 0.6	14.00	19.40	0.03	0.01	54	1077.10
				45.31%	45.37%		

$N_A(i)$ – frequência 2D de partícula de classe i , $A(i)$ – Área da partícula de classe i , $A_A(i)$ – Proporção de área ocupado pelas partículas de classe i , $V_V(i)$ – proporção volumétrica ocupado partículas de classe i , $V(i)$ – volume de uma partícula de classe i , $N_V(i)$ frequência 3D da partícula de classe i .

A distribuição de blocos 2D e 3D para o afloramento do mapeamento, mostra-se num gráfico log-log na Figura 4.4, e foi obtida segundo os dados mostrados na Tabela 4.2. Aqui foi aplicado o método o Johnson–Saltykov (DEHOFF; RHINES, 1968). Ajustou-se curvas para se obter o número fractal D , contendo valores de D^{2D} de 1,61 e D^{3D} de 2,65.

Para a estimativa da distribuição 3D de blocos em testemunhos foi utilizada a solução de Lord e Willis (1951) realizada a um número de 3 corpos de prova por cada tamanho de testemunhos de 58, 95 e 145 mm de diâmetro. Aplicaram-se 48 linhas de leitura paralelas ao eixo, e equidistantemente distribuídas na superfície cilíndrica dos testemunhos. A frequência das classes utilizadas nas leituras 1D e as projeções da distribuição dos blocos se apresentam na Figura 4.5 em escala bi-logarítmica.

Segundo apresentado na Figura 4.6, são comparadas as curvas de distribuição de dimensões dos blocos em termos de frequência volumétrica ($1/m^3$), e que são medidas para cada escala estudada (afloramento e testemunhos). O Comportamento na distribuição de blocos, não pode ser considerado perfeitamente fractal; devido à dispersão dos dados com relação ao ajuste linear no gráfico log-log, porém, os ajustes realizados mostram a mesma progressão independentemente da escala (perceba-se os valores de D^{3D} são muito similares). Por outro lado, existe um aumento da frequência volumétrica da distribuição obtida no afloramento, para a escala de testemunhos de 145 mm de diâmetro, e assim, da mesma forma para os testemunhos de tamanhos de 95 e 58 mm de diâmetro. Portanto, a estimativa da distribuição de blocos numa escala não representa a distribuição de outra escala, apesar deterem progressões similares.

Figura 4.4. Distribuição de tamanho de blocos 2D e 3D do afloramento em estudo.

Figura 4.5. Estimativa da distribuição de blocos em testemunhos partir de leituras 1D segundo a solução de Lord e Willis (1951). (a), (b) e (c) frequências de interseção de blocos por classe para testemunhos de 58, 95 e 145 mm de diâmetro. (d), (e) e (f) projeção da distribuição de blocos por classe para testemunhos de 58, 95 e 145 mm de diâmetro.

Figura 4.6. Distribuição de blocos representativa para cada escala de estudo.

4.4 Propriedades dos materiais constituintes, blocos e matriz

As propriedades de resistência e deformação da brecha foram caracterizadas a partir ensaios de compressão uniaxial e triaxial em laboratório. A porcentagem de blocos volumétrico (PVB) é assumida como igual, e equivalente das leituras da porcentagem A_A e foi estimada seção 4.3. Devido a composição dos blocos no afloramento, ser mecanicamente muito heterogênea é impossível caracterizar todos os tipos blocos dispostos. Junto, foram caracterizados somente os tipos de blocos de maior e menor condição de resistência (inferida dos ensaios de martelo Schmidt realizados afloramento), os quais são chamados de lava porosa (Lv1), e lava não porosa (Lv2). Os valores médios e CV das propriedades do peso específico seca (γ_d) e a porosidade (n) para cada rocha se apresentam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Propriedades de peso específico e porosidade da brecha e blocos de lava.

Rocha	Símbolo	γ_d (kN/m³)		n (%)	
		μ	CV (%)	μ	CV
Brecha	Br	20.85	1.8	19.22	16.8
Lava porosa	Lv1	19.72	1.7	19.57	10.7
Lava não porosa	Lv2	25.28	2.6	2.06	18.3

4.4.1 Resistência e influência da proporção de blocos

A resistência da brecha e dos blocos (Lv1 e Lv2), foi avaliada a partir de ensaios de compressão uniaxial e triaxial, comparando com a PVB. Todos os ensaios triaxiais, foram

realizados em testemunhos de 45 mm de diâmetro. Foram obtidas envoltórias pelos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e de Hoek e Brown (1980). Os círculos de Mohr dos ensaios triaxial e compressão uniaxial são mostrados junto com as curvas de envoltória ajustadas (ver na Figura 4.7). Devido à variação dos ensaios realizados nos testemunhos da brecha com PVB próximos do 50%, foram separados em dois grupos e projetadas envoltórias para cada um (mostrados na Figura 4.7b,c)

Figura 4.7. Parâmetros e envoltórias de resistência em brecha vulcanoclástica e blocos de lava. (a) Brechas PVB = 24%. (b). Brechas PVB = 48% (c). Brechas PVB = 54%. (d) Lavas Lv1 e Lv2.

Segundo os resultados mostrados nas Figura 4.7 e Figura 4.8, a brecha não apresenta uma mudança significativa na resistência à compressão em relação ao acréscimo da PVB, porém exibe uma pequena influência nas envoltórias de resistência. De acordo com a Figura 4.8a, a resistência à compressão mostra uma tendência quase constante, indicando não variação

significativa das propriedades com o acréscimo do porcentagem de blocos. Levando em consideração os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e de Hoek e Brown (1980), existe uma variação das propriedades com a porcentagem de blocos. Nota-se que a influência da porcentagem de blocos apresenta uma leve tendência do ângulo de atrito (ϕ) aumentar ou diminuir quando há um acréscimo da porcentagem de blocos, sendo este acréscimo de $1,1^\circ$ e o decréscimo $2,6^\circ$, quando se passa de PVB 24% para 48% e 54%. De forma equivalente, a constante m_i (associada ao atrito segundo o critério de Hoek e Brown, 1980) tende a ter um acréscimo quando a PVB aumenta. Com relação à coesão, há uma tendência de diminuir com o aumento da porcentagem blocos, sendo esta redução entre o 7% e 19%; quando a porcentagem passa de PVB $\approx 25\%$ para $\approx 50\%$. Os testemunhos ensaiados sob compressão triaxial e uniaxial exibiram trajetórias, de fraturamento na fração fina da rocha, entre a interface blocos-matriz, ou atravessando os blocos como apresentado na Figura 4.9.

Figura 4.8. Influência dos blocos na resistência. (a) Variação da resistência uniaxial com o PVB. (b). Variação da coesão e o atrito com o PVB.

Figura 4.9. Trajetórias do fraturamento em amostra de 95 mm de diâmetro. (a) Fotografia do testemunho ensaiado. (b) projeção da de blocos e trajetórias de fraturas mapeadas.

4.4.2 Módulo de deformação e influência da proporção de blocos

O módulo de deformação médio (E_m), da brecha vulcânica, em testemunhos de 31, 45, 58, 95 e 145mm de diâmetro e em testemunhos de blocos extraídos (lava porosa Lv1 e lava não porosa Lv2, em testemunhos de 45 mm) foi obtido mediante ensaios de compressão uniaxial. A partir dos ensaios de velocidade de propagação de onda V_p ; foi obtido o módulo de deformação dinâmico (E_d). O módulo de deformação (estático e dinâmico) é comparado com o valor de PVB, obtido para cada testemunho.

Alguns autores têm utilizado a soluções de condições limites de deformação (camadas paralelas, Voight) e tensão uniforme (camadas em série, Reuss), para tentar explicar a influência de blocos no módulo de deformação, isso com o acréscimo de proporção de blocos (LINDQUIST; GOODMAN, 1994; LINDQUIST, 1994; TAKASHI; TOSHIKI; YOSHINAKA, 1995; YOSHINAKA et al., 2001). As situações de carga e orientação de camadas para cada caso se ilustram na Figura 4.10.

Figura 4.10. Condições de limites de deformação, modelo de camadas adaptado de Lindquist (1994). (a) Camadas em série. (b). Camadas em paralelo.

Segundo estes trabalhos, o módulo calculado para a solução de camadas em série e paralelas seguem a seguintes Equações (4.1) e (4.2) respetivamente:

$$E = E_{bloco} \cdot PVB + E_{matriz} \cdot (1 - PVB) \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{E} = \frac{PVB}{E_{bloco}} + \frac{(1 - PVB)}{E_{matriz}} \quad (4.2)$$

onde E é o módulo do geral, E_{bloco} é módulo do bloco, E_{matriz} o módulo da matriz e PVB a porcentagem volumétrica de blocos.

A partir das Equações (4.1) e (4.2) foram calculadas as condições limites do módulo de deformação (E), variando a PVB de 0 a 100. A Figura 4.11 mostra as curvas destas soluções considerando os módulos de deformação médios para blocos (E_{bloco}) os respectivos de Lv1 e Lv2. O valor do módulo da matriz (E_{matriz} , PVB = 0%) é retro-analisado através do ajuste linear dos pontos experimentais dos ensaios realizados na brecha. Tanto os valores de E_m e E_d não apresentam tendência significativa, quanto ao aumento da porcentagem de blocos, inclusive, para aqueles valores de PVB superiores a 50%. Os valores dos módulos são em geral próximos e levemente superiores ao ajuste da solução de camadas em série e em paralelo com blocos de lava Lv1. Por outro, lado a tendência destas soluções com blocos Lv2, se afasta dos pontos experimentais. Em geral, exibe-se uma nula influência da porcentagem de blocos sobre o módulo de deformação estático e dinâmico da brecha.

Figura 4.11. Módulo de deformação em brechas e blocos de lava segundo a porcentagem volumétrica de blocos (PVB), incluído as condições limites. (a). Módulo de deformação médio. (b) módulo de deformação dinâmico.

4.4.3 Caracterização da matriz e blocos do afloramento através de ensaios de esclerômetro Schmidt.

A determinações do rebote (R_L) com Esclerômetro de Schmidt na matriz e em blocos do afloramento com diâmetro equivalente ou superior a 100 mm é apresentada na Figura 4.12. Existe, uma tendência do R_L em aumentar com o diâmetro do bloco. Percebe-se, que para os

blocos de maior dimensão, foram obtidos valores maiores de rebote que os de blocos com dimensões de 100 mm até 300 mm, apresentando tendências de diminuir o R_L com o tamanho, com uma tendência geral de se aproximar do R_L da matriz.

Figura 4.12. Rebote R_L de blocos e matriz da brecha em afloramento.

De acordo com este comportamento mostrado na Figura 4.12, é possível que nas escalas avaliadas no laboratório, onde a maior parte dos blocos são menores que 100 mm de diâmetros, a população de blocos com contraste mecânico e significativo seja pequena ($E_{\text{Bloco}}/E_{\text{Matriz}} \geq 2.0$, $UCS_{\text{Bloco}}/UCS_{\text{Matriz}} > 1.5$ ou $\phi_{\text{Bloco}}/\phi_{\text{Matriz}} \geq 1.5-2.0$), e portanto espera-se que a influência nas propriedades de resistência e deformação dos blocos, seja reduzida. Isto pode ser notado com o obtido nos ensaios de compressão uniaxial e triaxial, onde não houve uma influência importante com a variação da PVB.

Por outro lado, fica a indeterminação de como este aumento de rigidez e resistência dos blocos pode influenciar as propriedades mecânicas da rocha quando, se inicia o surgimento de partículas de maiores (de maior contraste mecânico) com o aumento da escala. Uma abordagem de como avaliar este comportamento é apresentada na seção 4.5.

A partir dos valores de R_L em campo, e os ensaios de resistência à compressão uniaxial e triaxial, foram obtidas curvas de correlação entre R_L e os parâmetros de resistência e deformação determinados no laboratório (Figura 4.13). As curvas foram ajustadas segundo uma função exponencial.

Figura 4.13. Correlação do R_L com as propriedades de resistência e deformação.

4.5 Avaliação da influência dos blocos no afloramento.

Embora não se tenham realizado ensaios *in situ*, para obter propriedades em escalas superiores e assim conhecer é a influência dos blocos no afloramento, podem ser consideradas algumas opções para estudar ou projetar qual é o comportamento deste material na escala de afloramento.

Se conhecidas a distribuição dos tamanhos dos blocos no afloramento, e as características geomecânicas destes (matriz e blocos) pode-se adotar as soluções de camadas em paralelas e em série, como uma forma de conhecer condições limites de deformação. Uma melhor aproximação pode ser realizada através da moldagem numérica 2D ou 3D do maciço, com a intenção de modelar tanto a distribuição quanto a variabilidade, no entanto, isto fica fora do escopo deste trabalho. Portanto, limitou-se a fazer projeções probabilísticas do módulo de deformação do maciço, utilizando a formulação de camadas paralelas e em série apresentadas na secção 4.4.1.

4.5.1 Projeção das soluções de camadas em paralelo e em série.

As Equações (4.1) e (4.2), podem ser reajustadas para aplicar-se a soluções com camadas constituídas para mais de um tipo de material. Portanto, considerando-se um número de camadas de blocos i , as equações podem expressar-se do seguinte modo:

$$E = \sum_i^n E_{Bloco\ i} \cdot PVB_i + E_{matriz} \cdot (1 - PVB) \quad (4.3)$$

$$\frac{1}{E} = \sum_i^n \frac{PVB_i}{E_{Bloco\ i}} + \frac{(1 - PVB)}{E_{Matriz}} \quad (4.4)$$

Onde E_{Bloco} e PVB correspondem ao módulo e a porcentagem volumétrica dos blocos associados a uma classe i de blocos e n é u número de camadas de módulo diferente da matriz.

O cálculo probabilístico do módulo de deformação do maciço foi realizado da seguinte forma:

1. Baseado na projeção da distribuição de blocos 3D obtidos para o afloramento apresentado na secção 4.2.1, se obtém as PVB_i de cada classe i de seu respectivo diâmetro (ver colunas 1, 2 e 6, da Tabela 4.2).
2. Para cada classe, é estimado um valor aleatório R_{Li} ($CV = 20\%$); conforme a correlação com diâmetro do bloco, que pode ser vista na Figura 4.12.
3. Para cada valor de R_{Li} , é calculado o respectivo $E_{bloco\ i}$, segundo a correlação mostrada na Figura 4.13.
4. Calcula-se E segundo as equações (4.3) e (4.4).

Foi adotada uma amostra cubica de 2m de lado ($V = 8.0m^3$). Foram realizadas 1000 iterações de cálculo para a variável (E) observando os passos de 1 a 4, e obtido um histograma de frequências. Os histogramas para a solução de camadas em série e camadas em paralelo podem ser vistos na Figura 4.14b e Figura 4.14c, respectivamente. O histograma de frequências de E dos ensaios no laboratório se mostra na Figura 4.14a. Note-se, que para a solução de camadas em série há apenas um leve incremento de 6.5% de (E) do afloramento com respeito do valor médio determinado no laboratório. Na solução de camadas em paralelo obteve-se uma variação do 100% no E do afloramento.

Figura 4.14. Histogramas de frequências de E. (a) Ensaios de laboratório. (b) Segundo solução camadas em série, Reuss. (c) Segundo solução camadas paralelas, Voigt.

4.6 Discussão

A distribuição de tamanhos dos blocos da brecha mostrada na Figura 4.5, descreve estatisticamente que a frequência dos blocos aumenta com a diminuição do diâmetro seguindo um comportamento próximo ao fractal. As técnicas utilizadas, permitem descrever desde um ponto de vista prático quanto ao tamanho e frequências dos clastos presentes no maciço. Isto, apesar de que a brechanão apresenta homogeneidade espacial na distribuição de blocos, e nem tampouco a geométrica dos blocos coincide com partículas perfeitamente esféricas.

Desde o ponto de vista da amostragem, a variação espacial dos tamanhos dos blocos, influi na decisão de qual parte do maciço deve ser amostrada, e qual deve ser o tamanho amostra para obter propriedades mecânicas representativas. Como se observa na Figura 4.2, para os diversos tamanhos de corpo de prova, há uma variação importante da porcentagem blocos quando a escala da amostra é pequena. De outro modo, há uma tendência da proporção de blocos de estabilizar-se quando o tamanho do testemunho é aumentado. Saotome et al. (2002) realizaram a modelagem numérica tridimensional de um cubo de 1 metro de lado, com partículas esféricas (que seguem a distribuição de tamanhos de partícula parecida de uma brecha vulcânica) e encontraram semelhanças com este trabalho. O CV da proporção volumétrica de clastos depende do tamanho do testemunho amostrado e aumenta quando o tamanho da amostra é pequeno.

As características mecânicas dos blocos da brecha são muito heterogêneas. Porém, parece haver uma correlação das propriedades do bloco com seu tamanho, isso segundo o observado nos ensaios de esclerômetro (ver Figura 4.12). Esta tendência mostra que quanto

menor é o diâmetro dos blocos, maior é probabilidade do bloco corresponder de uma condição mecânica similar à que apresenta a matriz. Por outro lado, quanto maior é o tamanho do bloco maior é a tendência de apresentar uma rigidez superior à dos blocos de tamanhos inferiores. Este fato prevê que as amostras avaliadas no laboratório estão compostas preferencialmente por blocos pouco contrastantes mecanicamente da matriz, e que em nível da escala do afloramento começam a aparecer partículas de maior competência mecânicas.

A resistência à compressão e módulo de deformação da brecha obtidos nos ensaios de laboratório não apresentaram influências significativas com a variação da porcentagem de blocos. A coesão tende ter um decréscimo entre 7%-19% com o acréscimo da PVB de 25% para 50%. O ângulo de atrito tende aumentar 1.1° e diminuir 2.6° . Os clastos, ainda na escala de laboratório são muito heterogêneos, portanto há uma tendência associada a que com acréscimo da PVB de influir nas envoltórias de ruptura. Não obstante, em termos comparativos, a brecha analisada apresenta poucas variações das propriedades mecânicas com o aumento PVB, em relação com outros *bimrocks* (rochas ou modelos físicos e numéricos) que se apresentam na literatura (AFIFIPOUR; MOAREFVAND, 2013, 2014a, KAHRAMAN; ALBER, 2006, 2008; KALENDER et al., 2014; LINDQUIST, 1994; MAHDEVARI; MAAREFVAND, 2016; SONMEZ et al., 2006a, 2006b, 2009). Esta diferencia está a associada aos blocos nas escalas avaliadas, terem características mecânicas pouco contrastantes com a matriz. Em contrapartida, a maior parte dos casos analisados na literatura correspondem a rochas compostas de blocos de competência mecânica consideravelmente distinta da matriz. Muitas das trajetórias das macrofissuras nos testemunhos ensaiados atravessam blocos sem ser percebidos acréscimos da resistência notáveis. Geralmente, rochas sem soldamento, blocos tem resistência relativamente significativa, a ruptura percorre através da matriz e interface do bloco devido ao extremo contraste mecânico material, controla a ruptura e produz acréscimos apreciáveis no ângulo de atrito.

Devido ao fato que o contraste mecânico bloco/matriz parece aumentar com o tamanho do bloco, e assim, com junto com tamanho da escala, é de interesse avaliar o comportamento da variação do módulo no afloramento. De maneira simples, utilizaram-se as soluções de condições limites de camadas paralelas e em série. Nesta análise, o módulo de deformação passou de um valor médio de 9.43 GPa obtido ensaios de laboratório para um valor médio de 10.08 GPa, isso utilizando a solução de camadas em série. O resultado foi de 18.81 GPa para a condição de camada em paralelo. Para nosso caso, o modelo de camadas em paralelo por ser considerado muito otimista, devido a que os blocos se distribuem no maciço de maneira

dispersa. Por isso é pouco provável que os blocos de maior rigidez pretendam-se estar alinhados para prescrever “colunas” (ver Figura 4.2). Em alternativa, o modelo de camadas em série também não corresponde à condição real, porém os resultados apontam valores mais conservadores. Takashi, Toshiaki e Yoshinaka, (1995), realizaram ensaios de compressão de *bimrocks* artificiais, e através de modelagem numérico identificaram que a variação do módulo de deformação com o PVB, apresentam uma solução aproximada da solução de camadas em série de Ruess. Assim sendo ambas, mais otimistas nos valores de módulos obtidos de amostras físicas ensaiadas. Lindquist (1994) realizou ensaios em *melange* com blocos de forma elíptica observou que, há influência da porcentagem quanto a orientação. Sua dedução foi que o módulo de deformação aumenta quando a orientação dos blocos tende a estar alinhados ao carregamento, sendo o acréscimo muito menor quando a orientação é perpendicular. Sugere-se então, de forma conservadora, que o módulo em geral seja igual, ou ligeiramente maior ao módulo da matriz.

5 FRATURAMENTO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL E COMPRESSÃO DIAMETRAL

O processo de fraturamento é consequência do dano à estrutura da rocha devido à aplicação de um carregamento. A formação de fissuras induzidas e o crescimento delas se refletem no macro comportamento da deformação volumétrica da rocha. Acompanhado disto, a emissão acústica (EA) corresponde a um fenômeno físico em que parte da energia é liberada em forma de ondas elásticas no processo de propagação fissuras. No sentido de pesquisar a evolução do processo e identificar os mecanismos que participam da ruptura da brecha vulcanoclástica, foram realizados ensaios compressão uniaxial e diametral, com monitoramento de EA.

Neste capítulo, mostram-se os tipos de curva de tensão-deformação e variações volumétrica no ensaio de compressão uniaxial, assim como as observações obtidas nos acompanhamentos com EA e inspeção visual dos testemunhos. Quanto ao ensaio de compressão diametral, apresentam-se as curvas de força-deslocamento identificando as variações associadas à rigidez e às observações obtidas da EA ao longo do carregamento. As análises de EA estão baseadas na extração dos parâmetros de energia, assim como na recorrência de emissões de onda. Apresentam-se também, observações do microfissuramento ao longo do ensaio de compressão diametral, as quais foram realizadas através de ensaios de microtomografia de raio X (μ CT) de amostras retiradas em testemunhos e carregadas em diferentes estágios da curva de força deslocamento.

5.1 Comportamento sob compressão uniaxial

5.1.1 Caracterização da curva completa de tensão-deformação

Um total de 20 testemunhos com diâmetros entre 31 mm até 145 mm, foram ensaiados para obter a curva tensão-deformação completa sob compressão uniaxial. Através deles, identificaram-se 3 padrões de comportamento segundo apresentado na Figura 5.1. Estes padrões de comportamento foram identificados como classe I ou classe II, segundo a classificação proposta por Wawersik e Fairhurst (1970). Estes padrões de comportamento não apresentaram uma tendência segundo a escala, isso se resume na Tabela 5.1. Uma avaliação mais detalhada sobre o comportamento segundo a escala é mostrada no Capítulo 6.

Tabela 5.1. Número de ensaios por tipologia de comportamento na curva de tensão-deformação.

Diâmetro nominal (mm)	Classe I	Classe I* ¹	Classe II
31	2	-	2
45	1	-	3
58	4	1	-
95	2	-	2
145	2	1	-

¹ Chamado de Classe I* por ter apresentado um comportamento anômalo no trecho pré-pico

Fundamentando-se nas observações realizadas por diversos autores (BIENIAWSKI, 1967; FARMER, 1983; HALLBAUER; WAGNER; COOK, 1973; MARTIN; CHANDLER, 1994; SCHOLZ, 1968a, 1968b; WAWERSIK; FAIRHURST, 1970), sugerou-se identificar o estado associado a cada trecho da curva de tensão-deformação considerado as macromedidas de deformação axial, radial e volumétrica e as observações visuais. Com isto, se definiram 7 estágios indicados da letra A até F, mostrados para cada tipo de comportamento segundo a Figura 5.1.

Inicialmente as fissuras e poros existentes, alinhados perpendicularmente ao carregamento principal, apresentaram um fechamento devido à aplicação do carregamento inicial, mostrando uma variação das deformações de tipo não linear. A região inicial da curva de variação volumétrica (Figura 5.1b, d e f, Região A), mostra um decréscimo volumétrico do testemunho mais pronunciado do que o mostrado no estágio subsequente, o que pressupõe uma variação do volume devido às deformações elásticas somado ao efeito de fechamento de poros e fissuras.

O efeito do fechamento parcial de poros e fissuras não influencia consideravelmente a deformação volumétrica da rocha, o comportamento percebido se aproxima de um comportamento elástico linear (mostrado na Região B, Figura 5.1b, d e f). Neste trecho, são calculadas as constantes elásticas de módulo de deformação (E) e coeficiente de Poisson (ν).

Figura 5.1. Tipos de curvas de tensão deformação sob compressão uniaxial. (a) e (b) Classe I. (c) e (d) Classe I*. (e) e (f) Classe II.

No início da região *C*, percebe-se o início da dilatação que finaliza o comportamento próximo de um elástico linear. Isto pressupõe que a propagação de fissuras se iniciou. O nível de tensão associado ao início deste estágio é chamado como tensão de início de fissura (σ_{ci}). A propagação de fissuras é individual e considerada estável quando distribuída em todo o corpo de prova. A dilatação só é percebida na deformação radial, o que implica no crescimento das fissuras preferencialmente no sentido axial. O limite superior deste estágio está definido pelo ponto de máxima contração (mínimo volume percebido ao longo do ensaio) onde a derivada da deformação volumétrica em relação à deformação axial é zero e é reconhecido como o ponto de aceleração do microfissuramento, indicando a tensão de dano de fissuras (σ_{cd}).

Dois dos ensaios mostraram uma anomalia na região *C*, (correspondente a classe I* apresentada na Figura 5.1c e d). Estas amostras exibiram variações atípicas devido à existência de clastos de tamanho considerável na superfície do testemunho. Estes clastos, condicionam fissuramentos concentrados ao redor da sua interface, a carregamentos próximos de 50% do valor máximo (ver Figura 5.2). Estas fissuras produzem deslocamentos locais do bloco para fora da superfície, gerando um acréscimo do deslocamento axial e radial. Consequentemente há um aumento quase imediato da dilatação, mostrando uma propagação rápida das fissuras que contornam o clasto. Por isto, a tensão σ_{cd} apresenta um valor muito próximo da tensão de início de fissura σ_{ci} (ver Figura 5.1d). Estes eventos provocam uma redistribuição da tensão na parte mais íntegra do testemunho, gerando deformações maiores do trecho seguinte até o valor pico.

Segundo a norma da ISRM (1979), é requerido que os testemunhos de rocha não contenham tamanhos de grão ou clastos superiores a um décimo do diâmetro, no entanto, garantir isto em brechas vulcânicas como as estudadas é pouco prático e difícil de atender. Saotome et al. (2002), demonstraram que em rochas com vários tamanhos de partícula, como as brechas estudadas, a condição solicitada pela normativa é inviável, e, portanto, sugere que outra regra deve ser definida para avaliar propriedades mecânicas deste tipo de rochas. As brechas vulcanoclásticas podem ser incorporadas no grupo de rochas chamadas bimrock (MEDLEY, 1994a), o qual foi proposto para identificar, desde um ponto de vista de engenharia, aqueles maciços rochosos produzidos a partir de processos geológicos, os quais resultam da mistura de blocos de boa resistência inseridos em matriz de textura fina com uma resistência relativamente menor. Segundo Medley (1994), para uma escala específica é sugerido limitar o diâmetro

máximo do bloco (d_{max}), e utilizar para condições de laboratório o 75% do diâmetro. Portanto, adotar este critério para as brechas ou outras rochas similares parece conveniente e razoável.

De acordo com o observado nos ensaios realizados, a maior parte dos testemunhos contam com tamanhos máximos de clastos próximos de 75% do diâmetro, sem ter apresentado estas anomalias. Portanto, o comportamento chamado de classe I* corresponde a uma condição possível, mas não descreve a tendência geral do comportamento da rocha. Sem considerar os ensaios classe I*, o trecho pré-pico apresenta um comportamento muito similar em todos ensaios, mesmo assim, os testemunhos apresentam comportamentos distintos no trecho pós-pico (classe I ou classe II).

Figura 5.2. Fissura propagada ao redor do bloco próximo do 50% da resistência de pico.

De acordo com vários autores (BIENIAWSKI, 1967; FARMER, 1983; HALLBAUER; WAGNER; COOK, 1973; MARTIN; CHANDLER, 1994; SCHOLZ, 1968a, 1968b; WAWERSIK; FAIRHURST, 1970), o estado na região *D*, se caracteriza pelo crescimento rápido de fissuras e acréscimo volumétrico. A propagação das microfissuras já não é independente, elas se agrupam nas zonas de maior tensão. Estas microfissuras tendem a coalescer e formarem fraturas de tensão ou planos de cisalhamento. Para ensaios sem confinamento o comportamento é regido pela propagação de fissuras submetidas a tração. Este estágio finaliza quando a resistência de pico é atingida (σ_c).

A Figura 5.3 mostra a tendência dos valores relativos as tensões σ_{ci}/σ_c e σ_{cd}/σ_c segundo o tamanho das amostras. Percebe-se uma tendência média da relação σ_{ci}/σ_c de diminuir com o acréscimo da escala, passando de 47% para 40% da escala de 31 mm para 95 mm diâmetro, respectivamente. A relação σ_{cd}/σ_c mostra uma tendência de aumentar de 74% para 88% das escalas de 31 mm para 58 mm de diâmetro e de diminuir de 58 mm para 145 mm de diâmetro, passando de um valor médio de 88% para 77%, não apresentando uma tendência geral. Os valores médios de σ_{cd}/σ_c não consideram os pontos associados a ensaios com anomalia no trecho pré-pico. Alguns autores (BIENIAWSKI, 1967; FARMER, 1983; HOEK; MARTIN, 2014; MARTIN; CHANDLER, 1994), mencionam que o ponto de início de fissura tende a se encontrar em níveis de tensões relativas entre 30% e 50%, enquanto que a propagação instável de fissuras inicia entre 75% e 85% . Em geral os valores obtidos, fora dos pontos com anomalias, mostram a mesma tendência similar para a rocha estudada.

Figura 5.3. Valores de σ_{ci}/σ_c e σ_{cd}/σ_c segundo a escala. (a) Dados experimentais. (b) Valor médio e desvio padrão.

Depois de passar a resistência pico (σ_c), a rocha em nível macro se mostra intacta, apesar de estar muito afetada estruturalmente. No estágio *E*, as fissuras crescem e chegam a coalescer em macro trincas que são percebidas a olho nu até o próximo estágio. Neste estágio, a rocha amolece com o acréscimo da deformação axial mantendo um carregamento aproximado do valor pico.

A coalescência das fissuras inicia no estágio *F*, sendo visíveis a olho nú. Estas macrofissuras tendem a se concentrar ao longo da matriz, na interface e através dos blocos. A rocha passa de um estado visivelmente intacto para um estado onde a rocha fica discretamente dividida por fraturas. A tensão de compressão cai quase linearmente com o acréscimo da

deformação radial. A curva de tensão-deformação pode mostrar um acréscimo ou decréscimo no deslocamento axial, correspondendo a comportamentos classe I ou II.

No estágio G, quando as fissuras se encontram totalmente coalescidas, os planos de fratura deslizam uns sobre os outros, aumentando tanto a deformação axial como a lateral e apresentado uma resistência residual devido à interação por atrito.

5.1.2 Observações de emissão acústica nos ensaios de compressão uniaxial.

Segundo a seção 5.1.1, a curva completa de tensão-deformação do ensaio de compressão uniaxial foi dividida em 7 estágios. Neste item são apresentadas as análises baseadas na contagem de emissão acústica (AE) e na energia absoluta acumulada ao longo da curva de tensão-deformação. Os dados são plotados tanto em função da deformação axial e do tempo, como mostram as Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6, os comportamentos classe I, I* e II, respectivamente. A contagem de EA, é estimada em termos de frequência de tempo (número de eventos de EA por cada 5s) para as curvas em função do tempo. Por outra parte, para as curvas em função da deformação axial a frequência de eventos de EA é estimada como o número de EA por cada passo de deformação $\Delta\epsilon_a$ de 0.002%.

As curvas dos comportamentos classe I e classe II mostram que o número eventos de EA e a energia absoluta associada são muito reduzidos no trecho de fechamento de poros (região A). Por outro lado, neste intervalo as curvas chamadas de classe I* (com comportamento anômalo no trecho pré-pico), apresentam um número de eventos de EA apreciável e um leve acréscimo da energia absoluta (ver Figura 5.4b e d).

No intervalo de deformação elástica a frequência de eventos de EA e a energia mantém com pouca atividade, com exceção da curva classe I*, que ainda mantém uma leve frequência de eventos, prescrevendo um pequeno aumento de energia absoluta de EA acumulada neste trecho.

Relativo à região C dos estágios anteriores, nota-se um ligeiro aumento atividade dos eventos de EA para as curvas classe I e classe II, no entanto esta atividade reflete em um acréscimo pequeno da energia de EA acumulada. Esse trecho para classe I* é muito curto e mantém o mesmo comportamento das etapas anteriores.

Desde o início da fase *D* até atingir o valor de pico de resistência, há um acréscimo exponencial dos eventos e da energia, sendo máximo quando atinge o ponto de resistência máxima (ver Figura 5.4d, Figura 5.5d e Figura 5.6d). Para as curvas classe I e II, e no trecho médio desta região, ao mudar de uma taxa de controle circunferencial de 1×10^{-5} mm/mm/s (controle N° 1) para 1×10^{-6} mm/mm/s (controle N° 1), permite-se um acréscimo volumétrico com maior velocidade, refletindo-se numa maior de frequência de eventos por tempo. Isto está associado a uma propagação de microfissuras mais acelerada. Por outro lado, nos gráficos em função da deformação axial, mesmo que aumente a velocidade do controle, não se apresenta uma mudança significativa da conduta antes e depois da frequência de eventos em função do incremento de deformação axial.

Figura 5.4. Caracterização da frequência de eventos e energia absoluta de EA no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I. (a) Em função do tempo. (b) Em função do tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função da deformação axial. (d) Em função da deformação axial com detalhe no trecho pico.

Nota-se na região D da curva classe I* (Figura 5.5b e d) que no trecho alinhado com o aumento abrupto de deslocamento axial, há um acréscimo bem notável da atividade dos eventos de EA. Isto corresponde com macro propagações percebidas ao redor de blocos na superfície do corpo de prova. Depois disso acontecer, a frequência dos eventos de EA diminui mesmo que o carregamento e o deslocamento axial continuem aumentando. O número de eventos aumenta novamente quando o carregamento atinge próximo a 85% do pico. Portanto, ainda ocorreu uma propagação instável e localizada ao redor do bloco, num nível de tensão baixo (50% σ_c) o comportamento da curva é estável. Supõe-se que o carregamento foi redistribuído nas regiões mais intactas, permitindo que a rocha atinja um carregamento muito maior, de forma controlada.

Figura 5.5. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I*. (a) Em função do tempo. (b) Em função do tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função da deformação axial. (d) Em função da deformação axial com detalhe no trecho pico.

A principal diferença observada na emissão acústica, entre o comportamento classe I e II, corresponde à presença de eventos pontuais de grande emissão acústica ao longo da fase F. Como se observa na Figura 5.6a e c, depois da região E, a curva classe II tem um retrocesso da deformação axial e apresenta uma mudança vertical e abrupta da energia acumulada de EA. Após isto, há um descarregamento repentino, como resposta do servo-controle aos acréscimos rápidos de volume. Isto está associado à propagação de fissuras de forma instável que geram o acréscimo volumétrico, assim como da intensidade de energia dos eventos de EA.

Figura 5.6. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão uniaxial para curva classe I com anomalia no trecho pós-pico. (a) Em função no tempo. (b) Em função no tempo com detalhe no trecho pico. (c) Em função no tempo. (d) Em função no tempo com detalhe no trecho pico.

5.2 Comportamento sub compressão diametral

5.2.1 Curvas completas de força-deslocamento

Celestino, Bortolucci e Nobrega (1995) mostram o arranjo de ensaio de compressão diametral que permite obter a curva completa de força-deslocamento diametral. A instrumentação para o registro das deformações do corpo de prova é colocada de forma a se obter a informação sobre o processo de fratura do disco carregado. O ensaio torna-se estável quando se controla o deslocamento diametral transversal ao carregamento (u_x).

Foram obtidas as curvas de força-deslocamento de amostras entre 45 mm até 145 mm de diâmetro. Com o objetivo de ilustrar o comportamento ao longo do ensaio, a Figura 5.7 mostra parte as curvas de força P versus o deslocamento u_x , dos ensaios monotônicos realizados para diferentes tamanhos de amostra. Como se observa, as curvas mostram uma grande variação dos comportamentos, tanto nos trechos pré-pico, assim como no intervalo pós pico. Percebe-se uma alta diferença na rigidez nos distintos ensaios, correspondentes as amostras de igual tamanho. De acordo com o apresentado em Celestino, Bortolucci e Nobrega (1995), a diminuição da inclinação no trecho de carregamento na curva de força-deslocamento diametral, está associada aos defeitos naturais da rocha. Então, os testemunhos de igual diâmetro que mostram um comportamento relativamente mais rígido, estão relacionados de estados menos fissurados, enquanto que aqueles que exibem comportamento mais dúctil estão associados com um estado de defeito maior (poros ou fissuras).

As curvas associadas a tamanhos de amostras maiores mostram quedas drástica da força depois do pico e correspondem a comportamentos relativamente mais frágeis que os apresentados nos tamanhos de amostra menores. Testemunhos de 95 mm e inferiores, podem apresentar comportamentos desde relativamente frágeis até dúcteis, onde em alguns casos, apresentam comportamentos quase horizontais no trecho pós pico. No Capítulo 6, é discutida a influência do tamanho da amostra no comportamento da curva de força –deslocamento no ensaio de compressão diametral. Observa-se também que em amostras de igual tamanho, que as curvas que exibem um comportamento mais frágil tendem a apresentar uma resistência mais alta, e aqueles com comportamento mais dúctil apresentam resistências menores. Percebe-se que para um mesmo tamanho de amostra, a maior parte dos ensaios apresenta uma certa convergência a partir da seção média no trecho pós pico. Por isso, as curvas apresentam comportamentos distintos no trecho pré-pico, as condições de resistência residual são similares.

Figura 5.7. Curvas de força-deslocamento no ensaio de compressão diametral segundo o diâmetro da amostra. (a) amostras de 95mm e 145mm de diâmetro. (b) amostras de 45mm e 58 mm de diâmetro.

Em geral, o grau de defeito do testemunho, associado à porosidade ou fissuras, influenciam tanto no comportamento não linear, quanto reduzem a resistência à tração (principalmente as fissuras), determina a ordem de grandeza da dispersão dos dados e prescreve a dependência das propriedades da rocha de acordo com o estado de tensões (GOODMAN, 1989; JAEGER, 1972). Desde este ponto de vista, a grande diferença no comportamento dos deslocamentos, assim como na resistência de pico, reflete a heterogeneidade em nível estrutural da brecha. Portanto, pode-se inferir que as curvas com comportamento rígido estão associadas aos materiais mais intactos. As curvas com comportamento dúctil, em contraposição, apresentam um estado de dano inicial maior.

De outra forma, a mesma constituição da brecha também é sumamente heterogênea, formada por blocos, os quais podem ter propriedades pouco ou bem contrastantes com a matriz. Além disso, as interfaces entre os blocos e a matriz podem possuir, segundo o observado nos ensaios, planos de fraqueza que motivam a propagação de fissuras com maior facilidade. Nos ensaios realizados, não foi possível acompanhar a propagação da fissura nos estágios de carregamento, pois a fissura não é perceptível. Porém, finalizado o ensaio, conseguiu-se identificar molhando a face do testemunho com água e deixando secar até a parte úmida contornar a trajetória da fissura. A Figura 5.8 mostra as trajetórias da fissura ao final do ensaio. Percebe-se que a propagação é próxima do eixo central do testemunho e tende a interceptar blocos e matriz. As trajetórias mostram desvios consideráveis devido aos setores mais fracos, como no caso de algumas interfaces entre blocos e matriz (ver Figura 5.8). Portanto, ambos os

comportamentos de resistência e deformação estão sumamente ligados às condições de heterogeneidade dos constituintes brecha e seu estado de dano inicial.

Figura 5.8. Exemplos de trajetórias da fissura central depois de ensaiadas as amostras. (a) Propagação preferencial através de matriz e blocos. (a) Propagação preferencial através da matriz e da interface blocos-matriz.

5.2.2 Observações de emissão acústica

Devido à grande variação dos comportamentos exibidos na curva completa de força-deslocamento, decidiu-se mostrar através do ensaio de emissão acústica os comportamentos associados aos testemunhos que exibem um desempenho relativamente mais rígido e frágil, em relação àqueles que apresentam características mais dúcteis. As análises foram realizadas nos ensaios monotônicos e cíclicos, segundo mostra a Figura 5.9. Nota-se que as curvas consideradas com comportamento frágil apresentam uma queda relativamente mais abrupta de força (entre o 40% e o 50%) que os definidos como dúcteis (queda da força entre 25% e 30%).

Segundo o comportamento das curvas e com o objetivo de facilitar a análise, a curva foi dividida em três estágios de interesse. O estágio *A*, inclui o ponto de início de ensaio até atingir o valor pico de resistência. O estágio *B*, compreende o intervalo da curva onde se exibe um decréscimo considerável do carregamento até ela virar relativamente horizontal. Neste estágio e nos ensaios cíclicos, foram executados 5 pontos de descarregamento e carregamento. O trecho *C* é marcado a partir do ponto em que a curva exibe um comportamento relativamente horizontal.

A análise é realizada com base tanto da contagem de emissão acústica (AE), como na energia absoluta acumulada ao longo da curva de força-deslocamento. Os dados são plotados em função do tempo em segundos. A contagem de EA, é estimada em termos de frequência de eventos (número eventos de EA por cada 5s). Os dados são comparados graficamente com a curva de força no tempo e são indicados os estágios A, B e C. Os registros obtidos para curvas de comportamento frágil e comportamento dúctil são apresentados nas Figura 5.10 e Figura 5.11.

Figura 5.9. Curvas de força-deslocamento monotônica e cíclica consideradas nas observações com emissão acústica. (a) Curva associada aos comportamentos mais frágil. (b) Curva associada aos comportamentos relativamente dúcteis.

As Figuras 5.10a e 5.10b apresentam os registros de frequência de eventos EA e energia acumulada obtidos em ensaios monotônicos e cíclicos, para curvas que mostram um comportamento mais frágil (ver Figura 5.9a). A Figura 5.10b e c apresentam um detalhe da região no estágio A. De igual forma nas Figura 5.11, apresentam-se os registros para curvas de ensaios monotônicos e cíclicos daquelas amostras que apresentam um comportamento relativamente mais dúctil.

A respeito dos ensaios com comportamento relativamente mais frágil, mostrados na Figura 5.10, a região A mostra uma frequência do número de eventos de EA pequena, para carregamentos muito inferiores (10% do valor pico). Esta atividade é constante ao longo do carregamento e chega mostrar um leve acréscimo quando o valor de resistência máxima é atingido. A energia acumulada de EA tende de mostrar saltos pontuais no início ou nos trechos médios da região A, percebendo-se um comportamento escalonado e não progressivo. Assim que é cruzado o ponto de resistência máxima, no início da região B, tanto a frequência de eventos assim como a energia de EA, mostram um acréscimo considerável. A partir destes

apontamentos, supõe-se que o microfissuramento é estável e inicia desde os primeiros níveis do carregamento sendo sua atividade constante e similar até chegar à resistência máxima. Isto se reflete na redução progressiva da rigidez da curva de força deslocamento. Observa-se que a curva inicia muito íngreme, porém a mudança da inclinação é progressiva ao longo do carregamento. Os pontos de salto de energia podem corresponder com a propagação de fissuras em zonas pontuais com maior rigidez (como poderia ser propagações dentro ou cortando clastos).

Figura 5.10. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão diametral comportamento mais rígido. (a) Ensaio monotônico (b) Ensaio monotônico com detalhe no trecho pico. (c) Ensaio cíclico. (d) Ensaio cíclico com detalhe no trecho pico.

Figura 5.11. Caracterização da frequência de eventos de EA e energia absoluta de EA no ensaio de compressão diametral comportamento relativamente dúctil. (a) Ensaio monotônico (b) Ensaio monotônico com detalhe no trecho pico. (c) Ensaio cíclico. (d) Ensaio cíclico com detalhe no trecho pico.

No caso do comportamento de condição mais dúctil (mostrado na Figura 5.11), a região A também se caracteriza pelos eventos de EA começarem desde níveis de carregamento muito baixos. A curva de energia acumulada de EA inicia mostrando saltos próximos a 20% da resistência máxima e mostra uma tendência de aumentar sem apresentar uma mudança considerável ao cruzar o valor de pico. Isto mostra um contraste com amostras de comportamento mais frágil, para esse caso, ao cruzar o valor de pico, a energia acumulada apresenta um acréscimo considerável.

Os ensaios monotônicos de comportamento frágil mostram que a curva, na região B, imediatamente depois de ser atingido o pico, a frequência de eventos e a energia de EA acumulada crescem rapidamente num tempo curto, enquanto para o caso de comportamento dúctil, apresenta um crescimento moderado em um prazo pouco ou mais demorado. Isto está

associado ao crescimento da fissura ser mais acelerado naqueles testemunhos que mostram comportamentos mais rígidos e frágeis em relação àqueles que exibem uma maior ductilidade. Portanto, as tendências observadas nos sinais de EA ao longo da região *B*, estão associadas à propagação de microfissuras, coalescência e criação de fissuras macroscópicas e associadas à formação da fissura central.

Depois que a frequência de eventos atinge seu ponto máximo no trecho *B*, há uma tendência do número eventos de EA diminuir com o carregamento chegando assim em um estado mais calmo, no início do estágio *C*.

A energia acumulada de EA na curva de comportamento mais frágil permite identificar um acréscimo ao longo da região *B*, da ordem de grandeza de 10 vezes o apresentado no comportamento dúctil, até apresentando saltos de energia em pontos localizados. Por outro lado, nota-se que para o comportamento frágil a energia liberada na região pré-pico é quase desprezível se comparada à apresentada no trecho pós pico, enquanto que no comportamento dúctil se mostra relativamente considerável. Por isso, pode-se considerar que a região pós pico associada às curvas de comportamentos mais rígido e frágil, é caracterizada por uma propagação mais intensa, acelerada e com eventos de maior energia.

As Figuras 5.10c e 5.11c, apresentam os registros de frequência de eventos de EA e energia acumulada no tempo dos ensaios cíclicos. Observa-se que no trecho pós pico as tendências da energia acumulada são equivalentes e similares às obtidas nos ensaios monotônicos, com exceção que ao longo dos ciclos de descarregamento e carregamento não existe liberação de energia nem ocorre uma quantidade considerável de eventos. Alguns eventos, assim como a liberação de energia, recomeçam quando o carregamento tende a se aproximar do comportamento virgem. Nota-se que tanto o número de eventos, como a energia, aumenta rapidamente quando as condições de carregamento e deslocamento superam a condição máxima percebida pelo testemunho. Este fenômeno de registro de memória é comumente chamado de efeito Kaiser (LAVROV et al., 2002). Assim também, cada ciclo aplica um dano no corpo de prova, influenciando no crescimento da fissura central, fazendo com que em cada estágio de descarregamento e carregamento se percebe uma mudança na inclinação menor na curva de força deslocamento (CELESTINO; BORTOLUCCI; NOBREGA, 1995).

Na região *C*, a fissura central no testemunho é grande e corresponde a uma condição onde o carregamento é mantido e permanece quase horizontal. Ainda neste trecho continua a

ocorrência de eventos, no entanto, menos frequentes que no estágio B, mantendo sempre uma liberação de energia de EA constante.

5.3 Observações de microtomografia de raios-X

A técnica microtomografia de raios-X (μ CT) permite a visualização e análise não destrutiva de rochas com resoluções aceitáveis para a identificação de poros, fissuras, minerais e fragmentos. As imagens geradas no ensaio são apresentadas em tons de cinza e interpretadas, a intensidade de branco está associado com materiais ou constituintes mais densos, enquanto as regiões escuras ou pretas podem ser classificadas como poros ou fissuras.

5.3.1 Estado intacto da brecha

De acordo com a técnica de μ CT, a escala de cinza reflete a densidade de cada parte que constitui o material. Portanto, as regiões mais escuras correspondem a vazios, os quais podem corresponder a fissuras ou poros, ou as partes mais claras correspondem com fragmentos (lavas vítreas ou andesíticas), minerais (magnetitas ou plagioclásios) ou matriz da brecha. A Figura 5.12, mostra duas imagens transversais da brecha. As zonas com branco, correspondem a zonas de maior densidade e estão associadas com minerais de magnetita. Os pontos escuros ou pretos correspondem a poros ou fissuras. As cores cinza intermediárias estão associadas com fragmentos de lavas e plagioclásios, distinguindo-se levemente da matriz a qual apresenta uma cor um pouco mais escura.

Segundo as observações realizadas em amostras de 7 mm de diâmetro, conforme mostra a Figura 5.12, a brecha está composta por fragmentos (andesíticos, vítreos vulcânicos, plagioclásios) de forma angular e se encontram flutuando na matriz (geralmente não há contato entre os fragmentos). Os fragmentos e minerais de plagioclásios se caracterizam por apresentarem cores de cinza pouco mais claras que o apresentado pela matriz. Isto indica que a matriz tem uma constituição pouco mais porosa que a maior parte dos fragmentos. Os poros de maior tamanho (zonas escuras) se mostram da ordem de fração de milímetro até de tamanho milimétrico e se encontram flutuando entre blocos e a matriz. O contato entre a matriz e os clastos é geralmente nítido, mas se apresentam microfissuras ocasionais que tangenciam algumas regiões do clasto (ver setas na Figura 5.12c e d). As microfissuras são raramente vistas na matriz. Em geral a condição inicial da brecha pode ser considerada de estrutura porosa,

porém pouco fissurada. As microfissuras são ocasionais e geralmente estão localizadas na interface dos clastos. Os vazios de maior dimensão correspondem com poros de geometria irregular e pouco equidimensionais.

Figura 5.12. Imagens de μ CT da brecha em condição intacta (sem carregamento). (a) Amostra #1. (b) Amostra #2. (c) detalhe do quadro vermelho da amostra #1. (d) detalhe do quadro vermelho da amostra #2.

5.3.2 Estado do fissuramento de amostras carregadas.

A Figura 5.13a mostra as curvas de força-deslocamento de testemunhos de 45 mm de diâmetro. Estas amostras foram carregadas no ensaio de compressão diametral para distintos estágios de carregamento, e estão associados a um nível de dano e propagação de fissuras

diferente. Depois de carregadas, foi registrado a curva de descarregamento para determinar os deslocamentos permanentes finais das amostras. Retirado cada testemunho da prensa, foi extraída uma amostra de 7 mm de diâmetro da face plana e no centro de cada corpo de prova, conforme o mostrado na Figura 5.13b para realizar ensaios de μ CT. Depois de serem retiradas as amostras, foram banhadas com epóxi transparente para criar uma película de confinamento no exterior com a intensão de evitar a descompressão da amostra.

Figura 5.13. (a) Curvas de força-deslocamento das amostras consideradas para a preparação e análise com o método de μ CT. (b) esquema da amostra de 7 mm de diâmetro extraída do testemunho carregado.

As Figuras 5.14, 5.15 e 5.16 mostram as imagens de fissuras encontradas pela técnica de μ CT e respectivas das amostras Br-45-BT-18, Br-45-BT-15 e Br-45-BT-04. O plano de cada imagem é paralelo ao plano da face plana do testemunho e orientada de acima para baixo no sentido do carregamento (ver Figura 5.13b). Observe-se na Figura 5.13a que o comportamento de cada curva de força-deslocamento horizontal é muito diferente para cada amostra. Isto está associado ao grau de dano preexistente distintos para cada amostra, e que é sumamente difícil de diferenciar nos tesmunchos ao olho nu.

As Figuras 5.14a e 5.14c apresentam as imagens resultado dos ensaios de μ CT de raios-X para amostra Br-45-BT-18, que correspondem a uma amostra com comportamento dúctil carregada próximo ao ponto de resistência pico. As fissuras visualizadas são indicadas através de setas vermelhas. Como uma interpretação destas imagens, apresentam-se ilustrações esquemáticas nas Figura 5.14b e 5.14d. As fissuras visualizadas são fechadas e percorrem caminhos tortuosos atravessando preferencialmente pela matriz e a interface externa dos fragmentos ou clastos, alcançando comprimentos entre 2 para 3 mm. A orientação das fissuras mostra-se subparalela ou oblíqua ao carregamento. Neste nível não se observaram fragmentos

ou minerais cortados pelas fissuras. Dado que a metodologia utilizada não permite comparar o estado inicial da amostra nas regiões onde foram encontradas fissuras, existe a incerteza sobre se as mesmas correspondem a danos já preexistentes ou se foram provocados pelo carregamento. De acordo com as análises de emissão acústica, existe desde o início do carregamento um número pequeno, porém constante de eventos que são interpretados como propagações de condição estável. Portanto, é possível que parte da fissura observada possa corresponder com uma propagação de outra já preexistente, principalmente no caso da fissura que se mostra paralela ao carregamento. Os poros de tamanho considerável podem ser interceptados e interconectados na trajetória da propagação da fissura, como pode ser visualizado na Figura 5.14c, indicado com setas vermelhas.

Figura 5.14. Fissuras visualizadas na amostra BR-45-BT-18. (a) e (d) Imagem de μ CT. (b) e (c) Ilustração e interpretação da imagem de μ C.

Algumas análises numéricas, como as apresentadas por Barbero, Bonini e Borri-Brunetto (2008) e Takashi, Toshiaki e Yoshinaka (1995), expõem que rochas constituídas por fragmentos ou clastos de rigidez superior à matriz, e submetidas a carregamento, apresentam concentração de tensão nas zonas de interface. Segundo isto, a relativa diferença da rigidez dos fragmentos e matriz, podem criar concentrações de tensões de tração na borda dos fragmentos. Por outro lado, os contornos dos clastos e minerais se caracterizam pela presença ocasional de fissuras o que pode propiciar pontos preferenciais de propagação. Portanto, é possível que as fissuras iniciem entre o contorno dos fragmentos, se propaguem e logo continuem crescendo através da matriz ou interceptando outras zonas propagadas, gerando uma coalescência de fissuras entre as vizinhanças.

Como se mostra na Figura 5.13a, a amostra Br-45-BT-15, foi carregada e permitiu-se deslocar um pouco depois de atingir o pico de resistência. Esta amostra apresentou um comportamento relativamente mais rígido que o apresentado pela amostra Br-45-BT-18. A Figura 5.15, apresenta as fissuras identificadas nos ensaios de μ CT. Observou-se que ao redor de alguns clastos de tamanho milimétrico, existem fissuras propagadas seguindo um caminho preferencial no contorno do clasto e do lado alinhado paralelamente ao carregamento (ver setas vermelhas na Figura 5.15a e b). Em outras partes, observaram-se fissuras que tendem sair de poros (como o apresentado na Figura 5.15c e d) ou interconectar poros vizinhos (Figura 5.15e e f). É importante lembrar que dependendo da forma, os poros funcionam como concentradores de tensão. Estas fissuras em geral tendem a propagar através da matriz e da interface fragmento-matriz. Ocasionalmente as fissuras podem ultrapassar alguns blocos de densidade similar à matriz. As fissuras que propagam através da matriz e no contorno dos fragmentos, geralmente são tortuosas, enquanto as propagadas ao redor da interface dos clastos ou minerais seguem a forma da sua superfície.

Figura 5.15. Fissuras induzidas pelo carregamento para amostra BR-45-BT-15. (a) e (d) Imagem de μ CT. (b) e (d) Ilustração e interpretação respectiva da imagem de μ CT.

A Figura 5.16, exibe o estado da macrofissura no final do ensaio (amostra BR-45-BT-04, ver Figura 5.13). A Figura 5.16a e b mostram seções transversais em um plano perpendicular ao carregamento as quais foram obtidas mediante a reconstrução de imagens

transversais e consecutivas. Visualiza-se a fissura macroscópica (indicada com setas vermelhas) com uma abertura média de 0,05 mm (50 μ m), mostrando um valor próximo do medido no deslocamento permanente no centro da amostra no final do descarregamento, e que foi de 0,07mm (70 μ m). Esta fissura percorre através de um caminho sumamente tortuoso, com a tendência sempre subparalela ao carregamento. Observa-se uma pequena ramificação pontual da fissura principal (seta amarela). A parte restante da amostra exibe uma condição muito similar à inicial, ou seja, relativamente intacta. A fissura percorre a matriz, interface fragmentos-matriz, poros e inclusive mostra a interceptação com fragmentos de densidade contrastante com a matriz.

Figura 5.16. Fissuras induzidas devido ao carregamento para amostra BR-45-BT-04. (a) e (b) Imagem de μ CT paralela a face plana da amostra. (c) e (d) Secção transversal respectiva e perpendicular ao carregamento.

6 EFEITO ESCALA NA RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DA BRECHA VULCANOCLÁSTICA

Conhecer as propriedades de maciços rochosos compostos por brechas vulcanoclásticas, como resistência e deformação, é de sumo interesse para que os projetos sejam confiáveis e econômicos. Os maciços de brechas vulcanoclásticas, em geral, se apresentam de forma massiva e, portanto, suas propriedades geomecânicas não são afetadas pela presença de descontinuidades. Entretanto, a rocha intacta da estrutura da brecha vulcânica é muito heterogênea e pode apresentar dependência da resistência e da deformação segundo o tamanho da amostra que for ensaiada, ou seja, pode apresentar efeito escala. Portanto, estudar o efeito escala nas propriedades de resistência e deformação da brecha ajuda compreender quais são os condicionantes mecânicos da rocha na escala de interesse e assim garantir a estabilidade da escavação ou obra executada.

No sentido de estudar o efeito escala na brecha vulcânica, este capítulo mostra os resultados da caracterização do grau de fissuramento da rocha, considerado como o primeiro indício da resistência da rocha apresentar do efeito escala. Esta caracterização foi realizada através de métodos indiretos (FOURMAINTRAUX, 1976; KELSALL; WATTERS; FRANZONE, 1986), caracterização de amostras reduzidas em nível petrográfico e através de ensaios de microtomografia (μ CT). Mostra-se também a determinação da resistência à compressão e à tração, módulo de deformação e Poisson segundo o tamanho de amostra ensaiada. Avalia-se também a dependência do comportamento da curva completa de resistência para ensaios de compressão uniaxial e compressão diametral.

6.1 Caracterização do fissuramento pré-existente na brecha vulcânica

A presença de poros e microfissuras na rocha reflete-se no comportamento não linear, além de afetar a resistência à tração e à compressão. Além disso, as fissuras têm uma maior influência na variabilidade e dispersão dos resultados em ensaios mecânicos e introduzem o efeito escala (GOODMAN, 1989; JAEGER, 1972). Devido às fissuras influenciarem em maior proporção a deformabilidade e a resistência da rocha, é de interesse nesta pesquisa distinguir o tipo de geometria e a forma preferencial dos vazios da rocha. As propostas utilizadas para isso permitem, através de métodos indiretos e diretos, diferenciar se a rocha está afetada preferencialmente por fissuras ou por poros que correspondem a cavidades mais próximas de

geometrias esféricas. Segundo a pesquisa realizada por Bernaix (1969), rochas preferencialmente com fissuras tendem a apresentar efeito escala na resistência e um maior coeficiente de variação do que as rochas preferencialmente com poros.

6.1.1 Caracterização por métodos indiretos.

O nível de fissuramento dos testemunhos de brecha (de 31mm e 46 mm), de acordo com a classificação proposta em Fourmaintraux (1976), é apresentada na Figura 6.1c. Mostra-se no eixo horizontal a porosidade n e no eixo vertical o índice de qualidade IQ . Fourmaintraux definiu o índice de qualidade IQ como relação entre a velocidade compressional real V_p dos corpos de prova de rocha e V_l^* , como segue:

$$IQ\% = \frac{V_p}{V_l^*} \cdot 100\% \quad (6.1)$$

Considerou-se a velocidade de onda primeira do material sem poros ou fissuras da brecha, V_l^* ,¹⁶ igual a 6400 m/s. Note-se na Figura 6.1c que a maior parte dos pontos se localizam entre as linhas de pouco até moderadamente fissurada.

A Figura 6.1a apresenta, para os mesmos testemunhos, a classificação do fissuramento de Kelsall, Watters e Franzone (1986), mostrando para o 95% dos testemunhos um comportamento típico de rochas não fissuradas. Os dois pontos localizados na zona de rocha fissurada na Figura 6.1c e embaixo da linha segmentada inferior na Figura 6.1b correspondem a testemunhos que sofreram fissuração no processo de imersão e saturação e nos quais a fissura é visível ao olho nu.

Segundo a proposta de identificar o grau de fissuramento a partir do acréscimo da V_p por saturação proposta por Tourenq, Fourmaintraux e Denis (1971), obtiveram-se os resultados mostrados na Figura 6.1b, onde foram plotadas as leituras realizadas dos testemunhos de brecha. Os pontos tendem a se concentrar próximos da linha diagonal indicando pouca variação de V_p por saturação. O máximo acréscimo de V_p foi de 11%. Com isto, pode-se inferir que os vazios da brecha estudada são preferencialmente porosos e que correspondem a cavidades equidimensionais, e não a cavidades planas (fissuras).

¹⁶ De acordo com Fourmaintraux (1976), para basaltos V_l^* varia de 6500 para 7000 m/s, assim, como a brecha vulcanoclástica tem uma constituição de minerais similar, assume-se V_l^* de 6400 m/s.

Figura 6.1. Classificação do fissuramento da brecha. (a) Segundo Kelsall, Watters e Franzone (1986). (b) Segundo Tourenq, Fourmaintraux e Denis (1971). (c) Segundo Fourmaintraux (1976).

6.1.2 Descrição do fissuramento e da porosidade segundo a petrografia.

As análises petrográficas foram realizadas nas amostras de rocha não carregadas, com objetivo de avaliar o estado estrutural da rocha com respeito ao dano preexistente. Em geral, a rocha mostra uma aparência intacta, com fissuramento ocasional. Os poros geralmente mostram uma baixa conexão entre si e pouca origem de microfissuras a partir destes vazios. As microfissuras, quando encontradas, estão majoritariamente concentradas nos feldspatos (geralmente associados a plagioclásios) que, muitas vezes, têm aspecto brechoide, com fissuras caóticas ou aleatórias. Identifica-se a microfissuração associada aos planos de clivagem, principalmente, aos plagioclásios e às vezes à calcita. Fragmentos líticos têm um aspecto brechoide, ao passo que fragmentos vítreos, em maioria, são amorfos e são ocasionais às

fissuras associadas. Por fim, a matriz de granulação fina quando fissurada tem uma textura majoritariamente aleatória, sem orientação preferencial e baixa persistência.

Os contatos entre a matriz e os feldspatos são retos e com raras microfissuras paralelas a essas adjacências. Os contatos entre blocos/fragmentos líticos com a matriz são côncavos e convexos, não obedecem a um padrão sistemático de microfissuramento e também não apresentam bordas de reação metamórfica. Essas situações sugerem que o microfissuramento da matriz é independente do brechamento dos blocos e fragmentos líticos adjacentes, antes de qualquer ensaio mecânico.

Quando verificada uma cicatriz de microfissuras, na maioria dos casos, infere-se que a propagação preexistente dessas microestruturas ocorre a partir da parte interna dos principais minerais para a matriz. Assim, os plagioclásios e calcitas imersos na matriz estão previamente fissurados e as vezes dão origem à propagação das microfissuras para outras partes da rocha, principalmente, para a matriz de granulação mais fina. Essas propagações de microfissuras, em geral, são raras e não têm uma orientação preferencial, sendo apenas observadas, como já dito, direções preferenciais associadas aos planos de clivagem que são restritas aos minerais de maior granulação.

Figura 6.2. Aparência geral da microestrutura da brecha vulcanoclástica a partir da petrografia.

6.1.3 Descrição do fissuramento e porosidade segundo ensaios de μ CT.

Conforme o apresentado na secção 5.3.1, a partir de ensaios de μ CT realizados em amostras intactas de brecha, a estrutura da brecha raramente exhibe fissuramento. Em geral, a brecha intacta mostra-se porosa, porém, pouco fissurada. As microfissuras são ocasionais e geralmente estão localizadas na interface dos clastos ou fragmentos de maior rigidez. Os vazios de maior dimensão correspondem a poros de geometria irregular e pouco equidimensionais. A Figura 6.3 mostra o estado estrutural preexistente da brecha identificado nas imagens de μ CT. Setas vermelhas indicam as fissuras perceptíveis próximas ou adjacentes aos clastos, e as setas pretas indicam os poros de maior tamanho.

Figura 6.3. Imagem de μ CT da brecha em condição intacta (sem carregamento).

6.2 Efeito escala na velocidade de onda compressional

Foram realizados ensaios de velocidade de propagação de onda P no sentido longitudinal dos testemunhos cilíndricos (relação L/D de 2.0 para 2.5). Para as amostras de diâmetro menor que 58 mm, foram executadas 10 leituras de tempo para cada testemunho. Para as amostras de diâmetro de 95 mm e 145 mm foram realizadas medições em 5 e 6 pontos, respectivamente, e distribuídas nas faces planas dos testemunhos seguindo trajetórias paralelas ao eixo do cilindro. Em cada ponto se executaram 10 medidas de tempo.

A Figura 6.4a apresenta a avaliação do efeito escala na velocidade de propagação de onda. A Figura 6.4b mostra os valores médios e o coeficiente de variação (CV) de V_p , associados a cada escala. Mostra-se um leve acréscimo de V_p de 6% quando comparadas as escalas de menor e maior tamanho. Observa-se uma diminuição do CV com o aumento do comprimento do testemunho, chegando a ser notavelmente reduzida no comprimento de 300 mm (3%). No geral, não se observa uma correlação entre V_p e o tamanho do testemunho, sendo praticamente constante.

Figura 6.4. Efeito escala da velocidade de onda primária (V_p) em função do comprimento do testemunho. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.

A heterogeneidade da constituição da brecha se reflete na grande variação da V_p nas escalas menores, enquanto que nas escalas de maior tamanho isso não acontece. Isto pode-se explicar pelo fato da onda propagada passar através dos diferentes constituintes (matriz e clastos de diferentes tamanhos e rigidez). Quanto maior é o comprimento da amostra, se obtêm valores mais constantes e com menor variação, pois o caminho recorrido pela onda é maior e, portanto, os valores médios serão menos variáveis. Associado a este fato e devido à brecha ser considerada como uma rocha pouco fissurada, o estado estrutural parece mostrar uma condição

que não muda com a escala. Portanto, é possível que os defeitos ou fissuras não cresçam com o tamanho na amostra, nem em quantidade nem em dimensão.

6.3 Efeito escala na resistência no ensaio de compressão uniaxial

6.3.1 Efeito escala na resistência à compressão axial.

O efeito escala na resistência uniaxial foi avaliado considerando a resistência (σ_c) e as tensões de propagação inicial de fissura (σ_{ci}) e início de propagação instável (σ_{cd}). A Figura 6.5, mostra os resultados experimentais da resistência σ_c como função do diâmetro da amostra. Percebe-se que não há uma variação da resistência com o aumento da amostra, portanto, não há efeito escala na brecha. O CV tende a aumentar de 8% para 20% do diâmetro de 31 mm para 95mm, apresentando uma queda para 5% no caso de tamanho da amostra de 145 mm de diâmetro. De acordo com Bernaix (1969), rochas não fissuradas ou pouco fissuradas tendem a não apresentarem efeito escala na resistência à compressão, assim como mostram coeficientes de variação baixos em relação a rochas fissuradas. Isto está de acordo com os resultados obtidos para a brecha estudada, com a exceção de que os coeficientes de variação foram altos. Esta variação está associada à heterogeneidade, e como a brecha é um material muito heterogêneo em todas as escalas, é razoável mostrar esse comportamento.

Figura 6.5. Efeito escala na resistência à compressão máxima. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.

Nas Figura 6.6 e Figura 6.7 os valores experimentais associados a σ_{ci} e σ_{cd} são apresentados. A tensão associada a σ_{ci} mostra uma leve tendência de diminuir com o tamanho da amostra. A tendência geral da dispersão dos pontos indica que a variabilidade se mantém

alta (CV de 10% para 20%), sem uma marcada diminuição da σ_{ci} . Existe um ponto não considerado dentro dos valores médios, que corresponde ao valor mais baixo no diâmetro de 145 mm, que claramente não segue a tendência dos demais.

Figura 6.6. Efeito escala na σ_{ci} . (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.

A Figura 6.7, apresenta os dados experimentais e estatísticos da tensão de propagação de dano σ_{cd} . No comportamento geral dos pontos, não se percebe uma tendência considerável com o aumento do tamanho da amostra. Para a determinação dos valores médios, não se consideraram os pontos com comportamento anômalo durante o ensaio de compressão (2 testemunhos que exibiram propagações instáveis visíveis na superfície, segundo o mencionado na secção 5.1.1). O CV de σ_{cd} tende a estar de 10 a 25% sem apresentar uma diminuição notória. Isso mostra que os pontos de propagação de maior crescimento de fissuras estão muito afetados pela heterogeneidade da brecha. Isto ocorre pois neste estado são percorridas trajetórias aleatórias, as quais podem interceptar zonas mais fácies de propagar, como algumas interfaces bloco/matriz, ou outras mais rígidas, como quando se atravessa um bloco.

Figura 6.7. Efeito escala na σ_{cd} . (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.

De acordo com o anterior, tanto a resistência de pico como os níveis de tensão associados à primeira fissura e à tensão de dano instável, não mostram uma tendência estatística de aumentar nem diminuir com o aumento do tamanho de amostra. Os valores tendem a apresentar coeficientes de variação relativamente altos (em geral de 10% e 25%), condição que parece não mudar mesmo nas escalas de maior tamanho. De acordo com a teoria apresentada por Weibull (1951), a ruptura associada a fenômenos estatísticos dos defeitos, ou não homogeneidades, explica o efeito escala baseado em um estudo da variabilidade e de sua dependência da resistência do volume. Em contraposição, para o caso analisado, percebe-se que apesar da brecha ser um material heterogêneo, a rocha não apresenta uma tendência média de variar com o volume ensaiado, ou seja, a brecha não apresenta efeito escala.

Desde a perspectiva da Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL), quando o tamanho das fissuras é constante, não existe efeito escala (CARPINTERI, 1989). No nosso caso, sabe-se que os defeitos da brecha são principalmente poros relativamente esféricos com pouca frequência de fissuras. Por outro lado, de acordo com os ensaios de velocidade de propagação de V_p , estes danos e fissuras parecem não aumentar de tamanho ou proporção, já que a brecha não apresenta variação da velocidade de onda em todos os tamanhos avaliados no laboratório. Portanto, estas evidências podem respaldar o comportamento da resistência obtido nos ensaios de compressão, mostrando que para a brecha estudada não se percebe efeito escala.

6.3.2 Efeito escala nos parâmetros de deformação.

A Figura 6.8 e a Figura 6.9 mostram a tendência geral e a estatística dos parâmetros de deformação obtidos nos ensaios de compressão uniaxial realizados na brecha vulcânica. Para o

cálculo dos parâmetros, tomou-se como referência o ajuste no trecho elástico linear apresentado na curva de tensão-deformação dos ensaios de compressão uniaxial. Portanto os valores apresentados nas Figuras 6.8 e 6.9 correspondem a valores dos módulos médios (FAIRHURST; HUDSON, 1999). Isto foi considerado com o objetivo de mitigar as variações de interpretação que se apresentam devido às não linearidades que as curvas exibem.

O módulo de deformação elástico, E_m , mostra uma tendência geral de não variar com o tamanho da amostra, ainda que apresentasse uma diminuição dos testemunhos de 31 mm de diâmetro para os testemunhos de 45 mm. O CV de E_m mostra uma tendência de diminuir com tamanho de amostra passando de valores de 19% para 9%. Quanto ao coeficiente de Poisson, ν_m , observa-se uma leve tendência de diminuir com o acréscimo do diâmetro, passando de um valor médio de 0.20 no diâmetro de 31 mm para 0.16 no diâmetro de 145mm. Em geral, tanto o E_m quanto o ν_m não mostram uma variação significativa com o acréscimo do tamanho da amostra.

Figura 6.8. Efeito escala no E_m . (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.

Figura 6.9. Efeito escala no coeficiente de Poisson. (a) valores experimentais. (a) valores estatísticos.

6.3.3 Comparação dos resultados obtidos com outras rochas e litologias mostradas na literatura.

A Figura 6.10 mostra o efeito escala do volume da amostra na resistência à compressão e no módulo de deformação da brecha vulcanoclástica comparada com as tendências obtidas por outros autores.

Nota-se que tanto as brechas vulcanoclásticas apresentadas neste trabalho como outras rochas de brechas vulcânicas brandas apresentadas por Yoshinaka et al. (2001) e rochas piroclásticas (tufa arenosa Aoishi) reportadas em Nishimatsu et al. (1969), não apresentam variação na resistência com o acréscimo do volume. As tufas pumíticas soldadas brandas mostradas em Yuki et al. (1995), não apresentaram variação do módulo de deformação e do módulo de Poisson com o acréscimo do volume ensaiado, resultado muito similar ao comportamento obtido neste trabalho. Desta forma, parece que, em geral, as rochas com texturas vulcanoclásticas não apresentam efeito escala.

Por outra parte, outras rochas de litologia distintas, como o carvão e norito (BIENIAWSKI, 1968b, 1968c) e o quartzodiorito e granodiorito (PRATT et al., 1972), apresentaram um decréscimo notável da resistência com o acréscimo do volume. Lama (1966) encontrou comportamentos diferentes para carvão de duas camadas. O primeiro carvão apresentou um decréscimo da resistência, enquanto que a segunda amostra de carvão apresentou uma diminuição muito pequena da resistência (um décimo), considerando que o intervalo de volumes das amostras ensaiadas é muito grande.

Yoshinaka et al. (2008) realizaram uma compilação de trabalhos experimentais de efeito escala em rochas, e concluíram que mesmo as rochas brandas e duras em geral apresentam uma diminuição da resistência dependendo do tipo de rocha, textura e resistência. Interpretaram que normalmente as rochas brandas não apresentam uma tendência significativa de diminuição da resistência com a escala. No entanto, e conforme ao mostrado na a Figura 6.10a, existem rochas brandas, como as estudadas por Bieniawski (1968b) e Lama (1966), que apresentam tendências bem significativas; ou no caso contrário, rochas duras, como os folhelhos e o quartzito apresentados por Hodgson e Cook (1970), que não apresentam uma variação da resistência à compressão significativa com o acréscimo do tamanho de amostra. Yoshinaka et al. (2008) indicaram que em relação às propriedades de deformação, o efeito escala é muito leve tanto para rochas brandas quanto para duras. Isto coincide para o caso mostrado na Figura 6.10b, onde se observa também os casos extraídos da literatura.

Figura 6.10. Efeito escala na resistência e na deformação da brecha vulcânica estudada comparada com outras rochas apresentadas na literatura.

6.3.4 Efeito escala no comportamento da curva de tensão-deformação.

Com o interesse de avaliar a dependência do comportamento pós-pico e o efeito no amolecimento (*softening*), foram realizados ensaios de curva completa em testemunhos de tamanhos diferentes. A Figura 6.11 mostra as curvas completas de tensão-deformação para 20 testemunhos brecha com diâmetros entre 31 mm e 145 mm obtidas conforme a metodologia M2, descrita na seção 3.5.1. As curvas foram classificadas de acordo com seu padrão de comportamento, segundo a classificação proposta por Wawersik e Fairhurst (1970), como Classe I ou Classe II. As rochas classificadas como Classe I, continuam se fraturando com o acréscimo contínuo da deformação axial, enquanto que as curvas de rochas Classe II, a deformação axial retrocede depois de atingir o pico e começa a aumentar quando atinge a resistência residual. Como se mostra na Figura 6.11, a curva completa de tensão deformação não apresenta uma tendência com a escala da brecha exibir comportamentos tipo Classe I ou Classe II.

Labuz e Biolzi (1991) explicaram a dependência da escala do comportamento pós-pico para ensaios de compressão uniaxial através de ensaios de flexão de vigas em três pontos. Demonstraram teoricamente (pelo modelo coesivo) e experimentalmente que para testemunhos com geometria similar, quanto maior tamanho da amostra, o comportamento pós-pico tende a apresentar-se como Classe II. No entanto, nos ensaios de compressão realizados por Labuz e Biolzi (1991), os testemunhos foram indentados com ranhuras proporcionais ao diâmetro, e inclinadas 60 graus a respeito do eixo axial. De acordo com Bazant e Planas (1998) e baseado na mecânica da fratura elástica linear (LEFM), quando o acréscimo da fissura é proporcional ao tamanho da amostra, ou seja, quando os testemunhos são geometricamente auto-similares, a tendência é de se apresentar uma diminuição da resistência e de se mostrar um comportamento mais frágil quando se aumenta o tamanho da amostra. Num material homogêneo, se não apresentar auto similaridade geométrica não haverá efeito escala. Para rocha intacta, os testemunhos de distintos tamanhos podem-se considerar como tendo uma geometria auto-similar se os tamanhos das fissuras naturais são proporcionais ao tamanho da amostra. Baseado nisso, é possível que a brecha não apresente variação do comportamento pós-pico com o acréscimo do tamanho da amostra devido a ela corresponder a uma rocha pouco fissurada. Além disso, esses danos e fissuras parecem não aumentar com o tamanho do testemunho, como o mencionado nas seções anteriores deste capítulo.

Figura 6.11. Efeito escala no comportamento da curva completa de tensão-deformação segundo a metodologia M2. (a) 31 mm de diâmetro. (b) 45 mm de diâmetro. (c) 58 mm de diâmetro. (d) 95 mm de diâmetro. (e) 145 mm de diâmetro.

A dependência da escala no comportamento total da curva de tensão-deformação pode ser avaliada através da integral da curva total, utilizando o trabalho específico de destruição, W_z (Specific destruction work), introduzido por Thuro e Spaun (1996), o qual foi definido para correlaciona-lo com a taxa de perfuração. A Figura 6.12 apresenta os valores de W_z calculados para as curvas completas apresentadas na Figura 6.11. Percebe-se que não há tendência do W_z de mudar significativamente com o tamanho de amostra. Portanto, pode-se interpretar que a energia específica necessária para romper um testemunho de brecha de pequeno diâmetro ou de grande diâmetro é quase a mesma. Thuro et al. (2001), apresentam o efeito escala de siltito sobre a resistência uniaxial, módulo de deformação e o W_z , aumentando o tamanho de amostra de 45 mm até 79 mm, sem variar a relação diâmetro-comprimento. Obtiveram que tanto as propriedades de resistência e deformação, assim como o W_z , não apresentaram efeito escala. Isto parece coincidir com obtido para a brecha estudada, onde o efeito escala não se apresenta também para nenhuma das propriedades mecânicas de resistência e deformação e nem o caso de W_z .

Figura 6.12. Efeito escala no trabalho específico de destruição. (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.

6.4 Efeito escala no ensaio de compressão diametral

Foram executados ensaios de compressão diametral para amostras de 45 a 145 mm de diâmetro segundo o procedimento proposto por Celestino e Bortolucci¹⁷ (1992, *apud* CELESTINO; BORTOLUCCI; NOBREGA, 1995, p. 148) para a obtenção estável da curva

¹⁷ Celestino, T.B. & A.A. Bortolucci 1992. Rock fracture toughness determination by diametral compression tests(in Portuguese). Report G-1-93, EESC, Univ. São Paulo, São Carlos.

completa de força deslocamento obtida através do controle do deslocamento diametral perpendicular ao eixo do carregamento. Segundo se descreve na secção 3.5.2, foram realizados ensaios cíclicos e com taxa monotônicas. Devido aos ensaios, tanto cíclicos como monotônicos, terem sido controlados com a mesma taxa de acréscimo do deslocamento proporcional ao diâmetro, assim como ambos também terem sido controlados da mesma maneira até o ponto pico de resistência, considera-se que todos os valores dos ensaios são comparáveis. A determinação da resistência à tração, $\sigma_{t,b}$, foi obtida segundo o método da ISRM (1978b) e de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_{t,b} = \frac{2P_{max}}{\pi Dt} \quad (6.2)$$

onde P_{max} é a força máxima no ponto de pico e D e t são o diâmetro e espessura do testemunho, respectivamente.

A Figura 6.13 apresenta os valores de $\sigma_{t,b}$ e sua relação com o diâmetro da amostra ensaiada. Os dados mostram uma tendência da $\sigma_{t,b}$ de aumentar de 2.0 MPa para 2.6 MPa quando o diâmetro da amostra é aumentado de 45 mm para 145mm, sendo o acréscimo de 31%. No entanto, e de acordo com os pontos experimentais, esta tendência pode-se estar relacionada à pouca quantidade de ensaios realizados para o diâmetro maior, os quais apresentaram um alto valor na expectativa de $\sigma_{t,b}$. Baseado na tendência geral dos pontos, parece mais correto interpretar que a resistência à tração não muda com a escala, como o obtido para as outras propriedades de resistência à compressão e deformação, de acordo com secções anteriores neste capítulo.

Figura 6.13. Efeito escala na $\sigma_{t,b}$. (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.

A partir dos ensaios de compressão diametral, podem se extrair informações adicionais quanto à determinação da tenacidade à fratura, K_{IC} , e determinação teórica dos tamanhos dos defeitos associados a um comprimento de fissura equivalente. Estas propriedades e características podem trazer informações adicionais que complementam algumas das hipóteses já discutidas, e que ajudam a explicar por que a brecha não apresentar efeito escala

6.5 Determinação do K_{IC} e do tamanho das fissuras equivalentes segundo a escala

De acordo com a mecânica da fratura elástica linear (LEFM), para um material totalmente homogêneo, independentemente de apresentar ou não efeito escala na resistência, o valor de K_{IC} é constante e não depende da escala. No entanto, em materiais heterogêneos isto não necessariamente ocorre. Quando o fator de intensidade de tensão modo I, K_I , na região é igual ou superior a K_{IC} , existe a iniciação e a propagação da fissura.

Kim e Nahm (1998) apresentaram um trabalho do efeito escala de K_{IC} em cerâmicas frágeis e heterogêneas, e indicaram que a resistência baseada na teoria LEFM frequentemente impede sua aplicação nestes materiais, devido à grande dispersão e à dependência da escala. Intuitivamente, tende-se a pensar que o efeito escala devido à LEFM e à heterogeneidade pode ser explicada em grande parte pela teoria probabilística (WEIBULL, 1951), porém, é possível que o efeito escala possa se explicar através de uma ação conjunta dos fenômenos associados à variabilidade e à mecânica da fratura. No trabalho apresentado por Kim e Nahm (1998) é descrito o efeito escala do K_{IC} em cerâmicas, e propõe-se um modelo probabilístico, verificado experimentalmente, baseado no conceito de formação de fissuras instáveis em um meio heterogêneo.

Para o caso analisado neste trabalho, estimou-se de forma experimental o efeito escala no K_{IC} das brechas estudadas. K_{IC} foi calculado a partir de ensaios de compressão diametral em discos sem entalhe, como as amostras analisadas, de acordo com as propostas apresentadas em Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz, Schmidt (1993), as quais são descritas a seguir.

6.5.1 Método para a estimativa de K_{IC} em ensaios de compressão diametral com discos sem entalhe.

Nas metodologias consideradas, não é necessário criar uma fissura no testemunho previamente ao ensaio. Isto porque a fratura inicia-se no centro do disco e cresce ao longo do eixo de carregamento para as bordas no plano central do testemunho.

A metodologia proposta por Celestino e Bortolucci (1992) para a determinação da tenacidade de fratura, propõe o uso do ensaio de compressão diametral em discos sem entalhe, através de ensaios servocontrolados cíclicos. O ensaio é estável sob a condição de taxa de deslocamento constante na direção perpendicular ao carregamento. A Figura 6.14 apresenta um diagrama de interpretação do ensaio de compressão diametral e a identificação do comprimento da fissura equivalente, $2a$. Após um trecho inicial, o dano começa a se acumular no centro do testemunho antes do pico de carregamento. A fissura aumenta em comprimento e espessura com o acréscimo do deslocamento diametral perpendicular ao carregamento, u_x .

Figura 6.14. Modelo e interpretação do ensaio de compressão diametral de acordo com Celestino e Bortolucci (1992). (a) Modelo de crescimento da fissura central. (b) Ensaio cíclico.

O deslocamento u_x e o fator de intensidade de tensão foram estimados em função do comprimento da fissura e obtidos mediante modelos numéricos. Os parâmetros adimensionais U e F^* , foram definidos como:

$$F^* = \frac{K_{IC} \cdot t \cdot R \left(\frac{\pi}{a} \right)^{1/2}}{P} \quad (6.3)$$

$$U = \frac{u_x \cdot t \cdot E}{P} \quad (6.4)$$

onde P é a força, t é a espessura e R é o raio do testemunho e E é o módulo de deformação.

Figura 6.15. Relação numérica dos adimensionais U e F^* com a/R .

Celestino e Bortolucci (1992), compararam sua solução de com a solução analítica proposta por Murakami, Kisine e Tsuru (1986), e indicaram que o valor de F^* difere no máximo em 1.4% para valores de a/R de 0,2 a 0,6. A Figura 6.15b apresenta a relação dos valores de F^* de cada solução.

As constantes elásticas, E e ν , são necessárias para interpretar o ensaio e podem ser definidas através de ensaios de compressão uniaxial. Também podem ser estimados através de ensaios de compressão diametral utilizando a metodologia proposta por Celestino e Bortolucci (1998), a partir dos deslocamentos medidos entre berços de aplicação de carga no sentido do carregamento, u_j , e no sentido diametral perpendicular ao carregamento, u_x .

A partir de ensaios cíclicos de carregamento e descarregamento, é possível determinar o comprimento da fissura assim como o fator de intensidade de tensão. A Figura 6.16 apresenta o registro de ensaio de compressão diametral cíclico realizado em testemunhos da brecha estudada. Mostra-se a estimativa do K_{IC} e o comprimento da fissura para cada ciclo. De acordo com Celestino e Bortolucci (1992), a diminuição da inclinação da curva nos sucessivos ciclos de descarregamento é sinal do crescimento do tamanho da fissura central, como pode ser observado na Figura 6.16.

Figura 6.16. Estimativa da tenacidade à fratura e comprimento da metade da fissura pelo método de Celestino e Bortolucci (1992). (a) Ensaio de compressão diametral cíclico. (b) valores de K_{IC} e a/R associados ao ensaio para cada ciclo.

De acordo com Guo, Aziz, Schmidt (1993), para um disco carregado diametralmente com uma carga P e distribuída numa abertura radial de 2α (segundo se mostra na Figura 6.17) uma fissura de comprimento $2a$, submetida a uma tensão normal $\sigma(x)$, a expressão analítica de K_I é:

$$K_I = \frac{2P}{2\pi R t \alpha} a^{1/2} \int_0^a \left[\phi(r/R) / (a^2 - x^2)^{1/2} \right] dr \quad (6.5)$$

onde x é a distância desde o centro da fissura, r a componente polar de x , $2a$ é o comprimento da fissura e $\phi(r/R)$ é definido por:

$$\phi(r/R) = \frac{[1 - (r/R)^2 \sin 2\alpha]}{1 - 2(r/R)^2 \cos 2\alpha + (r/R)^4} - \tan^{-1} \left[\frac{1 + (r/R)^2}{1 - (r/R)^2} \right] \tan \alpha \quad (6.6)$$

Por conveniência, a equação anterior pode ser expressa como:

$$K_I = BP\Phi(a/R) \quad (6.7)$$

onde B e $\Phi(a/R)$ são definidos como:

$$B = \frac{2}{\pi^{3/2} R^{1/2} t \alpha} \quad (6.8)$$

e:

$$\Phi\left(\frac{a}{R}\right) = \left(\frac{a}{R}\right)^{1/2} \int_0^{a/R} \left[\phi(r/R) / \left(\frac{a^2}{R} - \frac{r^2}{R} \right) \right] d(r/R) \quad (6.9)$$

Figura 6.17. Disco sob carregamento diametral (Adaptado de GUO; AZIZ; SCHIMIDT, 1993).

Essas equações implicam que o carregamento máximo de P está limitado pelo fator K_{IC} e pelo comprimento de fissura, representado pela função $\Phi(a/R)$, de acordo com a seguinte expressão:

$$P_{max} = \frac{K_{IC}}{B\Phi(a/R)} \quad (6.10)$$

Devido a B ser uma constante geométrica, na expressão anterior o valor de P tende ao mínimo quando $\Phi(a/R)$ tende ao valor máximo. De acordo com a solução de Guo, Aziz, Schmidt (1993), a relação de P e a/R apresenta um comportamento como o mostrado na Figura 6.18a. No trecho inicial da curva de força deslocamento diametral, o deslocamento aumenta com o carregamento até atingir um valor máximo, P_{max} . Após isso, a curva cai até um valor mínimo P_{min} no trecho pós pico, o qual corresponde ao ponto de máximo valor de $\Phi(a/R)$. Portanto, tendo o valor de P_{min} obtido do ensaio e o valor máximo teórico de $\Phi(a/R)$, pode-se estimar o K_{IC} utilizando as expressões analíticas.

Figura 6.18. (a) Relação do carregamento diametral e do comprimento da fissura normalizado pelo raio segundo Guo, Aziz, Schmidt (1993). (b) Curva típica de força-deslocamento diametral u_x no ensaio de compressão diametral nas brechas estudadas.

O valor da integral $\Phi(a/R)$ para um determinado valor de a/R é aproximada através do método de integração numérica de Simpson, como:

$$\Phi\left(\frac{a}{R}\right) = \frac{h}{3} [\phi_0 + \phi_n + 2(\phi_2 + \phi_4 + \dots + \phi_{n-2}) + 4(\phi_1 + \phi_3 + \dots + \phi_{n-1})] \quad (6.11)$$

Onde:

$$\phi_k = \phi_k\left(\frac{r_k}{R}\right) \bigg|_{r_k=kh} \quad (k = 0, 1, 2, \dots, n) \quad (6.12)$$

A Figura 6.19 mostra as curvas de carregamento P versus a/R para uma amostra de diâmetro de 100 mm, que apresenta valores de P adimensional por considerar-se $K_{IC} \cdot R^{3/2}$, e de acordo com soluções de Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz, Schmidt (1993). De acordo com o mostrado, as duas soluções tendem a ter resultados muito similares para relações de a/R menores que 0,20, sendo muito distintas para valores de a/R superiores. Por outro lado, ambos coincidem que ao final da curva do ensaio, quando a extensão da fissura é muito grande, se percebe um acréscimo do carregamento. Adicionalmente mostra-se a solução de Murakami, Kisine e Tsuru (1986), que apresenta valores muito próximos aos obtidos na solução de Celestino e Bortolucci (1992)

Figura 6.19. Comparação adimensional das soluções de Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz, Schmidt (1993).

6.5.2 Estimativa do K_{IC} .

A estimativa do K_{IC} mediante a proposta de Celestino e Bortolucci (1992) em ensaios de compressão diametral com ciclos, foi extraída dos valores médios para cada ciclo em cada ensaio. Foram realizados 4 ensaios cíclicos no total, três para amostras de diâmetro de 95 mm e um para o diâmetro de 145 mm.

Apesar da solução de Celestino e Bortolucci (1992) ser proposta para ensaios cíclicos, é possível calcular o K_{IC} utilizando unicamente o ciclo de carregamento nos ensaios monotônicos. No entanto, nem sempre o valor de a/R pode ser definido a partir de um só valor experimental do U adimensional (calculado segundo a Equação 6.4), devido a este ter um valor inferior ao mínimo apresentado na Figura 6.15. Para tal caso, e de acordo com os dados obtidos, só foi possível obter um ponto de K_{IC} para algumas das amostras. Para a estimativa do K_{IC} utilizando o método de Guo, Aziz e Schimidt (1993), foi calculado tanto para ensaios monotônicos como cíclicos a partir da leitura do carregamento P_{min} , que é extraído no trecho pós-pico da curva completa de força-deslocamento.

A Figura 6.20 mostra os valores de K_{IC} obtidos nos ensaios cíclicos e monotônicos segundo o diâmetro da amostra. Como no cálculo do K_{IC} utilizando a solução de Celestino e Bortolucci (1992) não se obtiveram suficientes pontos, a tendência geral de valores foi analisada a partir das estimativas realizadas com o método de Guo, Aziz e Schimidt (1993). K_{IC} tende a apresentar um acréscimo com o diâmetro da amostra, no entanto, esta tendência é pouco significativa. O CV de K_{IC} não mostra tendência com acréscimo do tamanho amostra, mantendo valores próximo a 20%.

Figura 6.20. Efeito escala no K_{IC} . (a) valores experimentais. (b) valores estatísticos.

6.5.3 Estimativa teórica da fissura equivalente nas diferentes escalas avaliadas

De acordo com o apresentado na secção 5.2, os testemunhos de brecha carregados diametralmente apresentam propagações (evidenciadas nos ensaios de emissão acústica, EA) desde carregamentos muito inferiores, que se refletem numa mudança progressiva da rigidez da amostra no trecho de carregamento. Portanto, o comprimento teórico da fissura $2a$, associada à resistência pico, P_{max} , deve corresponder ao tamanho da fissura equivalente àquele no momento e não necessariamente com o tamanho das fissuras preexistentes. Rodríguez (2015) analisou a propagação da fissura no centro do disco mediante a técnica de localização com EA, e mostrou que a fissura central cresce e se propaga na direção do carregamento desde carregamentos prévios até atingir o pico. De acordo ao trabalho de Rodríguez, para amostras de mármore, se obteve que próximo a 50% da resistência pico, a fissura aparece e se propaga na direção do carregamento; por outro lado, em amostras de monzogranito, que apresentam um comportamento mais rígido, a fissura aparece a partir de carregamentos próximos a 90% do valor pico de resistência. Por isso, ainda que seja possível estimar teoricamente o comprimento da fissura que leva a ruptura no ponto pico, esta não necessariamente corresponde com a fissura preexistente. Isto está de acordo com Bazant e Planas (1998), pois indicam que em geral, a ruptura não ocorre imediatamente após a propagação das fissuras preexistentes, mas sim após a formação da zona de processo de fratura, como resultado da coalescência das microfissuras propagadas.

Para estimativa teórica do comprimento da fissura foram utilizados os valores de K_{IC} (obtidos do método de GUO, AZIZ, SCHIMIDT, 1993) e P_{max} de cada testemunho, e retroanalisado por aproximação do valor de P_{max} experimental. Estes valores foram obtidos através das Equações 6.3 e 6.4, respetivas das propostas de Celestino e Bortolucci (1992) e a Equação 6.10 da solução de Guo, Aziz e Schmidt (1993). Os valores de comprimento de fissura para cada diâmetro ensaiado e obtidos por ambos métodos são mostrados na Figura 6.21. Os valores médios do comprimento da fissura obtidos pela solução de Celestino e Bortolucci (1992) correspondem entre 75% e 80% dos valores médios retroanalizados pela solução Guo, Aziz e Schmidt (1993). De acordo com os dados mostrados, pode-se verificar que não há tendência de aumento da fissura com o aumento do tamanho do testemunho.

Como indicado anteriormente, a condição das fissuras não crescerem com o tamanho de amostra, desde o ponto de vista da mecânica da fratura elástica linear, prova por que a brecha não exibir efeito escala na resistência à tração. O mesmo fenômeno explica a razão da

resistência à compressão não mudar com o acréscimo do tamanho do testemunho. De acordo como trabalho experimental apresentado por Bortolucci (1993), não há o efeito escala na resistência à compressão se as fissuras não crescerem com o tamanho do testemunho. Bortolucci apresentou uma simulação física do efeito escala a partir de amostras de argamassa e inclusão de lâminas de poliéster (simulando fraturas distribuídas no interior da amostra), controlando a densidade e tamanho das fissuras. Como resultado, verificou que o efeito escala na resistência à compressão está vinculado à existência de fraturas de tamanho crítico em relação ao tamanho da amostra. De acordo com isso, o efeito escala só ocorre em função da variação deste tamanho.

Figura 6.21. Comprimento da fissura teórica equivalente no momento do pico. (a). Obtida pelo método de Guo, Aziz e Schmidt (1993) (b) Obtida pelo método de Celestino e Bortolucci (1992).

6.5.4 Ajuste das soluções teóricas a partir dos dados experimentais.

Dado que o comprimento das fissuras e o K_{IC} não mudam com a escala, foi avaliado o ajuste das expressões teóricas para a determinação da carga máxima de resistência considerando valores de a e K_{IC} constantes. De tal modo, foram estimadas as expressões que melhor se ajustam aos dados experimentais de P_{max} . Os ajustes foram realizados a partir das Equações 6.3 e 6.10, propostas por Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz, Schmidt (1993), respectivamente. O erro ε_i , para cada ensaio i é calculado a partir do carregamento máximo medido no ensaio, $P_{max\ i, med}$, e o carregamento máximo calculado através das expressões teóricas, $P_{max\ i, cal}$, de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_i = P_{max\ i, obs} - P_{max\ i, cal} \quad (6.13)$$

Minimizando-se a soma dos quadrados dos erros ε_i obtidos para cada um dos ensaios, os valores das constantes a e K_{IC} foram determinadas. A Figura 6.22a mostra o ajuste obtido através das expressões teóricas e ajustadas aos valores experimentais. Observa-se que ambas soluções mostram um bom ajuste dos dados experimentais, mas os valores das constantes a e K_{IC} são distintas para ambas soluções quando comparadas. Como indicado anteriormente, a diferença no resultado justifica-se pelo fato das duas soluções apresentarem resultados muito similares para relações de a/R menores que 0.20, mas serem distintas para valores de a/R superiores. A Figura 6.22b, mostra a comparação dos valores medidos e os esperados para as equações ajustadas, ambas exibindo um coeficiente de determinação R^2 de 0.98, isto indica uma muito boa correlação, das curvas ajustadas com os dados experimentais. Sabendo-se que para a condição onde a e K_{IC} são constantes, não existe o efeito escala, então o ajuste obtido pode ser considerado como uma comprovação estatística do mesmo fato, ou seja, que não há efeito escala.

Figura 6.22. Ajuste das soluções teóricas aos valores experimentais. (a) Valores experimentais e curvas de ajuste teóricas. (b) Comparação P_{max} medido versus o valor esperado.

6.6 Efeito escala na curva de força-deslocamento no ensaio de compressão diametral

A Figura 6.23 apresenta parte das curvas de força P versus o deslocamento u_x , dos ensaios monotônicos e cíclicos realizados para diferentes tamanhos de amostra da brecha vulcânica. Como se menciona na secção 5.2.1, as curvas mostram uma grande variação da rigidez percebida no trecho de carregamento dos ensaios em amostras de igual tamanho. De acordo com as verificações realizadas por Celestino, Bortolucci e Nobrega, (1995), a diminuição da inclinação das curvas no trecho de carregamento indica o aumento do tamanho dos defeitos ou microfissuras naturais da rocha intacta. Portanto, àqueles testemunhos que para

um mesmo tamanho de amostra apresentam um comportamento comparativamente mais rígido, podem ser associados estados menos fissurados. Esse resultado pode ser observado nas curvas de força deslocamento (adimensionais) mostradas na Figura 6.24. Essas curvas foram normalizadas ao se dividir P pelo valor de P_{max} , e u_x pelo diâmetro.

Figura 6.23. Curvas de força-deslocamento diametral segundo o diâmetro da amostra.

Através das curvas da Figura 6.23, também se pode observar que as amostras de tamanhos maiores mostram quedas drásticas da força depois de passar pelo pico, e que, portanto, exibem comportamentos relativamente mais frágeis que os apresentados nas amostras de menores tamanhos. Este comportamento varia progressivamente com a diminuição do diâmetro, percebendo-se nos testemunhos menores um acréscimo da ductilidade, onde alguns, inclusive, apresentam comportamentos quase horizontais no trecho pós pico.

A partir das propostas de Celestino e Bortolucci (1992) e Guo, Aziz e Schimidt (1993), pode-se interpretar que para testemunhos com comprimentos de fissura muito grandes em relação ao tamanho de amostra, o índice de P_{max} / P_{min} tende de apresentar valores próximos do valor unitário, e, portanto, está associado a comportamentos mais dúcteis. Por outra parte, para comprimentos de fissura pequenos em relação ao tamanho da amostra, o comportamento esperado será do tipo frágil, e está associado a valores do índice P_{max} / P_{min} consideravelmente superiores ao valor unitário. A Figura 6.25 mostra a tendência da relação a/R e P_{max} / P_{min} como um indicativo da tendência no comportamento das curvas segundo o tamanho das amostras. Com o acréscimo do tamanho da amostra, a relação do comprimento da fissura em relação ao diâmetro diminui e o índice P_{max} / P_{min} aumenta, associando-se a comportamentos mais rígidos e frágeis.

Figura 6.24. Curvas de força-deslocamento diametral adimensionalizadas. (a) Diâmetro de 45 mm. (b) Diâmetro de 58 mm. (c) Diâmetro de 95 mm. (d) Diâmetro de 145 mm

Figura 6.25. Classificação do comportamento da curva de força-deslocamento no ensaio diametral, a partir da relação do comprimento da fissura e o índice $P_{\max} / P_{\min}$.

Com respeito a dependência do comportamento da curva em relação ao tamanho do testemunho, o trabalho apresentado por Carmona, Gettu e Aguado, (1998) pode fornecer algumas informações similares. Eles realizaram ensaios de compressão diametral em amostras de concreto com diâmetros de 74 mm a 290 mm. Encontraram que para testemunhos intatos, as curvas apresentaram no trecho de carregamento um comportamento muito mais pronunciado que o mostrado em ensaios carregando dois meios discos. Para ambos casos o valor no trecho final tende a ser similar (ver Figura 6.26). Desde este ponto de vista, a curva do ensaio de compressão diametral está limitada a apresentar diferentes comportamentos que se enquadram nestas condições-limite, e relacionado ao comprimento da fissura.

Figura 6.26. Comportamento típico do ensaio de compressão diametral (Adaptado de CARMONA; GETTU; AGUADO, 1998).

7 COMPORTAMENTO DE BRECHAS VULCÂNICAS MASSIVAS: ESTUDO DE CASO TÚNEL DE ADUÇÃO DA USINA HIDROELÉTRICA CACHÍ

As brechas vulcânicas frequentemente se apresentam de forma massiva e, portanto, são consideradas como rochas contínuas devido à ausência de descontinuidades ou ao grande espaçamento das mesmas em relação ao tamanho da obra (túnel, fundação, talude, etc.). Este fato é comumente discutido por diversos trabalhos onde são mencionadas as características das brechas vulcânicas (FISHER, 1960; HOEK; BROWN, 1997; KANJI, 2014; LAPORTE, 2012; LOURENÇO et al., 2010; MCPHIE; DOYLE; ALLEN, 1993; MUÑIZ; GONZÁLEZ, 2010; OSADA et al., 2005; YUKI et al., 1995). Por outro lado, e de acordo com Kanji (2014), existem grandes limitações dos sistemas de classificação mais comuns como o *RMR* de Bieniawski (1973), sistema *Q* de Barton, Lien e Lunde (1974) e *GSI* de Hoek, Kaiser e Bawden (1998), para serem aplicados em maciços rochosos brandos e sem descontinuidades, como as brechas vulcânicas. Isso se deve ao fato de que os mesmos foram desenvolvidos para meios descontínuos e rochas duras. Pells e Bertuzzi (2007) apresentam vários casos onde os sistemas de classificação não conseguem projetar adequadamente o suporte em maciços fraturados, e portanto, sugerem muito cuidado quando os ambientes geológicos são muito diferentes dos casos de estudo originais. Por isso, segundo Pells e Bertuzzi, as obras de túnel devem ser projetadas a partir da mecânica aplicada, como comumente acontece em outras estruturas. Baseado no anterior, neste trabalho considerou-se necessário avaliar o comportamento das escavações de túneis a partir da caracterização mecânica da rocha e possíveis soluções mecânicas aplicáveis em escavações em meios contínuos brandos.

Na Costa Rica, a maior parte das obras subterrâneas tem tido propósitos de transporte de água em usinas hidroelétricas, obras que foram escavadas desde meados do século XX até a atualidade. Cervantes (2006) apresenta uma compilação dos principais túneis escavados na Costa Rica e mostra que boa parte das escavações tem interceptado brechas vulcânicas e tufas brechosas pouco fissuradas ou massivas, nas quais se registrou que comumente a rocha apresenta autossustentação e que não requer suporte temporal durante a escavação. De acordo com outros trabalhos mostrados na literatura, apesar das brechas vulcânicas estarem associadas a rochas brandas, estas se apresentam, em geral, sem fraturas e exibem autossustentação da escavação (KANJI, 2014; LAPORTE, 2012; VINDAS; CELESTINO, 2016).

Este capítulo apresenta o estudo de caso do túnel de condução da Usina Hidroelétrica Cachí na Costa Rica, o qual foi escavado cerca de 53% através de brechas vulcânicas massivas. A Figura 7.1 mostra a localização das obras estudadas. O comportamento visto durante as escavações foi comparado com o previsto a partir de soluções teóricas da literatura, que consideram as características mecânicas da rocha e o nível de tensões associado às profundidades escavadas.

Figura 7.1. Localização das usinas hidroelétricas respectivas dos túneis estudados.

A Usina Hidroelétrica Cachí corresponde a uma obra realizada pelo Instituto Costarriquenho de Eletricidade (ICE) e que se localiza na bacia do rio Reventazón, na província de Cartago, Costa Rica. Foi construída no ano 1960 com uma capacidade de 64 MW. Sua capacidade foi aumentada para 108 MW devido à ampliação no ano 1978 e uma modernização do ano 2004. No ano 2010 iniciou-se uma nova ampliação da usina para ser construída uma nova adução paralela à existente, e prevista desde o início da obra nos anos 60, para sua capacidade ser aumentada a 160 MW.

A nova adução incluiu um novo túnel de 6050 m de comprimento, paralelo ao existente, e de diâmetro variando de 5,60 a 5,90m. Os terrenos escavados na construção do novo túnel correspondem a maciços de origem vulcânica.

7.1 Escavação do novo túnel

Arias, Vindas e Acuña (2014) descrevem as experiências dos métodos de escavação utilizados na construção do novo túnel de condução da usina Cachí e apresentam uma avaliação comparativa. O túnel foi escavado com método convencional com explosivo e método mecanizado através de uma fresadora. A construção do túnel foi realizada mediante cinco frentes de escavação ingressado através de janelas nos setores com menor cobertura. A Tabela 7.1 mostra a duração da escavação e comprimento do túnel escavado de cada frente de trabalho. A escavação foi executada no período compreendido entre novembro de 2012 a junho de 2014.

Tabela 7.1. Prazo de escavação de cada frente de trabalho do túnel (adaptado de ARIAS; VINDAS; ACUÑA, 2014)

Frente de escavação	Estaqueamento		Comprimento escavado (m)	Duração (meses)	Avanço mensal médio (m/mês)
	Início	Fim			
T1B2	0+619	0+000	619	13	47,6
T2B1	0+619	2+107	1488	16	93,0
T2B2	3+897	2+107	1790	18	99,4
T3B1	3+897	4+600	703	13	54,1
T3B2	6+050	4+600	133*	7	19,0

*Parte da escavação já estava executada

Della Valle (2009), indicou que os principais riscos da escavação deste túnel estão associados à possibilidade de colapso na frente de escavação devido a gradientes altos de água, devidos aos aquíferos usados para o abastecimento público. Essas razões orientaram a necessidade de implementar nos trechos de maciços fraturados e com grandes pressões de água, a execução de injeções de calda de cimento na frente de escavação para diminuir o risco de instabilidade de frente. Cabe indicar que nos trechos de escavação em brechas massivas geralmente não existiram fluxos importantes de água, devido à sua baixa permeabilidade. Em geral, as brechas massivas se apresentaram secas ou com fluxos menores. Outro ponto indicado por Della Valle (2009) corresponde à influência no revestimento existente do túnel paralelo dos efeitos de vibrações por causa do uso de explosivo na escavação do novo túnel. Devido ao anterior, considerou-se a utilização de uma fresadora como método alternativo de construção para alguns trechos do túnel. Outros motivos para se utilizar a fresadora estão associados à expectativa de se superar os rendimentos da escavação com explosivos, baixos custos, redução de sobre-escavação e do dano sobre o maciço existente.

A escavação do túnel foi realizada através de zonas de ambiente vulcânico de idade terciária que estão principalmente constituídos por brechas vulcânicas originadas de piroclastos. Estas brechas em geral mostram-se em condição massiva (sem descontinuidades) e quando encontradas em condição sã ou levemente alteradas apresentam autossustentação. Um total de 1087 m foram escavados mediante uso da fresadora em um total de 5953m do comprimento total do túnel escavado, que corresponde a 18% do total. O resto foi escavado mediante o método convencional com explosivo (ARIAS; VINDAS; ACUÑA, 2014). A Figura 7.2 mostra os rendimentos de avanço por classe de maciço segundo o método de escavação. Durante a escavação foi utilizado o sistema de classificação *RMR* tanto para a descrição geomecânica e comunicação dentro da obra. Especificamente para as rochas de condição massiva, foram adaptadas classes de *RMR* em função do próprio comportamento da escavação e das condições de resistência, compactação e alteração da rocha, e atribuídas empiricamente. As classes associadas às brechas massivas correspondem às equivalentes a *RMR* de I e II. A diferença entre uma brecha massiva catalogada de classe II de uma classe I está associada a danos por efeito de explosivo, condição de alteração moderadas, moderada compactação e resistências menores de 10 MPa. Os rendimentos do avanço da escavação com fresadora foram no geral menores do que aqueles obtidos com o método convencional. Para maciços rochosos de brecha vulcânica massiva, e que não requereram suporte, o rendimento médio com uso de explosivo foi de 4,5 m/dia enquanto que para a fresadora foi de 4,1 m/dia, sendo o custo do metro cubico escavado 20% superior no caso da fresadora (ACUÑA; ARIAS, 2014).

Figura 7.2. Rendimentos de avanço por classe de maciço segundo o método de escavação (Adaptado de ACUÑA; ARIAS, 2014).

Os trechos escavados com a fresadora apresentam um acabamento da superfície mais uniforme e com menos sobre-escavação do que aquele obtido pelas escavações com explosivos. Em termos de volume, o método com o uso de explosivos apresentou uma sobre-escavação de

15 % enquanto que no caso com a uso da fresadora foi de 7 % (ACUÑA; ARIAS, 2014). A Figura 7.3 apresenta o acabamento da frente de escavação para brechas massivas escavadas com explosivo e com fresadora.

Figura 7.3. Exemplo de escavação na frente do túnel em brechas massivas. (a) Acabamento com a fresadora. (b) Acabamento com o método convencional (com uso de explosivo).

7.2 Breve descrição da geologia das brechas vulcânicas.

O maciço geológico encontrado nas escavações do túnel pertence a rochas vulcânicas de idade terciária da formação Doán, e estão constituídos por brechas vulcânicas e intercalados com fluxos de lava de textura brechosa ou blocosa. Estes materiais são interceptados por diques de textura fina de espessura métrica (entre 3 e 10 metros). A composição das sequências vulcânicas é do tipo andesítico para todas as litologias.

A fase orogênica registrada na Costa Rica, que se iniciou no Neógeno, foi caracterizada por um sistema tectônico e vulcânico complexo, somado a um levantamento e de destruição rápida do arco magmático. Este processo provocou erosão e instabilidade, gerando lahares e avalanches vulcânicas, paralelo a uma forte atividade de fluxos piroclásticos e coladas de lava e intrusões hipoabissais subordinadas. Os eventos vulcânicos e tectônicos contribuíram para a edificação de uma ponte terrestre e o fechamento das bacias marinhas superficiais (ALVARADO; PÉREZ, 1999). Neste contexto, foram depositados os materiais que dão origem à Formação Doán, que é composta por mais de 80% de depósitos vulcanoclásticos (piroclásticos e epiclásticos), fluxos de lava e diques ocasionais. Os depósitos piroclásticos e autoclásticos (brechas vulcânicas e tufas) consistem em fluxos de blocos e cinzas com abundantes líticos e cristais, avalanches vulcânicas e intercalações de cinzas. A idade atribuída a esta Formação corresponde ao Plioceno (ALVARADO; PÉREZ, 1999).

7.3 Caracterização das brechas vulcânicas do túnel de adução

A caracterização geomecânica das brechas vulcânicas foi realizada a partir de ensaios *in situ* e em laboratório e seus métodos e resultados são descritos nesta seção. Tanto os ensaios de laboratório quanto os de campo foram realizados pela Área de Engenharia Geotécnica (AIGT) do Instituto Costarricense de Eletricidade (ICE) e seu uso foi permitido para a transferência técnica e acadêmica nesta dissertação por Alexander Solís Barboza, atual diretor de geral de Engenharia e Construção (IC) do ICE. Os dados dos ensaios de laboratório foram tomados diretamente dos relatórios da Área de Engenharia Geotécnica (ICE, 2013a, 2013b, 2013c, 2014a, 2014b, 2014c, 2014d, 2014e).

7.3.1 Propriedades índice

A densidade seca e a absorção da rocha foram estimadas segundo a metodologia sugerida pela ISRM (1977). Foram realizados ensaios em 50 amostras de brecha vulcânica entre os estaqueamentos 0+643 e 5+240 do túnel, coletadas em sondagem tipo NQ (45mm diâmetro) e com perfuradora com broca de copo. Os resultados obtidos mostram que a brecha tem uma densidade seca média de 21,8 kN/m³ com valores máximo de 24,45 e mínimo de 19,96. O valor médio da absorção de água é de 8,31% com valores máximo de 13,33% e mínimo de 5,40% (Figura 7.4).

Figura 7.4. Distribuição dos valores de densidade e absorção da brecha.

7.3.2 Propriedades de resistência e deformabilidade da brecha vulcânica.

De acordo com os relatórios de resultados de laboratório do ICE, a resistência à compressão simples e o módulo de deformação foram avaliados através de ensaios de compressão uniaxial de acordo com o método sugerido pela ISRM (1979). O valor do módulo de deformação corresponde ao valor extraído do trecho médio linear da curva de tensão deformação. Foram estudados 8 pontos ao longo do túnel para um total de 51 amostras ensaiadas, com um mínimo de três amostras por ponto. Os valores médios e de desvio padrão da resistência e módulo de deformação para cada local estudado são mostrados ao longo do estaqueamento do túnel junto com o perfil de cobertura na Figura 7.6. O valor médio da resistência para a brecha considerando todos os pontos ensaiados foi de 16,60 MPa com valores máximos de 42,30 MPa e mínimos de 6,48 MPa. Para o módulo de deformação, foram obtidos valores médios de 4,85 GPa, máximos de 12,06 GPa e mínimos de 0,73 GPa.

Figura 7.5. Correlações obtidas com resultados a partir de ensaios com martelo Schmidt e de ensaios de compressão no laboratório. (a) Correlação rebote e resistência à compressão. (b) Correlação rebote e módulo elástico.

Naqueles locais em que não foram extraídas amostras para ensaios de compressão no laboratório, complementarmente foram executados ensaios de martelo Schmidt para estimar a resistência à compressão e o módulo de deformação, através da correlação com o rebote R_L . O ensaio e as correlações foram obtidas seguindo as observações e sugestões de Aydin (2009), realizando pelo menos 12 leituras em cada ponto (BONILLA; VINDAS, 2015). Os valores de média e desvio padrão do R_L ao longo do estaqueamento do túnel são apresentados na Figura 7.6. As correlações obtidas entre os ensaios de laboratório e o martelo Schmidt são mostrados na Figura 7.5. Deve-se considerar que as correlações foram obtidas a partir de ensaios nos

mesmos testemunhos ou a partir ensaios executados nos afloramentos das amostras extraídas. A Figura 7.6 mostra conjuntamente os valores de resistência e módulo de deformação obtidos por correlação entre o ensaio de martelo Schmidt e os obtidos diretamente do ensaio de compressão no laboratório.

Figura 7.6. Comportamento da resistência e deformação das brechas vulcânicas massivas nos pontos ao longo do túnel. (a) Rebote do martelo Schmidt. (b) Resistência à compressão. (c) Módulo de deformação no laboratório.

Por parte do ICE, foram executados ensaios de compressão diametral (método brasileiro) para 4 dos 8 locais dos quais foram extraídas amostras para ensaios de compressão no laboratório. Foram realizados um total de 22 ensaios de compressão diametral obtendo-se uma resistência média à tração de 1,39 MPa com valores máximo de 3,50 MPa e mínimos de 0,60 MPa (Figura 7.7). Como as amostras para ensaios de compressão diametral foram extraídas dos mesmos testemunhos ou adjacentes dos obtidos para ensaios de compressão uniaxial, calculou-se a correlação entre a resistência à compressão e a resistência à tração pelo método brasileiro, resultado mostrado na Figura 7.7.

Figura 7.7. Resultados dos ensaios de compressão diametral. (a) Distribuição dos dados de resistência à tração. (b) Correlação resistência à compressão e resistência à tração sob carregamento diametral.

Realizaram-se 15 ensaios de compressão triaxial na brecha vulcânica segundo o método sugerido pela ISRM (1978) e aplicando uma pressão de câmara de 10 ou 20 MPa (BONILLA; VINDAS, 2015). Como mostrado na Figura 7.9, a partir destes ensaios e conjuntamente com os resultados obtidos dos ensaios de compressão uniaxial e diametral, foram obtidas as envoltórias de resistência dos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e de Hoek & Brown. Na Tabela 7.8 pode-se observar os parâmetros de resistência obtidos dos ajustes dos dados experimentais para cada critério de ruptura

Tabela 7.8. Parâmetros de resistência da brecha vulcânica.

Estaqueamento	Envoltória Mohr-Coulomb		Envoltória Hoek&Brown	
	c' (MPa)	ϕ (°)	σ_c (MPa)	m_i
1+212	1.91	42.2	18.43	19.33
1+230	2.69	33.8	13.73	11.01
1+658	3.84	41.1	25.22	16.95
3+261	4.42	42.9	27.66	16.44

Figura 7.9. Envoltórias de resistência obtida a partir dos ensaios de compressão diametral, uniaxial e triaxial. (a) Estaqueamento 1+212. (b) Estaqueamento 1+230. (c) Estaqueamento 1+658. (d) Estaqueamento 3+261.

De acordo com os relatórios de resultados de laboratório do ICE, a velocidade de propagação de onda primária (V_p) no laboratório foi medida nos corpos de prova utilizando como referência o método sugerido pela ISRM (1978b). Foram realizados 60 ensaios de propagação de onda primária e obteve-se um valor médio para as brechas vulcânicas de 3221 m/s com um valor máximos de 3959 m/s e mínimo de 2292 m/s. Na Figura 7.10 se apresenta o histograma dos valores de velocidade de propagação de onda primária dos 60 ensaios realizados.

Através da densidade seca e da velocidade de propagação da onda primária determinada no laboratório, estimou-se o módulo de elasticidade dinâmico (E_d), assumindo para o cálculo um coeficiente de Poisson (ν) de 0,25. Com isso, foi obtida a correlação do módulo elástico dinâmico com o módulo elástico estático, determinado nos ensaios de compressão uniaxial. Na Figura 7.10 se apresenta a correlação obtida. O coeficiente de determinação R^2 obtido foi de 0,47, indicando que existe uma relação moderada entre as variáveis avaliadas.

Figura 7.10. (a) Histograma da velocidade de propagação de onda primária da brecha. (b) Correlação entre módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático determinados no laboratório.

7.3.3 Comparação das propriedades da brecha do túnel com as estudadas na dissertação.

A Tabela 7.2 mostra um resumo dos resultados de laboratório obtidos pelo ICE na caracterização das brechas vulcânicas em vários locais do túnel da usina hidroelétrica Cachí. Estes dados são comparados com as propriedades da brecha vulcânica estudada na dissertação. Uma vez que os ensaios realizados no túnel de adução de Cachí correspondem a locais bastantes distantes, as propriedades da brecha se apresentam separadamente para cada estaqueamento. Para o caso das brechas estudadas na dissertação, os valores mostram-se associados a cada diâmetro ensaiado e correspondem a um mesmo afloramento. As propriedades de propagação de onda, densidade e módulo dinâmico mostram-se em intervalos de variação similares para ambas rochas, no entanto as características de resistência e deformação estática tendem a apresentar valores superiores no caso da brecha estudada.

O aspecto textural para ambas as rochas é muito similar, apesar de pertencerem a formações geológicas distintas. As brechas vulcânicas de Cachí pertencem à Formação Doán e correspondem a materiais piroclásticos do terciário, depositados em forma de fluxo de blocos e cinzas (ALVARADO; PÉREZ, 1999). As brechas estudadas na dissertação correspondem a rochas da Formação Tivives provenientes de paleovulcanismo e parecem corresponder a um *debris avalanche* transformado em *debris flow*, no Pleistoceno Inferior, que escorregou através de um paleo-curso do rio (ALVARADO et al., 2004).

Tabela 7.2. Resumo de resultados das propriedades mecânicas da brecha do túnel Cachí comparadas com os resultados da brecha estudada nesta dissertação.

Estación	γ (kN/m ³)		V_p (m/s)		σ_c (MPa)		Em (MPa)		Ed (GPa)		c' (MPa)	ϕ (°)	m_i
	μ	CV (%)	μ	CV (%)	μ	CV (%)	μ	CV (%)	μ	CV (%)			
Local	Brechas vulcânicas do túnel da Usina Hidroelétrica Cachí -Formação Doán												
0+643	21.1	5			11.9	36	1.3	45					
0+993	22.6	2	2629	11	11.7	32	1.5	63	13.1	26			
1+027	22.1	3	3069	14	11.0	21	3.7	24	17.4	23			
1+212	21.0	2	3044	7	11.7	17	2.2	22	14.9	17	1.9	42.2	19
1+230	21.6	1	2764	11	13.3	26	4.7	32	14.2	22	2.7	33.8	11
1+658	22.0	3	3466	8	19.1	47	6.5	43	21.9	18	3.8	41.1	17
3+261	22.3	8	3374	10	23.8	34	6.4	30	21.1	24	4.4	42.9	16
5+240	22.9	3	3523	5	14.1	55	5.0	32	23.7	13			
D (mm)	Brechas vulcânicas da Formação Tivives												
31	22.9	6	2924	20	28.7	8	9.95	19	20.4	33			
											6.65	36.4	8.5
45	21.0	1	2978	7	29.0	10	8.05	16	18.8	14.3	a	a	a
											8.2	37.5	10.3
58			2807	5	27.7	15	10.1	11	16.6	11			
92			3150	5	29.3	20	10.8	13	20.9	9.04			
141			3114	3	29.3	6	10.3	9	21.0	3.64			

7.3.4 Ensaios *in situ* de deformação.

Devido à brecha vulcânica ser massiva, é de interesse avaliar a influência do volume ensaiado sobre a propriedade de deformação da rocha para escalas superiores às ensaiadas no laboratório e mais próximas da escala da escavação. Para isso, foram realizados ensaios de deformação através do macaco Goodman e ensaios de placa (BONILLA; VINDAS, 2015).

De acordo com Bonilla e Vindas (2015), Naranjo e Hernández (2013), os ensaios de macaco Goodman foram realizados segundo indicações da norma ASTM D 4971, e foram realizados em furos horizontais de 15 metros de comprimento medidos a partir da parede do túnel. Foram avaliados 4 locais ao longo do túnel, realizando 3 ensaios por cada ponto e a diferentes distâncias da parede em sentidos vertical ou horizontal. Os ensaios foram realizados e interpretados para dois intervalos de pressão, o intervalo inferior de 0 a 7 MPa e o superior para valores acima de 7 MPa, uma vez que as curvas exibem dois trechos lineares onde o segundo tende a apresentar geralmente um comportamento mais rígido (ver Figura 7.11). Como se mostra na Tabela 7.3, os valores médios do módulo de deformação para cada local e do respectivo intervalo inferior é próximo do valor médio obtido nos ensaios de compressão

uniaxial, enquanto que para o intervalo superior de pressão, são substancialmente maiores. Isso sugere que as brechas aumentam sua rigidez com o acréscimo de carregamento, possivelmente devido ao fechamento de poros ou fissuras durante o ensaio.

Goodman, Van e Heuzé (1968) expressam vários dos fatores que possuem maior influência nos resultados do ensaio. Entre esses fatores está a influência da superfície de apoio da placa sobre a rocha, a qual adquire a condição ótima de sensibilidade quando a sapata semicilíndrica estiver em contato numa superfície de um quarto da superfície do furo. Também, a não linearidade das propriedades da rocha pode conduzir a erros devidos à solução corresponder a modelos analíticos com linearidade elástica e geométrica. Por outra parte, a influência da rigidez relativa da placa e da rocha interfere no resultado por solução inicial considerar que a carga é uniformemente distribuída, enquanto que a distribuição do carregamento sobre a superfície da rocha é muito mais complexa. A solução analítica considera um comprimento infinito da placa, portanto, para considerar uma correção pelos efeitos tridimensionais se sugere diminuir em 14% o resultado do módulo obtido. Outros fatores indicados são a influência da rugosidade das paredes e a possível formação de trincas de tração perpendiculares ao carregamento. Hustrulid (1975) indica que a suposição de que a placa se apoia completamente sobre a parede cilíndrica do furo só acontece quando o diâmetro do furo e o da placa são exatamente o mesmo, o que geralmente não acontece. Hustrulid considera que a estimativa do módulo através de ensaios com o macaco Goodman deve levar em conta o contato real entre a placa e a rocha no furo. Indica que é possível que em rochas brandas ou as argilas pode-se garantir o contato completo sob altas pressões. Por outro lado, Shuri (1981) indica que teoricamente os resultados obtidos com o macaco Goodman estão severamente afetados pelo desvio do diâmetro do furo e o diâmetro padrão do macaco (76mm), sendo muito mais sensível em rochas de alto módulo de deformação. No entanto, Shuri (1981) indica que na prática esta dependência não é tão forte. Shuri sugere a necessidade de medir o diâmetro do furo e mostra que as correções tanto pelo contato deficiente da placa-parede e a flexão longitudinal da placa não são suficientes para explicar diferenças do módulo real e o medido.

Figura 7.11. Ensaio de deformação *in situ* com macaco Goodman (c) Fotografia do torpedo do macaco Goodman. (d) Exemplo de curva obtida no ensaio de macaco Goodman.

(a)

(b)

Segundo Bonilla e Vindas (2015), Naranjo e Hernández (2013) os ensaios de placa foram executados de acordo com o sugerido pela ISRM (1979b) e realizados em nichos laterais do túnel. Foram executados ensaios no sentido vertical e horizontal, aplicando pressões máximas de 3MPa. Foram medidos os deslocamentos em três pontos igualmente distribuídos na borda da placa. Em uma primeira estimativa os módulos de deformação foram calculados utilizando a formulação para uma placa completamente rígida, no entanto, devido aos módulos da brecha corresponderem a valores entre de 1 a 10 GPa, os dados foram recalculados considerando a rigidez relativa entre a placa e o terreno. Através da proposta de Brown (1969), foi calculada a rigidez relativa (K) de acordo com a seguinte expressão:

$$K = \frac{E(1 - \nu^2)}{E_s} \left(\frac{t}{R} \right)^3 \quad (7.1)$$

onde E e ν são as constantes elásticas do maciço, E_s o módulo elástico do material da placa, e t e R são a espessura e o raio da placa respectivamente.

Para a placa circular de aço ($R = 0,225$ m, t de 25,4 mm e $E_s = 210$ GPa) e a brecha, obteve-se valores de K entre 0,03 a 0,28. De acordo com Brown (1969), o comportamento da placa pode ser considerado como rígido para valores de K superiores a 5, enquanto que para valores menores de 0,08 devem se considerar como flexíveis. No entanto, no ensaio existem outros detalhes sobre a placa que podem mudar as condições de rigidez do sistema, portanto, foi realizado uma análise pelo método de elementos finitos (FEM) axisimétrica simples, para verificar o melhor ajuste para o ensaio. A Figura 7.12 apresenta o resultado da análise realizada comparado com as soluções de placa rígida e flexível.

Figura 7.12. Análise da deformação na borda da placa em função do módulo. (a) malha axisimétrica de elementos finitos deformada. (b) Relação do deslocamento na borda da placa e módulo de deformação.

Portanto, as estimativas dos módulos foram recalculadas para uma solução de placa obtida a partir da análise FEM, e considerando os dados iniciais de pressão e deslocamento de cada ensaio. Estes dados partem da informação fornecida pelo ICE. A Figura 7.13 apresenta a configuração de um dos ensaios realizados e a curva obtida no ensaio.

Os resultados dos módulos de deformação dos ensaios de placa se apresentam na Tabela 7.3 e são comparados com os valores obtidos para ensaios no laboratório e com macaco Goodman em cada estaqueamento. Foram calculados os valores médios e os coeficientes de variação para cada tipo de ensaio.

Figura 7.13. Ensaio de deformação in situ com placa. (a) Fotografia do ensaio de placa. (b) Exemplo de curva obtida no ensaio de placa.

A Figura 7.14 mostra os valores médios do módulo de deformação e normalizados pelo módulo obtido no laboratório, em função dos tipos de ensaios de deformação executados na brecha vulcânica. Os ensaios mostram-se ordenados na sequência de aumento de volume ensaiado. Note-se na Tabela 7.3 que os valores de módulo de deformação obtidos no intervalo superior no ensaio com macaco Goodman mostram valores substancialmente superiores quando comparados com os obtidos no trecho inferior, com os ensaios de placa e inclusive com os obtidos no laboratório. Cabe indicar que a pressão máxima aplicada nos ensaios de placa não ultrapassa a pressão aplicada no intervalo inferior de pressões usadas no ensaio com o macaco Goodman. Devido ao anterior, na Figura 7.14 só se apresentam os valores médios obtidos no intervalo inferior. Como se mostra nesta figura, a brecha vulcânica massiva, em geral, mostra tendência nula ou leve do módulo diminuir com a escala do ensaio, com exceção do mostrado entre os estaqueamentos 3+702 e 3+3711, que apresentou uma diminuição de 29% com respeito ao obtido no laboratório. Cunha (1990) mostra resultados de ensaios de deformação, entre eles ensaio de compressão uniaxial no laboratório, dilatômetro de furo, e macaco plano de grande dimensão; e determinou que devido aos maciços geralmente se encontrarem constituídos por descontinuidades, existe a tendência do módulo diminuir com o volume ensaiado. No entanto, devido à brecha se apresentar sem descontinuidades que condicionem sua deformabilidade com o aumento da escala, a tendência para esta rocha mostra um efeito leve até nulo do módulo de deformação diminuir com a escala.

Figura 7.14. Comportamento do módulo de deformação com respeito ao volume ensaiado. (a) Módulo de deformação médio em função do tipo de ensaio. (b) Módulo de deformação normalizado em função do tipo de ensaio.

Tabela 7.3. Módulos de deformação obtidos nas distintas escalas avaliadas.

Local	Laboratório			Macaco Goodman						Ensaio de placa				
				Intervalo inferior			Intervalo superior							
	E _m (GPA)	μ (GPA)	CV	*	E (GPA)	μ (GPA)	CV	E (GPA)	μ (GPA)	CV	**	E (GPA)	μ (GPA)	CV
1+027	4.70			-	3.50			6.62			ESQ	4.61	3.73	34%
	3.60	3.66	24%	-	5.89	4.63	26%	8.31	6.98	17%	DIR	2.84		
	2.58			-	4.52			6.01						
	3.75													
1+230	1.60			V	6.49			10.12						
	4.61			H	5.32	5.12	29%	9.55	9.57	6%				
	4.05			V	3.56			9.03						
	5.00													
	5.71	4.65	32%											
	5.00													
	5.00													
	3.75													
	7.14													
1+658	2.60			V	4.96			9.06						
	5.45			H	4.97	7.05	51%	10.45	13.66	50%				
	3.88			V	11.22			21.48						
	7.14	6.54	43%											
	11.11													
	7.85													
	5.20													
	9.09													
3+702 a 3+711	5.88			V	7.54			11.89			TET	2.19		
	7.50			H	3.56	7.35	50%	12.54	13.83	20%	CHA	7.19	5.47	48%
	9.37	7.70	18%	V	10.94			17.07			ESQ	4.53		
	7.14										DIR	7.95		
	8.62													
5+240	3.20										TET	1.35		
	4.44										CHA	1.17	4.24	81%
	6.25	4.97	32%								ESQ	7.28		
	6.94										DIR	7.16		
	4.00													

*Direção do ensaio: V é Vertical e H é Horizontal

** Superfície de apoio da placa no nicho: TET é no teto, CHA é no chão, ESQ é na parede esquerda e DIR é na parede direita

Durante a construção do túnel foram executadas prospecções na frente de escavação utilizando o método sísmico TSP 303 (Tunnel Seismic Prospection) de *Amberg Technologies*. Através do ensaio foram obtidas as velocidades de propagação de onda sísmica compressional e transversal, o que permitiu caracterizar o maciço antes da escavação. A partir desses dados de

campo foi calculado o módulo elástico dinâmico E_d . O módulo de deformação estático E_e na escala de campo estimou-se a partir da velocidade de onda compressional medida em campo V_{camp} e a correlação mostrada na Figura 7.10, que foi obtida para as brechas vulcânicas estudadas neste caso. Os resultados obtidos para os módulos dinâmicos e estáticos nos estaqueamentos 1+658 e 3+702 são resumidos na Tabela 7.4. Vale a pena esclarecer que só dois locais caracterizados no laboratório contaram com a execução de ensaios sísmicos de campo. Mostram-se também os valores de velocidade de onda compressional determinada no laboratório V_{lab} e a determinada no campo pelo método TSP. Adicionalmente, foram estimados as relações de V_{camp}/V_{lab} e $(V_{camp}/V_{lab})^2$ propostas por Deere et al. (1967) e Mcdowell (1993) para avaliar o estado de fraturamento da rocha e a sua influência no módulo de deformação. A partir desses resultados, observou-se que a relação da velocidade de propagação de onda primaria apresenta valores em campo 4% menor e até 23% maior que a média determinada no laboratório. Estes índices apontam uma baixa condição do fraturamento das brechas.

A comparação do módulo estático em campo, determinado por correlação do método sísmico, apresentou valores de 15% a 18% acima do valor determinado no laboratório. O fato dos valores de campo serem superiores aos determinados no laboratório pode estar associado à incerteza e dispersão dos dados da relação do módulo dinâmico e estático. Outro aspecto pode estar associado ao fato de que os ensaios de prospecção extraem a informação de velocidade de onda daqueles locais na frente de escavação onde a rocha não tem sido escavada e onde o estado de tensões é sumamente confinado, o que pode refletir em acréscimos da velocidade de propagação devido ao confinamento.

Tabela 7.4. Relação dos valores de campo e laboratório da velocidade de onda compressional e o módulo de deformação.

Local	Velocidade de onda compressional (m/s)			Relação campo/ laboratório				Módulo de deformação (GPa)				
								Lab.	Campo			
	Lab.	Campo		V _{camp} /V _{lab}		(V _{cam} /V _{lab}) ²		E _m	E _d		E _e	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max		Min	Max	Min	Max
1+658	3466	3396	4267	0.98	1.23	0.96	1.52	6.54	26.0	40.1	7.5	13.8
3+702	3820	3662	3857	0.96	1.01	0.92	1.02	7.70	30.2	32.8	9.1	10.2

A Figura 7.15 apresenta a relação aproximada do módulo de deformação em campo e na escala de laboratório. O módulo de deformação em campo foi determinado a partir dos ensaios com TSP e a correlação mostrada na Figura 7.10. Devido à ausência de ensaios de compressão uniaxial no laboratório nos outros trechos prospectados com TSP, o módulo de deformação foi aproximado por correlação dos ensaios de martelo Schmidt. Como se observa

na Figura 7.15 o módulo de deformação em campo mostra-se levemente inferior (próximo a 85%) e superior até 3 vezes do obtido no laboratório.

Figura 7.15. Relação aproximado do módulo estático em campo e em laboratório para a brecha vulcânica massiva.

7.4 Previsão do comportamento do túnel versus o comportamento real das brechas massivas.

O comportamento da escavação de túneis construídos a através de rochas massivas se agrupa em dois tipos: o primeiro associado a comportamento em maciços massivos duros e frágeis e o segundo relacionado a maciços de comportamento dúctil. De acordo com vários autores (HOEK; BROWN, 1980; KAISER et al., 2000; MARTIN; KAISER; MCCREATH, 1999; PALMSTROM, 1995) as rochas duras e frágeis exibem ruptura rápida e instável da rocha intacta em forma de lajes (*spalling* ou *slabbing*) e explosiva (*rock burst*) para profundidades altas. No caso das rochas brandas e massivas, geralmente exibem comportamento dúctil e podem chegar a desenvolver um cisalhamento completo na periferia da escavação (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; PALMSTROM, 1995).

Vários autores coincidem que a relação de ruptura em rochas massivas de tipo frágil com eventos fortes e explosivos de lasqueamento acontece quando o índice da tensão tangencial máxima na parede da escavação e a resistência à compressão da rocha intacta σ_{max}/σ_c é superior a 0,40 ou 0,60 (GRIMSTAD; BARTON, 1993; HOEK; BROWN, 1980; KAISER et al., 2000). Durante a escavação as tensões induzidas e próximas à parede do túnel iniciam o processo de fratura da rocha, portanto o fator de concentração de tensão induzida σ_{max}/σ_c serve como um indicador apropriado do comportamento da escavação (KAISER et al., 2000). De acordo com Kaiser et al. (2000) usando este indicador, o domínio de tensão pode prever o modo dominante

de comportamento de acordo com o tipo de rocha, tamanho de grão, grau de fraturamento e nível de heterogeneidade. A Tabela 7.5, mostra os intervalos para este indicador associado com o comportamento de escavações em maciços massivos

Tabela 7.5. Intervalos da concentração de tensão induzida para identificar regime de tensão para rochas massivas (Adaptado de KAISER et al., 2000).

Nível de tensão induzida		Descrição do comportamento
Baixa tensão induzida	$\sigma_{max}/\sigma_c < 0,4 \pm 0,1$	Resposta linear elástica
Moderada tensão induzida	$0,4 \pm 0,1 < \sigma_{max}/\sigma_c < 1,15 \pm 0,1$	Ruptura frágil adjacente ao contorno da escavação
Alta tensão induzida	$1,15 \pm 0,1 < \sigma_{max}/\sigma_c$	Ruptura frágil ao redor da escavação

No entanto, o proposto por Kaiser et al. (2000) parece não corresponder para as brechas vulcânicas do túnel Cachí. Apesar das brechas vulcânicas escavadas corresponderem a rochas brandas (σ_c geralmente menor que 25 MPa), foram notados pequenos deslocamentos, autossustentação e estabilidade ao longo prazo (superiores a um ano) mesmo que elas fossem escavadas sob coberturas máximas entre 300 a 500 metros e sem suporte. A relação teórica da tensão máxima na parede do túnel e a resistência à compressão medida no laboratório para esta rocha atende a valores máximos de σ_{max}/σ_c de 1,0 a 1,1. O que sugere que a tensão na parede associada nas profundidades escavadas chegou a ser próxima e até um pouco superior à resistência da rocha intacta, sem apresentar nenhum tipo de instabilidade. Isso pode ser explicado por vários motivos:

- i. A brecha vulcânica mostra um comportamento dúctil que permite exibir um comportamento estável e redistribuir tensões assim que sua resistência máxima é superada.
- ii. Existe pouca influência da escala na resistência e da deformabilidade da rocha, de maneira que o comportamento mecânico na escala da escavação é muito similar ao caracterizado no laboratório.
- iii. Baixas taxas de avanço da escavação podem refletir em carregamentos lentos da rocha permitindo um acréscimo da ductilidade (BIENIAWSKI, 1970).
- iv. Depois da rocha atingir condições de equilíbrio no curto prazo, podem existir deformações posteriores que continuam aumentando lentamente (*creeping*) e que provocam relaxamento das tensões tangenciais na periferia da escavação (JETHWA; SINGH; SINGH, 1984).

Vale a pena indicar que, de acordo com o apresentado no Capítulo 6, as brechas vulcanoclásticas ensaiadas e outras rochas de brechas vulcânicas brandas apresentadas na literatura (NISHIMATSU et al., 1969; YOSHINAKA et al., 2001; YUKI et al., 1995) não apresentam variação na resistência e na deformação com o acréscimo da escala. Além disso, segundo apresentado da seção 6.3.4, não foi percebida mudança do comportamento de tensão deformação nas curvas completas do ensaio de compressão uniaxial.

Em rochas brandas, as grandes deformações e as instabilidades em túneis estão associadas à plastificação da rocha dado que as tensões atuantes excedem a resistência do maciço. O fraturamento e a deformação de rochas brandas são de tipo progressivo e estão associados ao fenômeno de *squeezing*, processo que caracterizado pelo comportamento dúctil da rocha e as deformações ao longo do tempo (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993). As rochas que mostram processos de *squeezing* são associadas tanto a meios massivos (brandos e deformáveis) e maciços muito fraturados quanto a um resultado das condições de tensões atuantes e excessivas na periferia da escavação (PALMSTROM, 1995). O comportamento em túneis através de rochas dúcteis é diferente do comportamento de escavações em materiais frágeis, devido aos maciços deformáveis exibirem uma formação de superfícies completas de cisalhamento mantendo-se a integralidade da rocha, enquanto que na ruptura frágil o processo de cisalhamento é interrompido pela formação de fissuras induzidas pela tensão, seguido pela divisão e o desprendimento súbito da rocha circundante (AYDAN; AKAGI; KAWAMOTO, 1993; KAISER et al., 2000). Dado o anterior, avaliou-se a análise do comportamento de brechas vulcânicas massivas através da determinação do potencial de *squeezing*, por a brecha corresponder a uma rocha branda que pode exibir ductilidade.

A quantificação do potencial de *squeezing* pode ser abordado tanto por métodos empíricos quanto por semi-empíricos. Algumas destas propostas de tipo empíricas, como as apresentadas em Singh et al. (1992); Goel (2000) e Goel e Jethwa (1995), são dirigidas para serem utilizadas em meios fraturados tomando como base a classificação do sistema *Q* de Barton, Lien e Lunde (1974). No entanto, e de acordo com o indicado em vários pontos da dissertação, este sistema apresenta grandes limitações para ser utilizado na caracterização de brechas vulcânicas massivas. Por outro lado, as propostas analíticas e semi-empíricas oferecidas por Aydan, Akagi e Kawamoto (1993); Hoek e Marinos (2000) e Jethwa, Singh e Singh (1984) podem ser utilizadas para meios contínuos (muito fraturados ou massivos), como no caso das brechas vulcânicas. A Tabela 7.6 mostra os critérios de avaliação destes três métodos.

Tabela 7.6. Critérios para determinar o potencial de *squeezing* em meios contínuos e brandos.

Aydan, Akagi e Kawamoto (1993)		Hoek e Marinos (2000)		Jethwa, Singh e Singh (1984)	
Descrição	Critério	Descrição	Critério	Descrição	Critério
Comportamento elástico	$\varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq 1$	Poucos problemas de suporte	$\varepsilon < 1\%$	não <i>squeezing</i>	$\sigma_{cm}/2p_0 < 1$
leve <i>squeezing</i>	$1 < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_p$	Problemas menores de <i>squeezing</i>	$1\% < \varepsilon < 2,5\%$	leve <i>squeezing</i>	$\sigma_{cm}/2p_0$ de 0.2 a 0.4
regular <i>squeezing</i>	$\eta_p < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_s$	Problemas severos de <i>squeezing</i>	$2,5\% < \varepsilon < 5\%$	<i>squeezing</i> moderado	$\sigma_{cm}/2p_0$ de 0.4 a 1.0
forte <i>squeezing</i>	$\eta_s < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e} \leq \eta_f$	Problemas muito severos de <i>squeezing</i>	$5\% < \varepsilon < 10\%$	forte <i>squeezing</i>	$\sigma_{cm}/2p_0 < 0.2$
Muito forte <i>squeezing</i>	$\eta_f < \varepsilon_{\theta^a} / \varepsilon_{\theta^e}$	Problemas extremos de <i>squeezing</i>	$\varepsilon > 10\%$		

$\eta_p = 2\sigma_c^{-0.17}$, $\eta_s = 3\sigma_c^{-0.25}$, $\eta_f = 2\sigma_c^{-0.32}$, ε_{θ^a} é a deformação tangencial no túnel, ε_{θ^e} é a deformação elástica limite
 ε é o fechamento lateral do túnel/diâmetro do túnel
 $\sigma_{cm}/2p_0 = \sigma_{cm}/(\gamma H)$, σ_{cm} é a resistência à compressão uniaxial do maciço, p_0 é a tensão *in situ*, γ é o peso específico e H é a cobertura

As soluções mostradas na Tabela 7.6, podem ser expressas em termos de resistência do maciço e cobertura. No caso da solução de Jethwa, Singh e Singh (1984), é suficiente substituir o valor de p_0 por γH para plotar e encontrar os limites para cada nível de potencial de *squeezing*. Para o caso da solução de Hoek e Marinos (2000) pode-se utilizar a expressão de deformação radial em função de p_0 , deduzida nesse mesmo trabalho:

$$\varepsilon = 0,20 \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{-2} = 0,20 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-2} \quad (7.2)$$

onde σ_{cm} é a resistência à compressão do maciço, e p_0 é tensão hidrostática *in situ*, γ é o peso específico da rocha e H é a cobertura.

Para o caso da solução proposta por Aydan, Akagi e Kawamoto (1993) a relação de cobertura e a resistência à compressão uniaxial é dada pela seguinte expressão:

$$H = \frac{\sigma_{cm}}{2\gamma(q-1)} \left[(q+1)\xi^{\frac{q-1}{f+1}} - 2 \right] \quad (7.3)$$

O coeficiente f é dado pelo cociente da deformação axial e a deformação radial no trecho de plastificação do ensaio de compressão uniaxial e que representa a dilatação.

O coeficiente ξ é substituído por 1, se o comportamento é elástico ou pelos seguintes coeficientes associados a cada nível de *squeezing*:

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_c^{-0.17}, \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_c^{-0.25}, \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_c^{-0.35} \quad (7.4)$$

Os coeficientes η_p , η_s e η_f são níveis de deformação normalizados da rocha (ver secção 2.5.3). O coeficiente q é dado pela Equação 7.5:

$$q = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} \quad (7.5)$$

De acordo com a proposta de Aydan, Akagi e Kawamoto (1993), o ângulo de atrito ϕ pode ser obtido a partir da correlação com a resistência à compressão utilizando a seguinte expressão:

$$\phi = 20\sigma_c^{0.25} \quad (7.6)$$

Para valores de resistência à compressão da brecha vulcânica de 10 a 25 MPa, a Equação 7.6 mostra o ângulos de atrito entre 35° e 45°, intervalo muito próximos do obtido nos ensaios de compressão triaxial mostrados na secção 7.1.2 (ϕ de 33,8° a 42,9°).

No sentido de comparar a previsão de potencial de *squeezing* com o comportamento real da escavação em brechas massivas, foram extraídos os valores de resistência à compressão uniaxial para cada ponto e a cobertura ao longo do túnel (ver Figura 7.6). A análise considera que a resistência na escala do maciço é igual à resistência obtida no laboratório, e que o peso específico do meio é igual a 22 kN/m³. A Figura 7.16 apresenta a previsão de potencial de *squeezing* comparada com os dados associados à escavação em brechas vulcânicas massivas, as quais apresentam autosustentação e não requereram suporte.

Note-se que para as tres soluções a maior parte dos pontos permanece dentro da zona de comportamento elástico do maciço. Isso está de acordo com as condições de estabilidade e autossustentação obtidas na escavação. Outros pontos ultrapassam este limite entrando na zona de leve *squeezing* ou com poucos problemas de suporte, no entanto, a maior parte deles corresponde a medições indiretas da resistência da rocha obtida por correlação do rebote com martelo Schmidt. Os dados associados às medições de resistência obtidas diretamente de ensaios permanecem próximos ou abaixo da linha que limita o comportamento elástico.

Figura 7.16. Previsão do potencial de *squeezing* comparados com dados da escavação em brechas vulcânicas. (a) Solução de Aydan, Akagi e Kawamoto (1993). (b) Solução de Hoek e Marinos (2000). (c) Solução de Jethwa, Singh e Singh (1984).

Existem diferenças consideráveis entre os métodos de avaliação de comportamento. A solução que mostra condições mais otimistas é a proposta por Hoek e Marinos (2000), no entanto, deve-se levar em conta que esta previsão está baseada na correlação mostrada na Equação 7.1, e que foi estimada a partir de soluções analíticas considerando meios fraturados (GSI de 10 a 30). Por outro lado, a solução mais conservadora é a apresentada em Aydan, Akagi e Kawamoto (1993). O conceito principal deste método consiste na analogia de que o comportamento de tensão-deformação da rocha no laboratório é comparável com a resposta na periferia do tunel. Isso implica que as condições de resistência e deformação do maciço devem ser similares ao comportamento resistência e deformação no laboratório. A solução de Jethwa, Singh e Singh (1984) mostra condições intermediárias às outras duas avaliadas. Esta solução

considera os processos elastoplásticos como outros associados de deformações a longo prazo (*creeping*). De acordo com esta solução, ainda que o maciço tenha atingido condições de equilíbrio no curto prazo, existem deformações posteriores que continuam aumentando lentamente e que provocam relaxamento das tensões tangenciais na periferia da escavação. Cabe indicar que, as metodologias consideradas nesta análise estão baseadas em soluções de estado plano de deformação, alias de considerar um campo de tensão hidrostático, secção circular, por tanto existem variáveis que podem ter uma influência significativa e que não são consideradas como o caso do aumento de resistência por causa do confinamento na parede do túnel devido a tensão intermediária que age na parede do túnel, condição que deve ser considerada para atender um análise mais próximo à condição tridimensional.

7.5 Condição de rendimento da fresadora

7.5.1 Comportamento da resistência da brecha vulcânica frente à taxa de carregamento.

A companhia Sandvik, empresa que forneceu a fresadora utilizada na escavação do túnel, realizou ensaios de compressão uniaxial e diametral na brecha vulcânica, como parte complementar do projeto do equipamento de corte. Tais ensaios foram executados sob condições padrão definidas pela companhia para avaliar o desempenho dos equipamentos. Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em amostras de 47 mm de diâmetro, e com uma relação L/D de 1, sendo carregados à taxa constante de 10kN/s (PEINSITT, 2016). Por outro lado, os ensaios de compressão diametral foram executados em amostras de 47 mm de diâmetro, e com uma relação L/D de 0,5, sendo carregadas sob taxa constante também de 10kN/s (PEINSITT, 2016). Estas condições de ensaios são distintas das convencionais sugeridas pela ISRM, porém, e de acordo com Restner e Plinninger (2015), devido à rocha ser avaliada para efeitos de escavabilidade, objetivo neste caso distinto, busca-se considerar o acréscimo da resistência devido ao aumento da velocidade de carregamento, assim como diminuir a probabilidade de defeitos na rocha. A escavação é um processo brusco.

Os resultados destes ensaios, quando comparados com os obtidos para a brecha sob condições de norma ISRM (taxa de carregamento de 0,1kN/s e relação L/D de 2) e realizados pelo ICE, mostra valores muito superiores.

A Figura 7.17 apresenta a distribuição de resistência à compressão uniaxial e resistência à tração pelo método brasileiro, comparando ensaios segundo condições da norma e os

executados com taxas rápidas de carregamento. Nota-se que tanto a resistência à compressão como a resistência à tração obtida nos ensaios rápidos mostram valores superiores de 3,6 vezes seus valores médios.

Figura 7.17. Comparação dos resultados de ensaios rápidos (taxa de 10kN/s) e de acordo com a norma ISRM (taxa de 0,1 kN/s). (a) distribuição da resistência uniaxial. (b) distribuição da resistência à tração pelo método brasileiro.

Celestino e Vindas (2016) avaliaram a influência da taxa de carregamento em outras rochas para comparar com os resultados obtidos na brecha. Foram executados ensaios de compressão uniaxial em amostras de arenito (duas classes, amarelo e vermelho), gipsito e calcário. O diâmetro das amostras foi de 50mm com uma relação L/D de 2. Para tal fato, foram consideradas taxas constantes de carregamento de 0,10, 1,0, 10 e 100 kN/s. As curvas de tensão deformação para estes ensaios mostram-se na Figura 7.18.

Figura 7.18. Curva de tensão-deformação obtidas dos ensaios de compressão uniaxial executados para várias taxas de carregamento constante (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016). (a) Amostra de arenito amarelo. (b) Amostra de gipsito. (c) Amostra de calcário. (d) Amostra de arenito vermelho.

A partir das curvas de tensão-deformação da Figura 7.18, foram extraídos os valores de resistência e módulo de deformação de cada rocha e associados a cada velocidade de carregamento constante. A Figura 7.19 mostra os valores de resistência e módulo de deformação normalizados pelo valor associado à taxa de carregamento de 0,10 kN/s para cada uma das rochas avaliadas. Note-se que em geral o aumento na taxa de carregamento refletiu num aumento tanto da resistência como no módulo de deformação. O acréscimo do módulo variou entre um 30 % para 60 % nas taxas maiores, enquanto que a resistência aumentou entre o 5% até o 88 %. Somente no caso do calcário observou-se um decréscimo tanto da resistência como do módulo na máxima taxa de carregamento.

Figura 7.19. Valores de resistência à compressão e módulo de deformação normalizados (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).

A Figura 7.20 apresenta a influência da velocidade de carregamento na resistência à compressão uniaxial para as brechas vulcânicas e comparado com outras rochas ensaiadas mostradas na Figura 7.19 e outras da literatura (FUENKAJORN; KENKHUNTHOD, 2010; SCHAFFER, 2008). Nota-se que um aumento da resistência da brecha vulcânica para taxas de carregamento de 10 kN/s em relação às outras rochas. Isso pode ser atribuído a uma condicionante especial das brechas vulcânicas quanto a sua escavabilidade e a performance da fresadora, devido a estes processos estarem ligados ao comportamento mecânico da rocha sob condições muito rápidas.

Figura 7.20. Valores de resistência à compressão normalizados para a brecha vulcânica em relação de outras rochas ensaiadas (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).

Celestino (2016) propôs um índice para medir a diferença da resistência sob taxa de carregamento da norma e aquela a sugerida por Restner e Plinninger (2015), para avaliar condições de escavabilidade. Este índice denota-se γ e se calcula da seguinte forma:

$$\gamma = \frac{A}{B} (10^{-2}) \quad (7.7)$$

O valor do para dos coeficientes A e B, se calculam da seguinte maneira:

$$A = \frac{\sigma_{c,0,10kN/s}}{\sigma_{c,10kN/s}} \quad (7.8)$$

$$B = \frac{0,10 \text{ kN/s}}{10 \text{ kN/s}} = 100 \quad (7.9)$$

onde $\sigma_{c, 0,10kN/s}$ e $\sigma_{c, 10kN/s}$ correspondem aos valores respectivos da resistência à compressão baixo taxa de carregamento de 0,10kN/s e 10kN/s.

Os valores γ obtidos para as distintas rochas comparadas na Figura 7.20, se mostram na Tabela 7.7. O valor obtido para a brecha mostra-se notavelmente acima de todos os outros valores obtidos nas diferentes rochas. Portanto, recomenda-se considerar a taxa de carregamento para a avaliação de escalabilidade e performance de equipamentos de corte em rochas.

Tabela 7.7. Valores do índice γ para distintas rochas (adaptado de CELESTINO; VINDAS, 2016).

Tipo de Rocha	γ
Brecha vulcânica	3,62
Gipsito	1,06
Arenito amarelo	1,40
Calcário	1,10
Arenito Vermelho	1,30
Arenito PK (FUENKAJORN; KENKHUNTHOD, 2010)	1,19
Arenito PP (FUENKAJORN; KENKHUNTHOD, 2010)	1,40
Arenito PW (FUENKAJORN; KENKHUNTHOD, 2010)	1,18
Arenito (SCHAFFER, 2008)	1,01
Granito (SCHAFFER, 2008)	1,12

7.5.2 Proposta semi-empírica para a previsão de performance da fresadora (RESTNER; PLINNINGER, 2015).

De acordo com Restner e Plinninger (2015), em rochas massivas ou moderadamente fraturadas, o rendimento de corte líquido (Net Cutting Rate, NCR) de uma fresadora depende da resistência da rocha intacta (UCS em MPa) e o valor nominal de potência de corte (P em kW) instalada na fresadora. Este valor básico pode-se aproximar como se mostra na Equação:

$$NCR = \frac{7}{UCS} \cdot P(m^3/h) \quad (7.10)$$

Restner e Plinninger (2015), propuseram fatores de modificação à equação anterior, com o objetivo de considerar outros fatores como a presença de descontinuidades, a tenacidade da rocha, e as condições de tensão in situ. Assim, a nova proposta considera um rendimento de corte líquido efetivo (NCR_{eff}), e se calcula de acordo a seguinte equação:

$$NCR_{eff} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \frac{7}{UCS} \cdot P(m^3/h) \quad (7.11)$$

O coeficiente k_1 , está associado à tenacidade da rocha e determina a capacidade da mesma de deter a propagação da fratura. Restner e Plinninger (2015) propuseram que o coeficiente de tenacidade TC , parâmetro calculado pela divisão da resistência à tração BTS (Brazilian Tensile Strength) pela resistência à compressão UCS, permite inferir o grau de tenacidade da rocha. O coeficiente k_1 é extraído do valor de TC , de acordo com o apresentado a Tabela 7.8.

Tabela 7.8. Classificação da tenacidade da rocha e fatores k_1 baseado a no Coeficiente de Tenacidade $TC = BTS/UCS$ (adaptado de RESTNER E PLINNINGER, 2015).

Coeficiente de Tenacidade TC	Classificação	k_1
≤ 6	muito tenaz	0,75
6 - 8	tenaz	0,85
8 - 15	normal	1,0
15 - 20	frágil	1,1
> 20	muito frágil	1,2

O Coeficiente k_2 considera o efeito que produzem as descontinuidades com espaçamentos menores a 30 cm, e que incrementam a performance de corte do equipamento. Dado que a brecha corresponde a uma rocha massiva, este valor é unitário e não influencia o valor base. O coeficiente k_3 , leva em conta que as condições de tensão primária e secundária durante a escavação podem ter um fator adicional na escavação. No entanto, e de acordo com Restner e Plinninger (2015), não existem suficientes dados disponíveis para derivar uma classificação adequada e sugerem utilizar k_3 de valor unitário, sempre e quando a aplicação específica estiver dentro da faixa usual de aplicação. Restner e Plinninger (2015) indicam que a resistência à compressão deve se determinar a partir de ensaios com taxas de carregamentos de 10 kN/s em testemunhos de 50 mm com uma relação de L/D de 1, devido à rocha ser avaliada para efeitos de performance.

7.5.3 Previsão teórica da performance da fresadora versus o real medido durante a escavação.

Dezoito por cento do túnel (1087m) foram escavados com uma fresadora marca Sandvik de 57 toneladas e 13,3m de comprimento. A potência da fresadora é de 350kW e a potência do motor de corte de 200kW. A Figura 7.21 mostra a comparação do valor medido (real) previsão de rendimento de corte líquido e o valor previsto de NCR e NCR_{eff} de acordo com as equações 7.10 e 7.11. A estimativa do NCR básico considera o valor da resistência à compressão uniaxial para taxas de carregamento de acordo a norma (0,1 kN/s) e as obtidas por correlação no ensaio de martelo Schmidt (ver Figura 7.6). Cada valor mostra-se comparado com valor o medido de rendimento líquido respectivo de cada estaqueamento. O valor médio e o desvio padrão de NCR esperado, estimou-se a partir dos dados de resistência obtidos diretamente do laboratório e realizados com condições de norma ISRM, e mostra-se comparado com o valor médio e desvio padrão dos dados de rendimento da fresadora medido durante escavação.

O valor de NCR_{eff} foi calculado considerando o fator k_1 de tenacidade (considerou-se $k_1 = 0.85$, de acordo com o mostrado na Figura 7.7) e os valores de resistência para taxas de carregamentos de 10 kN/s, de acordo a sugestões de Restner e Plinninger (2015). Nos casos

onde a resistência foi obtida a partir de correlação de ensaios de martelo Schmidt, os valores de resistência associados a taxas de carregamentos de 10 kN/s foram aproximados pelo produto da resistência e o coeficiente γ , proposto por Celestino e Vindas (2016), para transferir os valores de resistência segundo a norma para valores com carregamentos rápidos. O valor médio e o desvio padrão de NCR_{eff} esperado, calculou-se a partir dos dados de resistência obtidos sob as condições padrão definidas pela Sandvik para avaliar a performance dos equipamentos e que correspondem com taxas de carregamento rápido.

De acordo com o mostrado na Figura 7.21, percebe-se que a condição de estimativa de rendimento de corte líquido NCR_{eff} apresentou valores mais consistentes com os medidos na escavação que aqueles estimados através do valor básico NCR . De acordo com os ajustes realizados, o valor esperado de NCR_{eff} mostra uma previsão média muito próxima dos valores medidos em campo, enquanto que o valor médio esperado de NCR mostra valores muito superiores de até 4 vezes. Isto permite indicar que as condições produtividade podem ser mais correlacionadas com resistências da brecha em carregamentos rápidos e que se afasta grandemente da prevista através de ensaios de acordo com a norma. Por outra parte, o coeficiente γ mostrou-se como um bom fator de correição para considerar ensaios com velocidades de carregamento que se aproximem às condições rápidas de ruptura e que se assemelham mais daquele que acontece no processo de corte da rocha.

Figura 7.21. Previsão teórica da performance da fresadora versus o real medido durante a escavação.

8 CONCLUSÕES

Esta dissertação focou-se na avaliação de aspectos relevantes para serem considerados na caracterização e estudo do comportamento de rochas massivas de brechas vulcanoclásticas. Dentro dos aspectos considerados, foram avaliadas a constituição mecânica e distribuição de partículas na brecha e a influência dos clastos no comportamento mecânico global da rocha, o processo de fraturamento e o efeito escala em ensaios de compressão uniaxial e ensaios de compressão diametral.

As metodologias estereológicas 1D e 2D utilizadas na estimativa de distribuição de tamanhos de partícula permitiram descrever de forma prática, a proporção, o tamanho e frequências dos clastos presentes tridimensionalmente no maciço. A distribuição de tamanhos dos clastos na brecha mostra que estatisticamente a frequência dos blocos aumenta com a diminuição do diâmetro seguindo uma progressão próxima de um fractal. A porcentagem volumétrica de blocos (PVB) medidos em corpos de prova mostra uma variação importante quando a escala da amostra é pequena e mostrou uma tendência de estabilizar-se quando o tamanho do testemunho foi aumentado, sendo mais próximo do medido na escala de afloramento.

De acordo com os ensaios de esclerômetro realizados no afloramento, existe uma relação entre propriedades do bloco e seu tamanho. Mostrou-se que quanto menor é o diâmetro dos blocos, eles tendem a apresentar um rebote similar ao obtido na matriz, e que quanto maior é o bloco maior é a tendência de apresentar um valor superior de rebote que o exibido nos blocos de tamanhos inferiores.

A partir dos ensaios de compressão uniaxial e triaxial realizados na brecha em laboratório e baseado nas leituras de proporção de blocos, identificou-se que a resistência à compressão e módulo de deformação da brecha não apresentaram influências significativas com a variação da porcentagem de blocos, enquanto que a coesão tende mostrar um decréscimo entre 7%-19% e o ângulo de atrito tendeu aumentar 1.1° e diminuir 2.6° com o acréscimo da PVB de 25% para 50%.

Quanto ao processo de fraturamento no ensaio de compressão uniaxial, estudado através da curva de tensão deformação e as observações de emissão acústica (EA) obteve-se que a brecha mostrou padrões de comportamento de classe I e classe II (de acordo com a classificação

de Wawersik e Fairhurst, 1970) e não apresentou uma tendência específica com o acréscimo do tamanho de amostra. Os resultados mostram que o número de eventos de EA e a energia absoluta no trecho de fechamento de poros e o trecho de deformação elástica apresentam-se com pouca atividade. Na maior parte dos testemunhos, a partir do ponto teórico de início de fissura (fim do trecho elástico) os eventos de EA e a energia absoluta aumentam progressivamente até atingir o pico sem ser percebidas macrofraturas nos testemunhos. No entanto, duas amostras exibiram comportamento distintos pois mostraram fissuramentos concentrados ao redor da interface de um bloco em carregamentos próximos de 50% do valor máximo de resistência. Estes testemunhos já mostravam um leve aumento do número de eventos de EA e da energia absoluta desde a região elástica. As emissões acústicas e a energia absoluta continuam aumentando no trecho pós-pico, porém começa a decrescer no trecho médio do descarregamento. A principal diferença observada na emissão acústica, entre o comportamento classe I e classe II, corresponde à presença de eventos pontuais de aumento emissão acústica abrupto no trecho de descarregamento das curvas de Classe II e que está associado à propagação de fissuras de forma instável. No trecho de descarregamento começam a aparecer as macrofissuras de forma visível sobre a superfície do testemunho cujas trajetórias atravessam a fração fina da rocha, a interface blocos-matriz, ou até cortar blocos sem ser percebidos acréscimos notáveis da resistência. No trecho final e residual de resistência o testemunho se mostra dividido pela coalescência de macrofraturas. A baixa atividade de EA diminui progressivamente com o acréscimo da deformação axial.

Quanto ao processo de fraturamento no ensaio de compressão diametral, o qual foi estudado mediante o comportamento da curva de força-deslocamento horizontal, obteve-se que as curvas associadas a tamanhos de amostras maiores apresentam quedas drásticas da força depois do pico, e correspondem a comportamentos relativamente mais frágeis que os apresentados nos tamanhos de amostra menores. Observou-se também que em amostras de igual tamanho, as curvas que exibem um comportamento mais frágil tendem a apresentar uma resistência mais alta, e aqueles com comportamento mais dúctil apresentaram resistências menores. Percebe-se que para um mesmo tamanho de amostra, a maior parte dos ensaios apresentaram convergência a partir da seção média no trecho pós pico, e que apesar das curvas mostrarem comportamentos distintos no trecho pré-pico, as condições de resistência residual são similares. Quanto às observações de EA no ensaios de compressão diametral em amostras de 95 mm e 145 mm, nota-se que a EA inicia-se com valores de carregamento muito baixos (10%-20% da resistência máxima), e que a frequência dos eventos se mantém constante ao longo

do trecho pré-pico, percebendo-se um aumento da energia absoluta de EA acumulada de forma escalonada e não progressiva. Ao longo do trecho de carregamento no pré-pico a curva apresenta uma diminuição progressiva da rigidez desde o início do carregamento até o valor de pico. Estes fatos indicaram que o início de propagação de fratura no ensaio de compressão diametral mostra-se para a brecha em níveis muito inferiores de carregamento, distinto do obtido no ensaio de compressão uniaxial. No início do trecho pós-pico, as amostras associadas com comportamento frágil exibem que frequência de eventos e a energia de EA acumulada, crescem aceleradamente quando comparadas com as amostras de comportamentos dúctil, as quais apresentam um crescimento moderado em um prazo mais lento. A energia acumulada de EA nas curvas associadas com comportamento mais frágeis permite identificar um acréscimo, na região pós-pico, da ordem de grandeza de 10 vezes do apresentado no comportamento dúctil. Isto está associado ao crescimento da fissura ser mais acelerado naqueles testemunhos que mostram comportamentos mais rígidos e frágeis em relação àqueles que exibem uma maior ductilidade e que está associado com estados de danos menores na brecha. Assim que a EA exibe sua máxima atividade na região pós-pico, a frequência de eventos e ordem de grandeza da energia absoluta diminuem progressivamente com o acréscimo do deslocamento horizontal. Observa-se que com a aplicação de ciclos de descarregamento e carregamento no trecho pós pico as tendências da energia acumulada são equivalentes e similares às obtidas nos ensaios monotônicos. Ao longo dos ciclos de descarregamento e carregamento não há liberação de energia nem ocorrem eventos de EA, porém a liberação de energia recomeça quando o carregamento tende a se aproximar do carregamento e deslocamento máximos mostrando o fenômeno de registro de memória chamado de efeito Kaiser. Cada ciclo faz que em cada estágio de descarregamento e carregamento se preserve uma mudança na inclinação menor na curva de força deslocamento e que está associado com um aumento do estado de dano no testemunho (crescimento da fissura principal no centro do testemunho).

Nas observações obtidas através da técnica de microtomografia de raios-X (μ CT) em amostras extraídas de brecha intacta percebeu-se que as microfissuras se apresentam ocasionalmente no contato entre a matriz e os clastos ou raramente vistas na matriz. Em geral a condição inicial da brecha foi considerada de estrutura porosa e pouco fissurada. Em amostras extraídas de testemunhos carregados no ensaio de compressão diametral, mostra-se que para carregamentos próximos do pico as fissuras visualizadas foram de tipo fechadas e seguem trajetórias tortuosas atravessando a matriz e a interface externa dos clastos. Podem ser interceptados poros interconectados pela fissura. Para a fissura macroscópica visualizada pela

técnica de microtomografia e no caso de testemunhos carregados até um deslocamento horizontal de 10 vezes o percebido no pico, a fissura mostra-se muito mais aberta e totalmente propagada através de um caminho sumamente tortuoso, com a tendência sempre subparalela ao carregamento e através da matriz, interface fragmentos-matriz, poros e inclusive mostra a intercepção de fragmentos de densidade contrastante com a matriz. Em macro observações dos testemunhos carregados as trajetórias da fissura ao final do ensaio são próximas ao eixo central do testemunho e tendem a interceptar blocos e matriz, mostram desvios consideráveis devido aos setores mais fracos, como no caso de algumas interfaces entre blocos e matriz.

A partir dos ensaios de petrografia executados, a brecha vulcânica em estudo está constituída por: fragmentos de *lava andesíticas*, que vão de são a pouco alteradas, fragmentos de *lava escura vítrea*, fragmentos de *lava clara hipocristalina* e poucos fragmentos alterados, todos estes envoltos em uma matriz de igual constituição que os fragmentos. O contato dos fragmentos e a matriz é nítido e não existe evidencia de soldamento. De acordo com o estado estrutural e natural, a brecha estudada mostra fissuras ocasionais e quando encontradas, estão majoritariamente concentradas nos feldspatos, nos planos de clivagem em plagioclásios e em calcita. Os poros geralmente estão pouco conectados entre eles e pouca origem de microfissuras a partir destes vazios. Os fragmentos líticos têm um aspecto brechoide. Os contatos entre a matriz e os feldspatos são retos e com raras microfissuras.

Quanto a caracterização do grau de fissuramento da brecha vulcânica através de métodos indiretos de propagação de onda sísmica, a rocha é constituída preferencialmente por poros de geometrias mais próximas de esféricas que por cavidades planas como as fissuras. Portanto, e baseado nas observações com petrografia e com microtomografia, a brecha estudada considerou-se como uma rocha pouco fissurada.

Quanto ao estudo do efeito escala nas propriedades mecânicas da brecha no ensaio de compressão uniaxial e em intervalos de tamanhos de amostra entre 31 mm até 145mm de diâmetro, obteve-se que as propriedades de propagação de onda mecânica primaria, a resistência à compressão, a tensão de início de fratura, a tensão de dano de fissuramento, o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson, as tendências de todos estes parâmetros com o acréscimo do tamanho de amostra não exhibe variação significativa nas escalas avaliadas, ou seja não mostram efeito escala. As condições de heterogeneidade da brecha em geral não variam com o acréscimo do tamanho de amostra. Quanto à forma da curva completa de tensão-deformação percebeu-se que não existe tendência de mudança de comportamento com o

acréscimo do tamanho da amostra, e que a energia necessária de destruição foi em termos estatísticos a mesma para as amostras maiores que para as maiores.

A partir dos ensaios de compressão diametral controlados pelo deslocamento horizontal foram obtidas as curvas completas de força-deslocamento para amostras entre 45 mm até 145 mm. Com isso, percebeu-se que a resistência à tração e o fator de intensidade de tensão crítico não apresentam uma tendência de variar com a escala. Foram realizadas as estimativas teóricas dos comprimentos de fissura equivalentes através de soluções analíticas, e mostrou-se teoricamente que os tamanhos dos defeitos na brecha vulcânica não tendem aumentar com o acréscimo do tamanho da amostra. A través do ajuste teórico de soluções analíticas utilizadas, mostrou-se que as mesmas mostram um bom ajuste com os dados experimentais quando se considera uma condição de fissura e o fator de intensidade de tensão crítico constante. Nas curvas completas de força-deslocamento horizontal, pode-se observar que as amostras de tamanho maior exibem comportamentos relativamente mais frágeis que os apresentados nas amostras de tamanho menor, pois apresentam quedas drásticas da força depois de passar pelo pico. Este fato está diretamente relacionado a que com acréscimo do tamanho da amostra, a relação do comprimento da fissura em relação ao diâmetro diminui, isto provocando comportamentos mais frágeis.

Com respeito ao estudo de caso das brechas vulcânicas massivas escavadas no novo túnel da usina hidroelétrica Cachí no Costa Rica, mostrou-se que as propriedades de propagação de onda, peso específico e módulo dinâmico mostram-se em intervalos de variação similares à brecha estudada, porém as características de resistência e deformação estática tendem a apresentar valores menores na brecha do túnel Cachí. A partir da análise dos ensaios de compressão de laboratório e ensaios de deformação *in situ* com macaco Goodman e placa, realizados pelo Instituto Costarricense de Eletricidade (ICE), determinou-se que devido à brecha ser massiva não existem descontinuidades que influenciem a deformabilidade do maciço com o aumento da escala. Há uma tendência para esta rocha mostrar um efeito leve até nulo de sua deformabilidade diminuir com o acréscimo do volume ensaiado. Por outra parte, as velocidades de propagação de onda primária, medidas no campo através do método sísmico TSP 303 (Tunnel Seismic Prospection), quando comparadas com as medidas no laboratório mostram valores muito próximos e inclusive pouco superiores. O módulo estático em campo, determinado por correlação do método sísmico, quando comparado com o valor determinado no laboratório apresentou valores superiores em 15% a 18%. As propostas para a previsão do comportamento da escavação de tuneis profundos para rochas massivas e frágeis sugeridas na

literatura, indicam comportamentos muito mais críticos que o percebido durante a escavação das brechas vulcânicas do túnel Cachí. No entanto outras propostas teóricas da literatura, as quais estão baseadas em rochas brandas e de comportamento dúctil e utilizadas para a determinação do potencial de *squeezing*, foram consideradas e mostram uma previsão razoável quando se assume que as condições de resistência e deformação medidas no laboratório são representativas do maciço de brechas. De acordo com estas estimativas a maior parte dos pontos avaliados permanece dentro da zona de comportamento elástico do maciço, o que concorda com as condições de estabilidade e autossustentação percebidas na escavação.

Para a brecha vulcânica de Cachí, em ensaios de compressão sob carregamentos rápidos (10kN/s) e com uma relação comprimento-diâmetro unitário, a resistência à compressão aumenta até 3,6 vezes que o obtido segundo as condições sugeridas da ISRM (taxa de 0,1kN/s e relação comprimento-diâmetro maior a dois). Quanto à resistência à tração pelo método brasileiro, mostrou-se um acréscimo de 3,6 vezes. A influência da velocidade de carregamento na resistência à compressão uniaxial para as brechas foi comparada com o obtido em outras rochas ensaiadas e da literatura, e mostrou-se que algumas rochas só chegam a aumentar a resistência até 1,40 vezes e inclusive outras não exibem variação. O túnel Cachí foi escavado pelo convencional com explosivo e método mecanizado através de uma fresadora. Os rendimentos da escavação com fresadora em maciços rochosos de brecha vulcânica massiva foram 9% menores que os obtidos no método com explosivos, sendo o custo do metro cúbico escavado 20% superior no caso da fresadora. Foram comparados os dados de rendimento de corte líquido da fresadora em brechas vulcânicas massivas e comparadas com a previsão da performance da fresadora através da resistência à compressão obtida sob condições de norma e a obtida para carregamentos rápidos. Mostrou-se que a previsão mais próxima dos valores medidos em campo foi obtida quando considerada a resistência para carregamentos rápidos, enquanto a predição que considerava as resistências de acordo à norma foi de até 4 vezes superior à real medida.

REFERÊNCIAS

- ACUÑA, I.; ARIAS, R. **Experiencia de uso de rozadora en la excavación del túnel de conducción del Proyecto Ampliación Planta Cachí**. Cartago: ICE, 2014, 76 p. Informe.
- AFIFIPOUR, M.; MOAREFVAND, P. **Numerical evaluation of failure pattern of stiff rock-soil mix media**. In: EUROCK 2012, 2012, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm: 2012. p. 28-30.
- _____. **Post-peak behavior of geomaterials with block-in-matrix texture**. In: 23rd International Mining Congress and Exhibition of Turkey, Antalya. **Proceedings...** Antalya: 2013, p. 641–648.
- _____. Experimental study of post-peak behavior of bimrocks with high rock block proportions. **Journal of Central South University**, v. 21, n. 2, p. 761–767, 2014a.
- _____. Failure patterns of geomaterials with block-in-matrix texture: Experimental and numerical evaluation. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 7, n. 7, p. 2781–2792, 2014b.
- ALVARADO, G. E. et al. Los grandes deslizamientos (volcánicos y no volcánicos) de tipo debris avalanche en Costa Rica. **Revista Geológica de América Central**, v. 30, p. 83–99, 2004.
- ALVARADO, G. E.; PÉREZ, W. **The Doán Formation (Plioceno) of Costa Rica: an overview on its description, origin, lateral equivalents, and further implications on the closing of the Central America seaway**. In: Sixth international congress on Pacific Neogene stratigraphy and IGCP-355, San José. **Proceedings...** San José: 1999.
- ARIAS, R.; VINDAS, E.; ACUÑA, I. **Experiencias de la excavación del túnel de conducción del Proyecto Hidroeléctrico Ampliación Planta Cachí. Cartago, Costa Rica**. In: Cuarto Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas. **Memorias...** 2014.
- AYDAN, Ö.; AKAGI, T.; KAWAMOTO, T. The Squeezing Potential of Rocks Around Tunnels; Theory and Prediction. **Rock Mech. Rock Engn.**, v. 26, n. 2, p. 137–163, 1993.
- AYDIN, A. ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 46, n. 3, p. 25–33, 2009.
- BALBO, J. T. Relations between indirect tensile and flexural strengths for dry and plastic concretes. R, v.6, n.6, p.854-874. 2013. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 6, p. 854–874, 2013.

- BARBERO, M.; BONINI, M.; BORRI-BRUNETTO, M. **Three-Dimensional finite element simulations of compression tests on bimrock**. In: 12th Int. Conf. IACMAG, 1-6 October, 2008, Goa, India. **Proceedings...** Goa: 2008, p. 361–367.
- _____. Numerical simulations of compressive tests on bimrock. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 17, p. 3397–3414, 2012.
- BARLA, M. **Tunnelling under squeezing rock conditions**. In: Kolymbas, D. (Ed.), Euro-Summerschool on Tunnelling Mechanics, Innsbruck, Logos, Berlin. **Proceedings...**Berlin: 2001, p. 169-268.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, v. 6, n. 4, p. 189–236, 1974.
- BAZANT, Z. P. Size effect in blunt fracture: concrete, rock metal. **J. Engng. Mech.**, v. 110, n. 4, p. 518–535, 1984.
- _____. et al. Size effect in brazilian tests: Measurements and fracture analysis. **ACI Material Journal**, v. 88, n. 3, p. 325–332, 1991.
- BAZANT, Z. P.; KAZEMI, M. T. Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. **Int. J. of Fract.**, v. 44, p. 111–131, 1990.
- BAZANT, Z. P.; PLANAS, J. **Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials**. Boca Raton, Florida: CRC Press LLC, 1998.
- BENSON, P. M. et al. Imaging slow failure in triaxially deformed Etna basalt using 3D acoustic-emission location and X-ray computed tomography. **Geophysical Research Letters**, v. 34, n. 3, p. 1–5, 2007.
- BERNAIX, J. New laboratory methods of studying the mechanical properties of rocks. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 6, p. 43–90, 1969.
- BIENIAWSKI, Z. T. Mechanism of brittle fracture of rock, Parts 1, 2 and 3. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 4, p. 395–430, 1967.
- _____. In Situ Strength and Deformation Characteristics of Coal. **Engineering Geology**, v. 2, n. 5, p. 325–340, 1968a.
- _____. The Effect of Specimen Size on Compressive Strength of Coal. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 5, p. 325–335, 1968b.
- _____. **Propagation of brittle fracture in rock, CSIR Report MEG 664, Pretoria, South Africa**. In: 10th Symposium on Rock Mechanics. **Proceedings...**Austin, Texas: 1968c

- _____. Time-dependent behaviour of fractured rock. **Rock Mechanics**, v. 2, n. 3, p. 123–137, 1970.
- _____. Engineering classification of jointed rock masses. **Trans Sth Afr Inst Civil Engs**, v. 15, n. 12, p. 335–344, 1973.
- _____. **Engineering Rock Mass Classifications**. Canada: John Wiley and Sons, Inc., 1989.
- _____. Classification of rock masses for engineering purposes: the rmr system and future trends. In: HUDSON, J. A. (Ed.). . **Comprehensive Rock Engineering**. Oxford, England: Pergamon Press, 1993. p. 553–573.
- BONILLA, J.; VINDAS, E. **Informe final del tunel de conducción de PAPC**. Cartago: ICE, 2014, 76 p. Informe.
- BORTOLUCCI, A. A. **Modelo de ruptura em compressão de materiais frágeis baseado na mecânica da fratura e aplicado ao efeito escala**. 1993. Tese (Doutor em Ciências) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- BRACE, W. F. The Effect of Size on Mechanical Properties of Rock. **Geophysical Research Letters**, v. 8, n. 7, p. 651–652, 1981.
- BROWN, P. T. Numerical Analyses of Uniformly Loaded Circular Rafts on Deep Elastic Foundations. **Géotechnique**, v. 19, n. 3, p. 399–404, 1969.
- CARMONA, S.; GETTU, R.; AGUADO, A. **Study of the post-peak behavior of concrete in the splitting-tension test**. (R. K. Mihashi H, Ed.) In: Third International Conference of Fracture Mechanics of Concrete Structures, 1998, Gifu. **Proceedings...** Freiburg : AEDIFICATIO Publishers, 1998. p. 111 -120.
- CARPINTERI, A. Decrease of aparent tensile and bending strength with specimen size: two explanations based on Fracture Mechanics. **Int. J. Solids Struct.**, v. 25, n. 4, p. 407–429, 1989.
- CARVALHO, F. C. S. **Characterizing Brittle Failure Through Quantitative Acoustic Emission**. 1999. Thesis (Doctor of Philosophy) - University of Minnesota, Minnesota 1999.
- CARVALHO, F. C. S.; LABUZ, J. F. Moment tensors of acoustic emissions in shear faulting under plane-strain compression. **Tectonophysics**, v. 356, n. 1–3, p. 199–211, 2002.
- CELESTINO, T. .; BORTOLUCCI, A. A. **Determination of rock fracture toughness by means of brazilian test (Relatório SOC-07/92)**. São Carlos: EESC-USP. 1992, 12 p. Relatório.
- _____. **Diametral Compression Test for the Determination of Elastic Constants in Rock**.

In: Seminario Venezolano de Geotecnia, 15., 1998, Caracas. **Proceedings...**Caracas: 1998.

CELESTINO, T. B.; BORTOLUCCI, A. A.; NOBREGA, C. A. **Determination of rock fracture toughness under creep and fatigue**. The 35th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Rotterdam, 1995. **Proceedings...**1995.

CELESTINO, T. B.; VINDAS, E. **Influência da taxa de carregamento na resistência e deformação da rocha-Relatorio de ensaios de laboratorio**. São Carlos: EESC-USP. 2016. Relatorio.

CERVANTES, J. F. **Túneles excavados por el ICE: Experiencia de 50 años**. In: IX Seminario Nacional de Geotecnia. **Memorias...**San José, Costa Rica: 2006

CHANG, S. H.; LEE, C. I. Estimation of cracking and damage mechanisms in rock under triaxial compression by moment tensor analysis of acoustic emission. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 41, n. 7, p. 1069–1086, 2004.

COLI, N.; BERRY, P.; BOLDINI, D. In situ large size non-conventional shear tests for the mechanical characterisation of a Bimrock. **European Regional Symposium of the International Society for Rock Mechanics**, n. 2004, p. 585–588, 2010.

COLI, N.; BOLDINI, D.; BANDINI, A. **Modeling of complex geological rock mixtures under triaxial testing conditions**. In: Eurock 2012 – 2012 ISRM International Symposium, 28-30 May 2012, Stockholm, Sweden. **Proceedings...**2012.

CUNHA, A. P. **Scale effects in rock mass**. In: International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Loen, 1990. **Proceedings...** Loen: Balkema, 2013, p. 641–648.

D'EURYDICE, M. N. **Desenvolvimento de metodologías para o estudo de meios porosos por ressonância magnética nuclear**. 2011. 174p. Tese (Doutor em Ciências) - Instituto de Física de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

DEHOFF, R. T.; RHINES, F. N. Quantitative Microscopy. In: McGraw-Hil ed. New York: p. 470.

DELLA VALLE, N. **Informe sobre la Evaluación del Sistema Constructivo del Túnel del Proyecto Ampliación Cachí - ICE-TC-002 rev. 2** . Cartago: Tunnel Consult, 2009, 47 p. Informe..

DENYER, P.; AGUILAR, T.; ALVARADO, G. E. Geología y estratigrafía de la Hoja Barranca, Costa Rica. **Revista Geológica de América Central**, v. 29, p. 105–125, 2003.

FAIRHURST, C. E.; HUDSON, J. A. Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 36, n. 3, p. 281–289, 1999.

- FARMER, I. Rock deformation. In: FARMER, I. (Ed.). . **Engineering behaviour of rocks**. 2. ed. New York: Chapman and Hall, 1983. p. 59–80.
- FISHER, R. V. Definition of Volcanic Breccia. **Bulletin of the Geological Society of America**, v. 69, n. 1953, p. 1071–1073, 1958.
- _____. Classification of volcanic breccias. **Bulletin of the Geological Society of America**, v. 71, n. 7, p. 973–981, 1960.
- FOURMAINTRAUX, D. Quantification des discontinuités des roches et des massifs rocheux. **Rock Mechanics**, v. 7, p. 83–100, 1975.
- _____. Characterization of rocks; laboratory tests. In: PANET, M. et al. (Eds.). . **La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil by Marc Panet et al. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées**. Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976.
- FUENKAJORN, K.; KENKHUNTHOD, N. Influence of Loading Rate on Deformability and Compressive Strength of Three Thai Sandstones. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 28, n. 5, p. 707–715, 2010.
- GOEL, R. K. Tunneling in squeezing ground conditions. **Italian Geotechnical Journal**, v. 34, n. 1–2, p. 35–40, 2000.
- GOEL, R. K.; JETHWA, J. . Tunnelling through the young Himalayas - - A case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. **Engineering Geology**, v. 48, n. 1–2, p. 59–81, 1995.
- GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- GOODMAN, R. E.; VAN, T. K.; HEUZÉ, E. **Measurement of rock deformability in boreholes**. **American Rock Mechanics Association**, p. 523–556, 1968.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N. **Updating the Q-system for NMT**. In: Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway 1993, Norwegian Concrete Association. **Proceedings...1993**.
- GUO, H.; AZIZ, N. I.; SCHIMIDT, L. C. Rock fracture toughness determination by the Brazilian test. **Engineering Geology**, v. 33, n. 3, p. 177–181, 1993.
- HALLBAUER, D. K.; WAGNER, H.; COOK, N. G. W. Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and**, v. 10, n. 6, p. 713–726, 1973.
- HASEGAWA, T.; SHIOYA, T.; OKADA, T. **Size effect on splitting tensile strength of**

- concrete.** In: Japan Concrete Institute 7th Conference. **Proceedings...**1985. p. 309-312.
- HEUZE, F. E. Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability. **Rock Mechanics**, v. 12, n. 3–4, p. 167–192, 1980.
- HODGSON, K.; COOK, N. G. **The Effects of Size and Stress Gradient on The Strength of Rock.** In: 2nd Congress Intl. Soc. Rock Mech. **Proceedings...**1970a.
- HODGSON, K.; COOK, N. G. W. **The effects of size and stress gradient on strength of rock.** In: 2nd Congress Intl. Soc. Rock. Mech, Bgrade. **Proceedings...**1970b.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground Excavation in Rock.** London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- _____. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 34, n. 8, p. 1165–1186, 1997.
- HOEK, E.; CARTER, T. G.; DIEDERICHS, M. S. **Quantification of the Geological Strength Index Chart.** In: 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 2013, San Francisco, California. **Proceedings...**American Rock Mechanics Association, 2013
- HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of underground excavations in hard rock.** Leiden: Taylor and Francis, 1998.
- HOEK, E.; MARINOS, P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. **Tunnels and Tunnelling International**, v. Part 1-2, n. November, p. 1–20, 2000.
- HOEK, E.; MARTIN, C. D. Fracture initiation and propagation in intact rock - A review. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, p. 1–14, 2014.
- HONDROS, G. Evaluation of poisson ratio and the modulus of material of low tensile resistance by brazilian (Indirect tensile) test with particular references to concrete. **Australian Journal of Applied Science**, v. 10, n. 3, p. 243–268, 1959.
- HUDSON, J. A.; BROWN, E. T.; FAIRHURST, C. E. Optimizing the control of rock failure in servo-controlled laboratory tests. **Rock Mechanics**, v. 3, p. 217–224, 1971.
- _____. **Shape of the complete stress-strain curve for rock.** (E. J. Cording, Ed.)In: 33th Symposium on Rock Mechanics, Urbana, Illinois, August 30-September 1, 1971. **Proceedings...**New York: American Society of Civil Engineers, 1972
- HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. Intact Rock. In: **Engineering rock mechanics: an introduction to the principles.** 1. ed. New York: Pergamon, 1997. p. 91.
- HUSTRULID, W. A. **An analysis of the Goodman jack.** In: 17th U.S. Symposium on Rock

Mechanics. **Proceedings...**University of Utah: 1975.

_____. A review of coal pillar strength formulas. **Rock Mechanics Felsmechanik Mecanique des Roches**, v. 8, n. 2, p. 115–145, 1976.

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD (ICE). **Informe de resultados-13-112-123**. San José: ICE, 2013a, 11 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-13-293-298**. San José: ICE, 2013b, 10 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-13-329-333**. San José: ICE, 2013c, 12 p. Informe..

_____. **Informe de resultados-14-154-158**. San José: ICE, 2014a, 30 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-14-166-159**. San José: ICE, 2014b, 18 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-14-187-172**. San José: ICE, 2014c, 31 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-14-210-173**. San José: ICE, 2014d, 8 p. Informe.

_____. **Informe de resultados-14-191-174**. San José: ICE, 2014e, 24 p. Informe.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICKS (ISRM). Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, p. 143–151, 1977.

_____. Suggested Methods for Determining Strength of Rock Materials in Triaxial Compressions. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, n. 2, p. 47–51, 1978a.

_____. Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, n. 3, p. 99–103, 1978b.

_____. Suggested Methods for Determining Sound Velocity. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, n. 2, p. 53–58, 1978c.

_____. Suggested Methods for Determining Hardness and Abrasiveness of Rocks. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, n. 3, p. 89–97, 1978d.

_____. Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rocks Materials. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 16, n. 2, p. 135–140, 1979a.

_____. Suggested Methods for Determining In Situ Deformability of Rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 15, p. 197–214, 1979b.

- JAEGER, C. **Rock Mechanics and Engineering**. New York: Cambridge University Press, 1972.
- JETHWA, J. L.; SINGH, B.; SINGH, B. **Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions – a new approach**. (Brow, E. T. N, J. A. Hudson, Eds.) In: Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium. **Proceedings...**Cambridge: 1984.
- JIMÉNEZ, D.A. **Caracterização e propriedades mecânicas de conglomerados**, Dissertação de Mestrado, Universidade Pontifícia Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- JIN, L.; ZENG, Y. Experimental and Numerical Investigation of Mechanical Behaviors of Cemented Soil – Rock Mixture. **Geotech Geol Eng**, v. 35, p. 337–354, 2016.
- KAHRAMAN, S. et al. Evaluating the geomechanical properties of Misis fault breccia (Turkey). **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 45, n. 8, p. 1469–1479, 2008.
- KAHRAMAN, S.; ALBER, M. Estimating unconfined compressive strength and elastic modulus of a fault breccia mixture of weak blocks and strong matrix. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 43, n. 8, p. 1277–1287, 2006.
- _____. Triaxial strength of a fault breccia of weak rocks in a strong matrix. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 67, n. 3, p. 435–441, 2008.
- KAISER, P. K. et al. Underground works in hard rock tunnelling and mining. **Underground works in hard rock tunneling and mining. GeoEng2000, Technomic Publ. Co.**, p. 841–926, 2000.
- KALENDER, A. et al. An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. **Engineering Geology**, v. 183, p. 65–79, dez. 2014.
- KANJI, M. A. Critical issues in soft rocks. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 6, n. 3, p. 186–195, 2014.
- KAO, C. S.; CARVALHO, F. C. S.; LABUZ, J. F. Micromechanisms of fracture from acoustic emission. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 48, n. 4, p. 666–673, 2011.
- KELSALL, P. C.; WATTERS, R. J.; FRANZONE, J. G. Engineering characterization of fissured, weathered dolerite and vesicular basalt. Rock Mechanics: Key to Energy Production. In: **27th US Symp. on Rock Mechanics, Tuscaloosa, 1986**, p. 77–84, 1986.
- KIM, A.; NAHM, S. H. A Probabilistic Model for the Scale Effect on Fracture Toughness of Structural Ceramics. **KSME International Journal**, v. 12, n. 5, p. 792–799, 1998.

- KRAMADIBRATA, S.; JONES, I. O. **Size effect on strength and deformability of brittle intact rock.** (P. A. Cunha, Ed.)In: Second International Workshop: Scale Effect in Rock Masses, 1993, Portugal. **Proceedings...**Rotterdam: Balkema, 1993.
- LABUZ, J. E. ; BIOLZI, L. **Size Effects in Fracture of Rock.** (Association American Rock Mechanics, Ed.)In: 37th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 7-9 June, 1999, Vail, Colorado. **Proceedings...**1999.
- _____. Class I vs Class II stability: A Demonstration of Size Effect. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 28, n. 2–3, p. 199–205, 1991.
- LABUZ, J. F.; CATTANEO, S.; CHEN, L. H. Acoustic emission at failure in quasi-brittle materials. **Construction and Building Materials**, v. 15, n. 5–6, p. 225–233, 2001.
- LABUZ, J. F.; DAI, S. T.; SHAH, K. R. Identifying failure through locations of acoustic emission. **Transportation Research Record**, v. 1526, p. 104–111, 1996.
- LAMA, R. D. A comparison of in situ mechanical properties of coal seams. **Colliery Eng.** **1**, 20-25 (1966); **In situ and laboratory strength of coal.** In: 12th Symp. Rock Mech. **Proceedings...**Univerity of Missouri, AIME, New York (1971): 1966.
- LAMA, R. D.; GONANO, L.P. **Size effect considerations in the assesstement of mechanical properties of rock masses.** In: 2nd Symp. Rock Mech, Dhanbad. **Proceedings...**1976.
- LAPORTE, G. **Limitaciones de los sistemas de clasificación aplicados a macizos constituidos por rocas suaves volcanoclásticas y sedimentarias clásticas.** In: 2ndo Simposio Sur Americano de Excavaciones en Roca, Costa Rica, 2012. **Memorias...**2012.
- LAVROV, A. et al. Experimental and numerical study of the Kaiser effect in cyclic brazilian tests with disk rotation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 39, p. 275–283, 2002.
- LEI, X. et al. Quasi-static fault growth and cracking in homogeneous brittle rock under triaxial compression using acoustic emission monitoring. **Journal of Geophysical Research: Solid Earth**, v. 105, n. B3, p. 6127–6139, 2000.
- LINDQUIST, E.; GOODMAN, R. **Strength and deformation properties of a physical model melange**In: **1ST North American Rock Mechanics Symposium, 1994, The University of Texas, Austin**RotterdamA. A. Balkema, , 1994. Disponível em: <http://bimrocks.com/bimsite/wp-content/uploads/2010/07/Medley_Goodman1994.pdf><https://www.onepetro.org/conference-paper/ARMA-1994-0843>>
- LINDQUIST, E. **The Strength and deformation propieties of melange.** Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1994.

- LOCKNER, D. A. et al. Quasi-static fault growth and shear fracture energy in granite. **Nature**, v. 350, n. 6313, p. 39–42, 1991.
- LORD, G. W.; WILLIS, T. F. Calculation of Air Bubble Size Distribution from Results of a Rosiwal Traverse of Aerated Concrete. **ASTM Bulletin**, n. 177, p. 56–61, 1951.
- LOURENÇO, C. et al. **Geotechnical characterization of volcanic rocks and soils of Madeira Island**. In: 3rd ISRM International Workshop on Rock Mechanics and Geoengineering in Volcanic Environments, 2010, Puerto de la Cruz, Spain. **Proceedings...**London: Taylor & Francis Group, 2010.
- LUNDBORG, N. Strength-Size relation of granite. **International Journal of Rock Mechaics and Mining Sciences**, v. 4, p. 269–272, 1967.
- MAHDEVARI, S.; MAAREFVAND, P. An investigation into the effects of block size distribution function on the strength of bimrocks based on large-scale laboratory tests. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 9, n. 7, p. 509, 2016.
- MARTIN, C. D.; CHANDLER, N. A. The Progressive Fracture of Lac du Bonnet Granite. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.**, v. 31, n. 6, p. 643–659, 1994.
- MARTIN, C. D.; KAISER, P. K.; MCCREATH, D. R. Hoek – Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. **Canadian Geotechnical J.**, v. 36, n. 1, p. 136–151, 1999.
- MCDOWELL, P. W. Seismic investigation for rock engineering. In: **Comprehensive Rock Engineering**, Hudson, J.A. (Editor in Chief). Vol. 3. **Rock Testing and Site Characterization**. [s.l: s.n.]. p. 619–634.
- MCPHIE, J.; DOYLE, M.; ALLEN, R. Pyroclastic, resedimented volcanoclastic and volcanogenic sedimentary deposits. In: **Volcanic Textures: A guide to the interpretation of textures in volcanic rocks**. Centre for Ore Deposit and Exploration Studies: University of Tasmania, 1993. p. 89–92.
- MEDLEY, E. W. **The Engineering Characterization of Melanges and Similar Block-in-Matrix Rocks (Bimrocks)**. 1994. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1994a.
- _____. **Using stereological methods to estimate the volumetric proportions of blocks in melange and similar block-in-matrix rocks (bimrocks)**. In: 7th International IAEG Congress, 5-9 September, Lisboa, Portugal, 1994. **Proceedings...**Rotterdam: A. A. Balkema, 1994b.
- MEGLIS, I. L.; CHOW, T. M.; YOUNG, R. P. Progressive microcrack development in tests on Lac du Bonnet granite-II. Ultrasonic tomographic imaging. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 32, n. 8, p. 751–761, 1995.

- MOGI, K. The influence of the dimensions on the fracture strength of rocks. **Bull. Earthq. Res. Inst. Univ. Tokyo**, v. 40, n. 1, p. 175–185, 1962.
- MUÑIZ, M. M.; GONZÁLEZ, J. G. **Rock mass classification schemes in volcanic rocks**. In: 3rd ISRM International Workshop on Rock Mechanics and Geoengineering in Volcanic Environments, 2010, Puerto de la Cruz, Spain. **Proceedings...**Taylor & Francis Group, 2010
- MURAKAMI, Y.; KISINE, N.; TSURU, H. Stress Intensity Factors for Cracks Emanating from a Circular Hole in a Circular Disk under Diametral Compression. **Trans. Japan Soc. Mech. Engres.**, v. 52, n. 480, 1986.
- MURALIDHARA, S. et al. Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 4, p. 479–486, 2010.
- NARANJO, A.; HERNÁNDEZ, I. **Resultados de la primera campaña de ensayos geotécnicos especiales dentro del túnel de conducción No.2**. Cartago: ICE, 2013, 26 p. Informe.
- NISHIMATSU, Y. et al. The size effect and experimental error of the strength of rocks. **Jour. of Min. and Material Processing Institute of Japan**, v. 18, n. 194, p. 1019–1025, 1969.
- OBERT, L.; WINDER, S. L.; DERWALL, W. I. **Standardized test for determinig the physical properties of mine rock**.U. S. Bureau of Mines Report of Investigation. , 1946. Report.
- OSADA, M. et al. Geotechnical description and JGS engineering classification system for rock mass. **International Journal of the JCRM**, v. 1, n. 1, p. 7–17, 2005.
- PALMSTROM, A. **A rock mass characterization system for rock engineering purposes**.1995.Thesis (Doctor Scientiarum) - Oslo University 1995.
- PALMSTROM, A.; BROCH, E. Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 21, p. 575–593, 2006.
- PAN, Y. W.; HSIEH, M. H.; LIAO, J. J. Mechanical Properties of Virtual Block-in-matrix Colluvium. **American Rock Mechanics Association**, v. 08–051, n. Jun-Jul, p. 1–8, 2008.
- PEINSITT, T. Rock test reports and rock testing standards for Sandvik. **Mensagem recebida por em 25 ago.**, 2016.
- PELLS, P. J. N.; BERTUZZI, R. Limitations of rock mass classification systems. **Tunnels and Tunnelling International**, n. April, 2007.

- PRATT, H. R. et al. The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 9, p. 513–529, 1972.
- RESTNER, U.; PLINNINGER, R. J. Rock mechanical aspects of roadheader excavation. **EUROCK 2015 & 64th Geomechanics Colloquium**, n. October, p. 249–254, 2015.
- RODRÍGUEZ, P. **Análise do microfissuramento em rochas no ensaio de compressão diametral por meio da técnica de emissão acústica**. (Tese de Doutorado) Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.
- RODRIGUEZ, P.; ARAB, P. B.; CELESTINO, T. B. Characterization of rock cracking patterns in diametral compression tests by acoustic emission and petrographic analysis. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 83, p. 73–85, 2016.
- SAOTOME, A. et al. Constituent material properties and clast-size distribution of volcanic breccia. **Engineering Geology**, v. 64, n. 1, p. 1–17, 2002.
- SATOH, T.; LEI, X. **Importance of AE Study for Fracture Process of Heterogeneous Solid Material - High-Speed , Multi-channel AE Measurement System in Geological Survey of Japan / AIST**. In: National Seminar on Non-Destructive Evaluation Dec. 7 - 9, 2006, Hyderabad. **Proceedings...**2006.
- SCHAFFER, C. M. **Qualification and quantification of the influence of specimen geometry and loading rate on uniaxial compressive strength and parameters derived from the UCS test**. [s.l.] Montanuniversität Leoben, Austria, 2008.
- SCHOLZ, C. H. Microfracturing and the inelastic deformation of rock in compression. **Journal of Geophysical Research**, v. 73, n. 4, p. 1417–1432, 1968a.
- _____. Experimental study of the fracturing process in brittle rock. **Journal of Geophysical Research**, v. 73, n. 4, p. 1447–1454, 1968b.
- SHURI, F. S. **Borehole diameter as a factor in borehole jack results**. In: 22th U.S. Symposium on Rock Mechanics. **Proceedings...**Massachusetts: 1981
- SINGH, B. et al. Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 7, n. 1, p. 59–74, 1992.
- SONMEZ, H. et al. Relationships between volumetric block proportions and overall UCS of a volcanic bimrock. **International Journal of Rock Mechaics & Mining Science**, v. 22, p. 27–34, 2004.
- SONMEZ, H. et al. Estimating the uniaxial compressive strength of a volcanic bimrock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 43, n. 4, p. 554–561, 2006a.

- SONMEZ, H. et al. **Considerations in developing an empirical strength for bimrocks**. In: 4th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006), Nov 6-10 2006, Singapore. **Proceedings...**2006b.
- SONMEZ, H. et al. A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. **In: The Regional Symposium of The International Society for Rock Mechanics, EUROCK 2009, Dubrovnik, Croatia**, p. 357–360, 2009.
- STILLE, H.; PALMSTRÖM, A. Classification as a tool in rock engineering. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 18, n. 4, p. 331–345, 2003.
- TAKASHI, K.; TOSHIKI, M.; YOSHINAKA, R. **Mechanical properties and failure mechanism of gravelly soft rocks**. (R. Yoshinaka, R. Kikuchi, Eds.)In: Rock Foundation, 1995, Rotterdam. **Proceedings...**Balkema, 1995.
- THAM, L. G. et al. On tension failure of 2-D rock specimens and associated acoustic emission. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 38, n. 1, p. 1–19, 2005.
- THURO, K. et al. **Scale effects in rock strength properties . Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test**. In: ISRM Regional Symposium, Eurock 2001. **Proceedings...**2001.
- THURO, K.; SPAUN, G. **Introducing the “destruction work” as a new rock property of toughness referring to drillability in conventional drill- and blast tunnelling**. (G. Barla, Ed.)In: Eurock’96. Prediction and performance in rock mechanics and rock engineering. **Proceedings...**Rotterdam: Balk, 1996.
- TIEN, Y. M.; LU, Y. C.; CHENG, H. H. **Variability of mechanical properties of bimrock**. In: 49th US Rock Mechanics/ Geomechanics Symp. 28 June-1 July, 2015 San Francisco. **Proceedings...**2015.
- TOURENQ, C.; FOURMAINTRAUX, D.; DENIS, A. **Propagation des ondes et discontinuités des roches**. In: Symposium International de Macanique des Roches , 4-6 Octobre, 1971, Nancy, France. **Proceedings...**1971.
- VINDAS, E.; CELESTINO, T. B. **Limitation for the prediction of the tunnel behavior in massive rock masses of volcanoclastic breccia**. In: II International Specialized Conference of Soft Rocks, Cartagena, October, 2016. **Proceedings...**Cartagena: 2016.
- WAWERSIK, W. R.; FAIRHURST, C. A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. **Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 7, p. 561–575, 1970.
- WEIBULL, W. **A statistical distribution function of wide applicability** *Journal of applied mechanics*, 1951. Disponível em: <http://web.cecs.pdx.edu/~cgshirl/Documents/Weibull-ASME-Paper-1951.pdf>

- XU, W.-J.; XU, Q.; HU, R.-L. Study on the shear strength of soil-rock mixture by large scale direct shear test. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 48, n. 8, p. 1235–1247, 2011.
- XU, W.; YUE, Z.; HU, R. Study on the mesostructure and mesomechanical characteristics of the soil–rock mixture using digital image processing based finite element method. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 45, n. June 2016, p. 749–762, 2008.
- YOSHINAKA, R. et al. Strength and deformation characteristics of undisturbed volcanic breccia. **J. Geotech. Eng., Japan Society of Civil Engineers**, v. 673/III-54, p. 85–100, 2001.
- YOSHINAKA, R. et al. Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect. **Engineering Geology**, v. 96, p. 173–186, 2008.
- YUKI, N. et al. **The scale creep effects on strength of welded tuff**. (R. Yoshinaka, R. Kikuchi, Eds.)In: Rock Foundation, 1995, Rotterdam. **Proceedings...**Balkema, 1995.
- ZANG, A. et al. Source analysis of acoustic emission in Aue granite cores under symmetric and asymmetric loads. **Geophysical Journal International**, v. 135, n. 3, p. 1113–1130, 1998.
- ZIETLOW, W. K.; LABUZ, J. F. Measurement of the Intrinsic Process Zone in rock using acoustic emission. **Rock Mech. Min. Sci.**, v. 35, n. 3, p. 291–299, 1998.

Anexos

ANEXO I: ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	3
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	3
Altura (mm):	80.6
Diâmetro (mm):	31.5

Gs:	2.65
w _s (g):	132.65
%n:	20%

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.48

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	12'1"
σ _c (Mpa):	31.19

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
3480

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste da tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	MÉDIOS	TANGENTES
E (MPa)	7622	9033	10296
M _r (MPa)	47661	38521	27448
ν	0.16	0.23	0.38

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	13.11
σ _{cd} (MPa):	17.37

Ajuste do trecho linear

Limite inferior

Limite superior

Fotografia do testemunho ensaiado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	4
Diâmetro nomina (mm):	32

ID:	4
Altura (mm):	80.6
Diâmetro (mm):	31.5

Gs:	2.65
w _s (g):	130.87
%n:	21%

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.48

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	6'24"
σ _c (Mpa):	30.13

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
3200

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	9002	10479	9821
M _r (MPa)	103091	51567	66741
ν	0.09	0.20	0.15

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	15.75
σ _{cd} (MPa):	24.14
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-5

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	5
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	5
Altura (mm):	80
Diâmetro (mm):	31.4

Gs:	2.65
w _s (g):	129.80
%n:	21%

w (g)	133.2
w%:	2.62%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'46"
σ _c (Mpa):	29.67

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	2630
-------------------	------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste da tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	10871	12031	11297
M _r (MPa)	65106	38718	52818
ν	0.17	0.31	0.21

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	12.96
σ _{cd} (MPa):	21.71

Ajuste do trecho linear

Limite inferior

Limite superior

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-7

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	7	Gs:	2.65	w (g)	127.4
N° Amostra:	7	Altura (mm):	80.4	w _s (g):	122.93	w%:	3.64%
Diâmetro nominal (mm):	32	Diâmetro (mm):	30.7	%n:	22%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	52	Tipo de controle:	Axial	Celda de carga:	10 KN
Ângulo de correção θ _i :	1.52				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'57"
σ _c (Mpa):	28.22

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste da tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	7606	7671	7784
M _r (MPa)	52581	26347	44466
ν	0.14	0.29	0.18

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.55
σ _{cd} (MPa):	21.39
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	
Limite superior

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-8

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
Nº Amostra:	8
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	8
Altura (mm):	80
Diâmetro (mm):	31.4

Gs:	2.65
w _s (g):	129.17
%n:	21%

w (g)	133.4
w%:	3.27%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	33'31"
σ _c (Mpa):	27.01

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	12850
-------------------	-------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste da tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11091	11438	11446
M _r (MPa)	54524	39006	54770
ν	0.20	0.29	0.21

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.40
σ _{cd} (MPa):	21.28

Ajuste do trecho linear

Limite inferior

Limite superior

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras

● Trecho elástico

— Testemunho

○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-10

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	10	Gs:	2.65	w (g)	134
N° Amostra:	10	Altura (mm):	80.5	w _s (g):	129.58	w%:	3.41%
Diâmetro nominal (mm):	32	Diâmetro (mm):	31.4	%n:	22%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	52	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
Ângulo de correção θ _i :	1.49				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	6'38"
σ _c (Mpa):	26.09

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11221	11637	11292
M _r (MPa)	60345	46777	49219
ν	0.19	0.25	0.23

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-11

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	11
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	11
Altura (mm):	80
Diâmetro (mm):	31.4

Gs:	2.65
w _s (g):	131.96
%n:	20%

w (g)	134
w%:	1.55%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	6'13"
σ _c (MPa):	29.42

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	4500
-------------------	------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11271	12986	12657
M _r (MPa)	90052	59320	71767
ν	0.13	0.22	0.18

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	16.10
σ _{cd} (MPa):	23.53
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-12

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	12
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	12
Altura (mm):	80.1
Diâmetro (mm):	31.3

Gs:	2.65
w _s (g):	129.08
%n:	21%

w (g)	136.3
w%:	5.59%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'45"
σ _c (Mpa):	30.92

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
3310

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8537	9812	9330
M _r (MPa)	55231	29597	45619
ν	0.15	0.33	0.20

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	12.32
σ _{cd} (MPa):	22.36
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-13

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	13
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	13
Altura (mm):	80.2
Diâmetro (mm):	31.4

Gs:	2.65
w _s (g):	130.75
%n:	21%

w (g)	134.7
w%:	3.02%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	8'48"
σ _c (Mpa):	29.10

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
10040

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11603	10618	10737
M _r (MPa)	68721	37088	45912
ν	0.17	0.29	0.23

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	14.50
σ _{cd} (MPa):	20.17
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-32-UCS-16

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	16
Diâmetro nominal (mm):	32

ID:	16
Altura (mm):	80.6
Diâmetro (mm):	31.4

Gs:	2.65
w _s (g):	126.79
%n:	23%

w (g)	134.7
w%:	6.24%

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	52
Ângulo de correção θ _i :	1.49

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 10 KN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	13'41"
σ _c (Mpa):	23.59

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)	15700
-------------------	-------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6955	6776	6950
M _r (MPa)	41049	21761	31030
ν	0.17	0.31	0.22

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	10.61
σ _{cd} (MPa):	16.99

Ajuste do trecho linear
Limite inferior
▲
▼
Limite superior
▲
▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	18	Gs:	2.65	w (g)	397.9
N° Amostra:	1	Altura (mm):	114.8	w _s (g):	386.94	w%:	2.83%
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.03				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'36"
σ _c (MPa):	30.18

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2150

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8702	8734	9014
M _r (MPa)	74038	35540	58085
ν	0.12	0.25	0.16

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	13.25
σ _{cd} (MPa):	24.24
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	1
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	18
Altura (mm):	114.8
Diâmetro (mm):	45.3

Gs:	2.65
w _s (g):	386.94
%n:	21%

w (g)	397.9
w%:	2.83%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'36"
σ _c (Mpa):	30.18

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)	2150
-------------------	------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8702	8734	9014
M _r (MPa)	74038	35540	58085
ν	0.12	0.25	0.16

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	13.25
σ _{cd} (MPa):	24.24
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	21	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	4	Altura (mm):	114	w _s (g):	387.78	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.4	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.03				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'7"
σ _c (MPa):	31.80

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8973	8983	9047
M _r (MPa)	87264	46987	73206
ν	0.10	0.19	0.12

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	14.52
σ _{cd} (MPa):	27.54
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼
	▲
	▼

----- Poros e fissuras
 ● Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-7

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	24	Gs:	2.65	w (g)	393.2
N° Amostra:	7	Altura (mm):	114.1	w _s (g):	383.08	w%:	2.64%
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.2	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.04				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'42"
σ _c (Mpa):	30.38

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	7884	8622	8482
M _r (MPa)	96937	48754	73344
ν	0.08	0.18	0.12

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-8

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	25	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	8	Altura (mm):	97.1	w _s (g):	331.92	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	20%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.03				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'36"
σ _c (Mpa):	29.14

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6970	7898	7373
M _r (MPa)	60840	33337	54584
ν	0.11	0.24	0.14

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.81
σ _{cd} (MPa):	21.59
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-9

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	26	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	9	Altura (mm):	115	w _s (g):	386.73	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.2	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.04				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'31"
σ _c (MPa):	33.08

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	10769	10234	10173
M _r (MPa)	64583	36768	50423
ν	0.17	0.28	0.20

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-13

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	30	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	13	Altura (mm):	108.2	w _s (g):	361.75	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	22%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ_i :	1.03				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ_c :	7'48"
σ_c (Mpa):	29.05

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8867	9272	9304
M _r (MPa)	79807	47627	60178
ν	0.11	0.19	0.15

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-14

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
Nº Amostra:	14
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	31
Altura (mm):	114.9
Diâmetro (mm):	45.3

Gs:	2.65
w _s (g):	385.44
%n:	21%

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'17"
σ _c (MPa):	25.10

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
6180

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6538	7078	7052
M _r (MPa)	105301	51121	66768
ν	0.06	0.14	0.11

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	13.07
σ _{cd} (MPa):	24.31
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-16

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	33	Gs:	2.65	w (g)	401.16
Nº Amostra:	16	Altura (mm):	114.9	w _s (g):	391.75	w%:	2.40%
Diâmetro nominal (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.2	%n:	20%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	1.04				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'44"
σ _c (MPa):	33.12

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2250

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6720	7510	6877
M _r (MPa)	72466	33477	59750
ν	0.09	0.22	0.12

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	13.68
σ _{cd} (MPa):	27.29
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-17

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
Nº Amostra:	17
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	34
Altura (mm):	114.7
Diâmetro (mm):	45.3

Gs:	2.65
w _s (g):	393.70
%n:	20%

w (g)	401.16
w%:	1.89%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'23"
σ _c (Mpa):	27.33

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)	6600
-------------------	------

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	7578	8507	8454
M _r (MPa)	74761	32917	50786
ν	0.10	0.26	0.17

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.98
σ _{cd} (MPa):	21.00

Ajuste do trecho linear
Limite inferior
▲
▼
Limite superior
▲
▼

Fotografia do testemunho ensaiado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-20

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	20
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	37
Altura (mm):	114.1
Diâmetro (mm):	45.4

Gs:	2.65
w _s (g):	386.24
%n:	21%

w (g)	396
w%:	2.53%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Axial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'20"
σ _c (Mpa):	29.24

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	450
-------------------	-----

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6502	7905	7085
M _r (MPa)	44417	24505	36204
ν	0.15	0.32	0.20

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.45
σ _{cd} (MPa):	20.19
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-21

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
Nº Amostra:	21
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	38
Altura (mm):	114.1
Diâmetro (mm):	45.3

Gs:	2.65
w _s (g):	388.53
%n:	20%

w (g)	396
w%:	1.92%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Axial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'32"
σ _c (Mpa):	22.50

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	465
-------------------	-----

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	5104	6177	5698
M _r (MPa)	78439	29476	59143
ν	0.07	0.21	0.10

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	9.57
σ _{cd} (MPa):	17.54
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-UCS-22

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	22
Diâmetro nominal (mm):	45

ID:	39
Altura (mm):	96.2
Diâmetro (mm):	45.3

Gs:	2.65
w _s (g):	320.41
%n:	22%

w (g)	396
w%:	23.59%

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	65
Ângulo de correção θ _i :	1.03

Tipo de controle: Axial

Celda de carga: 100 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'32"
σ _c (Mpa):	22.50

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	465
-------------------	-----

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	5104	6177	5698
M _r (MPa)	78439	29476	59143
ν	0.07	0.21	0.10

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	9.57
σ _{cd} (MPa):	17.54

Fotografia do testemunho ensaiado

Ajuste do trecho linear
Limite inferior
▲
▼
Limite superior
▲
▼

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	58	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	1	Altura (mm):	142.9	w _s (g):	792.36	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	58	Diâmetro (mm):	57.9	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	72	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.82				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	6'6"
σ _c (Mpa):	30.18

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2260	▲ ▼

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲ ▼	▲ ▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	9368	9077	9302
M _r (MPa)	116514	45872	63692
ν	0.08	0.20	0.15

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	14.93
σ _{cd} (MPa):	26.52

Fotografia do testemunho ensaiado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-UCS-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	59	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	2	Altura (mm):	143	w _s (g):	781.57	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	22%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	72	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.81				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	9'6"
σ _c (Mpa):	26.14

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8689	10178	9954
M _r (MPa)	70776	43073	54252
ν	0.12	0.24	0.18

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	12.64
σ _{cd} (MPa):	21.24
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	60	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	3	Altura (mm):	143.1	w _s (g):	785.33	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	22%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	72	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.81				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	6'37"
σ _c (MPa):	22.63

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	9220	8855	9002
M _r (MPa)	91076	60480	68364
ν	0.10	0.15	0.13

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	10.10
σ _{cd} (MPa):	22.63
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	61	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	4	Altura (mm):	143	w _s (g):	793.67	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimeto localizado (mm):	72	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.81				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	12'39"
σ _c (Mpa):	26.47

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2780

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	10776	9063	10752
M _r (MPa)	51456	26757	41733
ν	0.21	0.34	0.26

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.95
σ _{cd} (MPa):	13.46
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	61	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	4	Altura (mm):	143	w _s (g):	793.67	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	21%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	72	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.81				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	7'3"
σ _c (MPa):	33.16

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	12236	10912	11780
M _r (MPa)	78808	46265	69604
ν	0.16	0.24	0.17

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	71	Gs:	2.65	w (g)	
Nº Amostra:	1	Altura (mm):	214	w _s (g):	0.00	w%:	
Diâmetro nominal (mm):	95	Diâmetro (mm):	92.7	%n:	100%		

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	115	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	600 kN
Ângulo de correção θ_i :	0.52				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ_c :	6'18"
σ_c (MPa):	20.96

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	8970	9141	9120
M_r (MPa)	171346	49731	85134
ν	0.05	0.18	0.11

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	10.03
σ_{cd} (MPa):	18.13
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-UCS-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	72	Gs:		w (g)	
Nº Amostra:	2	Altura (mm):	214	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nominal (mm):	95	Diâmetro (mm):	92.9	%n:			

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	115	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	600 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.52				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'34"
σ _c (MPa):	29.16

Curva de tensão-deformação

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	10893	11113	10281
M _r (MPa)	52983	32774	39773
ν	0.21	0.34	0.26

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	10.97
σ _{cd} (MPa):	21.66
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	73	Gs:		w (g)	
Nº Amostra:	3	Altura (mm):	214	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nominal (mm):	95	Diâmetro (mm):	91.3	%n:			

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	115	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	600 kN
Ângulo de correção θ _i :	0.53				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	5'37"
σ _c (Mpa):	33.82

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2360

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11817	11946	11383
M _r (MPa)	155169	40665	53955
ν	0.08	0.29	0.21

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	16.09
σ _{cd} (MPa):	26.62
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	74	Gs:		w (g)	
Nº Amostra:	4	Altura (mm):	214	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	90.2	%n:			

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	115	Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	600 kN
Ângulo de correção θ_i :	0.53				

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ_c :	6'25"
σ_c (Mpa):	33.09

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
2400

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	13285	12386	12389
M _r (MPa)	92642	49169	72786
ν	0.14	0.25	0.17

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	13.26
σ_{cd} (MPa):	28.18
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	1
Diâmetro nominal (mm):	145

ID:	87
Altura (mm):	302
Diâmetro (mm):	141.6

Gs:	
w _s (g):	
%n:	

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	143
Ângulo de correção θ_i :	0.35

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 1500 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ_c :	7'16"
σ_c (Mpa):	29.83

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)	
1680

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	11075	11440	10893
M _r (MPa)	76498	38241	59937
ν	0.14	0.30	0.18

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	11.66
σ _{cd} (MPa):	23.71

Ajuste do trecho linear
Limite inferior
▲
▼
Limite superior
▲
▼

Fotografia do testemunho ensaiado

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-UCS-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
N° Amostra:	2
Diâmetro nomina (mm):	145

ID:	88
Altura (mm):	307
Diâmetro (mm):	141.7

Gs:	
w _s (g):	
%n:	

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	143
Ângulo de correção θ _i :	0.35

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 1500 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'47"
σ _c (MPa):	30.54

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)	
1520

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	10579	11281	10790
M _r (MPa)	64171	37912	55878
ν	0.16	0.30	0.19

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	12.50
σ _{cd} (MPa):	23.19
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha
Nº Amostra:	3
Diâmetro nominal (mm):	145

ID:	89
Altura (mm):	298
Diâmetro (mm):	141

Gs:	
w _s (g):	
%n:	

w (g)	
w%:	

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm):	143
Ângulo de correção θ _i :	0.35

Tipo de controle: Circunferencial

Celda de carga: 1500 kN

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ _c :	8'9"
σ _c (Mpa):	27.45

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)	
1520

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50%σ _{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ _{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6170	5317	9188
M _r (MPa)	14040	9426	76799
ν	0.44	0.56	0.12

Fotografia do testemunho ensaiado

Calculo medio (Trecho linear)

σ _{ci} (MPa):	8.03
σ _{cd} (MPa):	8.13
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

- Poros e fissuras
- Trecho elástico
- Testemunho
- Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv2-45-UCS-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **va no Porosa**
 N° Amostra: **1**
 Diâmetro nomina (mm): **45**

ID: **97**
 Altura (mm): **89.2**
 Diâmetro (mm): **45.5**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **380.42**
 $\%n$: **1%**

w (g): **362.5**
 $w\%$: **-4.71%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **65**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ_c : **9'9"**
 σ_c (MPa): **136.23**

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)
549

Calculo de Constantes elásticas (E, nu), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
50% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	62751	52982	59872
M_r (MPa)	291228	196144	234140
ν	0.22	0.27	0.26

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	62.36
σ_{cd} (MPa):	101.49
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	
Limite superior	

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv1-45-UCS-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **lava Porosa**
 N° Amostra: **2**
 Diâmetro nominal (mm): **45**

ID: **94**
 Altura (mm): **94.3**
 Diâmetro (mm): **45.6**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **301.92**
 $\%n$: **26%**

w (g): **310.4**
 $w\%$: **2.81%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **65**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ_c : **1'56"**
 σ_c (MPa): **18.83**

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)
450

Calculo de Constantes elásticas (E, nu), tensão de inicio de fissuras (sigma_ci) e dano de fissuras (sigma_cd)

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
<input type="button" value="▲"/>	<input type="button" value="▲"/>
<input type="button" value="▼"/>	<input type="button" value="▼"/>
51% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	4625	6529	5711
M_r (MPa)	31886	18083	28996
ν	0.15	0.36	0.20

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	6.91
σ_{cd} (MPa):	10.93
Ajuste do trecho linear	<input type="button" value="▲"/>
Limite inferior	<input type="button" value="▼"/>
Limite superior	<input type="button" value="▲"/>
	<input type="button" value="▼"/>

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv1-45-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **lava Porosa**
 N° Amostra: **3**
 Diâmetro nominal (mm): **45**

ID: **95**
 Altura (mm): **108**
 Diâmetro (mm): **45.5**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **353.40**
 %n: **24%**

w (g): **361.97**
 w%: **2.43%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **65**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ_c : **9'8"**
 σ_c (MPa): **20.05**

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)
3150

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ_c	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	5808	7777	7000
M_r (MPa)	49419	24164	34958
ν	0.12	0.32	0.20

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	8.15
σ_{cd} (MPa):	15.73
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
	▼
Limite superior	▲
	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv2-45-UCS-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **va no Porosa**
 N° Amostra: **3**
 Diâmetro nomina (mm): **45**

ID: **99**
 Altura (mm): **89**
 Diâmetro (mm): **45.5**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **359.84**
 $w\%$: **6%**

w (g): **310.4**
 $w\%$: **-13.74%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **65**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ_c : **7'45"**
 σ_c (Mpa): **93.01**

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)
465

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
72% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	57790	46387	56736
M_r (MPa)	245797	141790	262323
ν	0.24	0.33	0.22

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa): **42.90**
 σ_{cd} (MPa): **92.22**

Fotografia do testemunho ensaiado

Ajuste do trecho linear
Limite inferior
▲
▼
Limite superior
▲
▼

----- Poros e fissuras
 ● Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv1-45-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **lava Porosa**
 N° Amostra: **4**
 Diâmetro nominal (mm): **45**

ID: **96**
 Altura (mm): **109**
 Diâmetro (mm): **45.5**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **351.58**
 $\%n$: **25%**

w (g): **360.1**
 w%: **2.42%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **52**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir σ_c : **6'53"**
 σ_c (Mpa): **23.47**

Curva de tensão-deformação

Tempo protado (s)
1720

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de início de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
<input type="button" value="▲"/>	<input type="button" value="▲"/>
<input type="button" value="▼"/>	<input type="button" value="▼"/>
50% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	6255	8082	6696
M_r (MPa)	54491	25857	56554
ν	0.11	0.31	0.12

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	7.39
σ_{cd} (MPa):	17.28
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	
<input type="button" value="▲"/>	<input type="button" value="▲"/>
<input type="button" value="▼"/>	<input type="button" value="▼"/>
Limite superior	
<input type="button" value="▲"/>	<input type="button" value="▲"/>
<input type="button" value="▼"/>	<input type="button" value="▼"/>

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Lv2-45-UCS-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha : **va no Porosa**
 N° Amostra: **4**
 Diâmetro nomina (mm): **45**

ID: **100**
 Altura (mm): **85.6**
 Diâmetro (mm): **45.6**

Gs: **2.65**
 w_s (g): **351.94**
 $\%n$: **5%**

w (g): **362.5**
 $w\%$: **3.00%**

Dados do Ensaio

Comprimento localizado (mm): **65**
 Ângulo de correção θ_i : **1.03**

Tipo de controle: **Circunferencial**

Celda de carga: **100 kN**

Resultados do ensaio

Tempo demorado para atingir: σ_c : **9'9"**
 σ_c (MPa): **135.64**

Curva de tensão-deformação

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Tempo protado (s)
549

Calculo de Constantes elásticas (E, ν), tensão de inicio de fissuras (σ_{ci}) e dano de fissuras (σ_{cd})

Calculo secante

Calculo tangente

Ajuste 50% σ_{ci}	Ajuste da tangente
▲	▲
▼	▼
50% σ_{ci}	

Resultado das constantes elásticas

	SECANTES	TANGENTES	MÉDIOS
E (MPa)	62476	52750	59609
M_r (MPa)	290737	195813	233746
ν	0.21	0.27	0.26

Calculo medio (Trecho linear)

σ_{ci} (MPa):	62.09
σ_{cd} (MPa):	101.04
Ajuste do trecho linear	
Limite inferior	▲
Limite superior	▼

Fotografia do testemunho ensaiado

----- Poros e fissuras
 —●— Trecho elástico
 — Testemunho
 ○ Dano de fissuras

ANEXO II: ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	41	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	2	Altura (mm):	22.4	w _s (g):	75.69	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	0.208851		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.197
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.64
Tempo demorado para atingir: σ _c :	8'17"
σ _t (Mpa):	2.29
Tempo protado (s)	
2220	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
35% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	4850	▲ ▼
v :	0.23	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.031
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.061

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0035	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0270	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	42	Gs:	2.65	w (g)	75.65
N° Amostra:	3	Altura (mm):	21.5	w _s (g):	73.38	w%:	3.09%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.4	%n:	0.204405		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.517
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.27
Tempo demorado para atingir: σ _c :	10'27"
σ _t (Mpa):	2.13

Tempo protado (s)
2220

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
35% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	3950	▲
v :	0.26	▲

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.008
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.105

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0002	▲
--------------------------------	--------	---

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0090	▲
--------------------------------	---------	---

— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	43	Gs:	2.65	w (g)	77.81
N° Amostra:	4	Altura (mm):	22.4	w _s (g):	75.72	w%:	2.76%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	0.208537		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.197
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.31
Tempo demorado para atingir: σ _c :	2'55"
σ _t (Mpa):	2.07
Tempo protado (s)	
2560	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
64% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
35% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	5075	▲ ▼
v :	0.02	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.000
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.001

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0013	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0180	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-5

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	44	Gs:	2.65	w (g)	77.81
N° Amostra:	5	Altura (mm):	22.4	w _s (g):	76.89	w%:	1.20%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.4	%n:	0.199845		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.517
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	2.18
Tempo demorado para atingir: σ _c :	12'18"
σ _t (Mpa):	1.36
Tempo protado (s)	
2560	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
42% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	2725	▲ ▼
v :	0.10	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.003
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.070

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0036	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	0.0060	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-6

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	45	Gs:	2.65	w (g)	79.25
N° Amostra:	6	Altura (mm):	22.4	w _s (g):	77.19	w%:	2.67%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.5	%n:	0.20025		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.839
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	2.65
Tempo demorado para atingir: σ _c :	16'53"
σ _t (Mpa):	1.65
Tempo protado (s)	
2540	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	3925	▲ ▼
v :	0.33	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.038
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.290

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0049	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0150	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-7

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	46	Gs:	2.65	w (g)	79.25
N° Amostra:	7	Altura (mm):	23.1	w _s (g):	74.82	w%:	5.92%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.6	%n:	0.251589		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	58.163
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	2.65
Tempo demorado para atingir: σ _c :	16'53"
σ _t (Mpa):	1.60
Tempo protado (s)	
2540	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	3925	▲ ▼
v :	0.33	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\Sigma ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.012
$\Sigma ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.195

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0049	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0190	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-8

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	47	Gs:	2.65	w (g)	78.09
N° Amostra:	8	Altura (mm):	23.1	w _s (g):	75.79	w%:	3.03%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.4	%n:	0.235192		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.517
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	1.92
Tempo demorado para atingir: σ _c :	10'3"
σ _t (Mpa):	1.17
Tempo protado (s)	
2540	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	2550	▲ ▼
v :	0.18	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.005
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.043

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0042	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0090	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

—— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-9

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	48	Gs:	2.65	w (g)	79.58
N° Amostra:	9	Altura (mm):	23	w _s (g):	77.46	w%:	2.74%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.2	%n:	0.207978		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	56.879
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.86
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'34"
σ _t (Mpa):	2.37
Tempo protado (s)	
2480	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6175	▲ ▼
v :	0.31	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.001
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.035

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0024	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0110	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-10

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	49	Gs:	2.65	w (g)	80.06
N° Amostra:	10	Altura (mm):	23	w _s (g):	78.06	w%:	2.56%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.5	%n:	0.212334		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.839
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.61
Tempo demorado para atingir: σ _c :	8'23"
σ _t (Mpa):	2.20
Tempo protado (s)	
2620	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	5050	▲ ▼
v :	0.25	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.006
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.041

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0033	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	0.0030	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-11

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	50	Gs:	2.65	w (g)	79.45
N° Amostra:	11	Altura (mm):	22.1	w _s (g):	74.30	w%:	6.93%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.2	%n:	0.209351		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	56.879
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	2.81
Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'37"
σ _t (Mpa):	1.79
Tempo protado (s)	
2620	▲ ▼

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	4600	▲ ▼
v :	0.30	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\Sigma ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\Sigma ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.031

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0029	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0090	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-12

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	51	Gs:	2.65	w (g)	75.86
N° Amostra:	12	Altura (mm):	22.1	w _s (g):	73.80	w%:	2.79%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.3	%n:	0.218135		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.197
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	2.44
Tempo demorado para atingir: σ _c :	12'13"
σ _t (Mpa):	1.55
Tempo protado (s)	
2620	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	3075	▲ ▼
v :	0.46	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.010
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.032

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0040	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0120	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-45-BT-13

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	52	Gs:	2.65	w (g)	76.06
N° Amostra:	13	Altura (mm):	22.1	w _s (g):	74.11	w%:	2.63%
Diâmetro nomina (mm):	45	Diâmetro (mm):	45.4	%n:	0.218305		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	37.5
R _x (mm):	57.517
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	3.29
Tempo demorado para atingir: σ _c :	8'35"
σ _t (Mpa):	2.08
Tempo protado (s)	
2620	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
65% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocamento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6975	▲ ▼
v :	0.38	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.000
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.030

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0010	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0030	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	63	Gs:	2.65	w (g)	157.79
N° Amostra:	1	Altura (mm):	28.4	w _s (g):	153.63	w%:	2.71%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	57.8	%n:	0.222024		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.05
R _x (mm):	103.807
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	7.16
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'45"
σ _t (Mpa):	2.78

Tempo protado (s)
2120

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6950	▲
		▼
v :	0.13	▲
		▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\Sigma ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\Sigma ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.028

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0025	▲
		▼

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0060	▲
		▼

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	64	Gs:	2.65	w (g)	156.79
N° Amostra:	2	Altura (mm):	28.4	w _s (g):	153.11	w%:	2.40%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	0.229995		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	102.130
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	4.21
Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'0"
σ _t (Mpa):	1.63
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
65% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
25% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6000	▲ ▼
v :	0.32	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.069

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0011	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0090	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	65	Gs:	2.65	w (g)	141.21
N° Amostra:	3	Altura (mm):	28.4	w _s (g):	138.31	w%:	2.10%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	55.3	%n:	0.234845		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	87.146
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	6.36
Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'1"
σ _t (Mpa):	2.58
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
65% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
25% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6875	▲ ▼
v :	0.25	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.005
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.090

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0016	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	0.0150	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	66	Gs:	2.65	w (g)	143.44
N° Amostra:	4	Altura (mm):	28.4	w _s (g):	140.57	w%:	2.04%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	55.3	%n:	0.222343		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	87.146
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	5.86
Tempo demorado para atingir: σ _c :	6'47"
σ _t (Mpa):	2.37
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
65% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6075	▲ ▼
v :	0.39	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.003
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.016

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0037	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0130	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-5

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	67	Gs:	2.65	w (g)	146.24
N° Amostra:	5	Altura (mm):	28.5	w _s (g):	143.05	w%:	2.23%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	55.2	%n:	0.20854		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	86.651
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	5.85
Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'11"
σ _t (Mpa):	2.37
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
65% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	5825	▲ ▼
v :	0.33	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

Σ ((u _j ensaio ajustado - u _j teórico)/u _j teórico) ² :	0.009
Σ ((u _x ensaio ajustado - u _x teórico)/u _x teórico) ² :	0.027

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0020	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0150	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-6

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	68	Gs:	2.65	w (g)	162.28
N° Amostra:	6	Altura (mm):	28.6	w _s (g):	158.24	w%:	2.55%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	0.209761		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	102.130
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	5.27
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'4"
σ _t (Mpa):	2.02
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocamento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	6300	▲ ▼
v :	0.14	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico}) / u_j \text{ teórico})^2 :$	0.004
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico}) / u_x \text{ teórico})^2 :$	0.021

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0022	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0090	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-7

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	69	Gs:	2.65	w (g)	166.06
N° Amostra:	7	Altura (mm):	28.5	w _s (g):	162.15	w%:	2.41%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	0.187393		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	102.130
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	6.04
Tempo demorado para atingir: σ _c :	3'11"
σ _t (Mpa):	2.33
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	7300	▲ ▼
v :	0.24	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\Sigma ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.004
$\Sigma ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.012

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0022	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0140	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-58-BT-8

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	70	Gs:	2.65	w (g)	162.91
N° Amostra:	8	Altura (mm):	28.5	w _s (g):	158.79	w%:	2.59%
Diâmetro nomina (mm):	58	Diâmetro (mm):	58	%n:	0.204232		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	40.5
R _x (mm):	102.130
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	10 KN
-------------------	-----------------	-----------------	-------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	5.35
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'51"
σ _t (Mpa):	2.06
Tempo protado (s)	
2120	▲ ▼

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
75% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	6200	▲ ▼
v :	0.18	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.001
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.024

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0025	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0090	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	75	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	1	Altura (mm):	45.1	w _s (g):	640.90	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	92.8	%n:	0.207166		

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	119.135
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	16.56
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'21"
σ _t (Mpa):	2.52

Tempo protado (s)	
1720	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocamento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	8725	▲ ▼
v :	0.33	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.003
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.036

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0019	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	0.0010	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	76	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	2	Altura (mm):	45.6	w _s (g):	642.33	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	91.5	%n:	0.19162		

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	114.942
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	14.19
Tempo demorado para atingir: σ _c :	6'30"
σ _t (Mpa):	2.17
Tempo protado (s)	
2960	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocamento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	7125	▲ ▼
v :	0.43	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.034
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.060

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0027	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0050	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-5

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	79	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	5	Altura (mm):	45.8	w _s (g):	653.01	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.228001		

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	18.22
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'43"
σ _t (Mpa):	2.69
Tempo protado (s)	
360	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	7050	▲ ▼
v :	0.19	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.019
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.039

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0025	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0400	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-4

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	78	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	4	Altura (mm):	45.1	w _s (g):	637.12	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.235096		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	13.08
Tempo demorado para atingir: σ _c :	3'25"
σ _t (Mpa):	1.96

Tempo protado (s)	
280	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	5750	▲ ▼
v :	0.20	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico}) / u_j \text{ teórico})^2 :$	0.009
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico}) / u_x \text{ teórico})^2 :$	0.011

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0027	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0590	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-5

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	79	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	5	Altura (mm):	45.8	w _s (g):	653.01	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.228001		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	18.22
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'43"
σ _t (Mpa):	2.69
Tempo protado (s)	
360	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	7050	▲ ▼
v :	0.19	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.019
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.039

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0025	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0400	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-6

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	80	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	6	Altura (mm):	45.4	w _s (g):	630.79	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.247699		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	10.17
Tempo demorado para atingir: σ _c :	7'53"
σ _t (Mpa):	1.51
Tempo protado (s)	
2680	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	4300	▲ ▼
ν :	0.29	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.006
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.032

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0036	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0090	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-7

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	81	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	7	Altura (mm):	45.2	w _s (g):	644.09	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.228438		

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	7.04
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'34"
σ _t (Mpa):	1.05
Tempo protado (s)	
2580	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	3125	▲ ▼
v :	0.31	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.023

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0033	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	0.0100	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-8

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	82	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	8	Altura (mm):	45.8	w _s (g):	646.92	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:	0.235201		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	14.92
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'41"
σ _t (Mpa):	2.20

Tempo protado (s)	
3000	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
40% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	7700	▲ ▼
v :	0.11	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.009

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0026	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0070	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-9

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	83	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	9	Altura (mm):	46.6	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	94.2	%n:			

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	123.862
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	17.83
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'4"
σ _t (Mpa):	2.59
Tempo protado (s)	
2620	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocamento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	8750	▲ ▼
v :	0.21	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\Sigma ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.004
$\Sigma ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.034

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0030	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0100	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

—— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-10

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	84	Gs:	2.65	w (g)	
N° Amostra:	10	Altura (mm):	46.8	w _s (g):	0.00	w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	91.3	%n:	1		

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	114.313
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	17.11
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'41"
σ _t (Mpa):	2.55

Tempo protado (s)	
3760	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	8725	▲ ▼
v :	0.31	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.002
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.022

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0027	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0010	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-11

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	85	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	11	Altura (mm):	45.2	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	91.3	%n:			

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	76
R _x (mm):	114.313
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	16.93
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'50"
σ _t (Mpa):	2.61

Tempo protado (s)	
2900	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	8750	▲ ▼
v :	0.21	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	4.987
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.195

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0030	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0100	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-95-BT-12

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	86	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	12	Altura (mm):	45.5	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	95	Diâmetro (mm):	91.8	%n:			

Dados do berço (Circular)

Rj (mm):	76
Rx (mm):	115.894
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	15.54
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'50"
σ _t (Mpa):	2.37

Tempo protado (s)	
3440	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento uj experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	9475	▲ ▼
v :	0.34	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.001
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.028

Correção uj (mm)

correção u _x (mm) :	0.0004	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção uj (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0070	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-BT-1

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	90	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	1	Altura (mm):	72	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	145	Diâmetro (mm):	142	%n:			

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	112.5
R _x (mm):	192.470
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	38.80
Tempo demorado para atingir: σ _c :	4'39"
σ _t (Mpa):	2.42

Tempo protado (s)	
2360	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elásticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
30% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elásticas ajustadas

E (MPa) :	9400	▲ ▼
v :	0.32	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.001
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.023

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0033	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0080	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

— Curva experimental corrigida — Curva teórica - - - - Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-BT-2

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	91	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	2	Altura (mm):	74	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	145	Diâmetro (mm):	142.5	%n:			

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	112.5
R _x (mm):	194.318
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	47.63
Tempo demorado para atingir: σ _c :	5'4"
σ _t (Mpa):	2.88

Tempo protado (s)	
1760	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
70% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
29% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	9175	▲ ▼
v :	0.28	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.008
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.020

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	0.0040	▲ ▼
--------------------------------	--------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0080	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

—— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado

Curva completa de Tensão-deformação – Compressão Uniaxial - Corpo de Prova – Br-145-BT-3

Dados da amostra

Tipo de Rocha :	Brecha	ID:	92	Gs:		w (g)	
N° Amostra:	3	Altura (mm):	73.7	w _s (g):		w%:	
Diâmetro nomina (mm):	145	Diâmetro (mm):	142.6	%n:			

Dados do berço (Circular)

R _j (mm):	112.5
R _x (mm):	194.691
E _s (MPa)	2.10E+05
v _s :	0.30
k _s :	1.4E-06

Dados do Ensaio

Tipo de controle:	Circunferencial	Celda de carga:	100 kN
-------------------	-----------------	-----------------	--------

Resultados do ensaio

P _{Pico} (kN):	40.13
Tempo demorado para atingir: σ _c :	6'34"
σ _t (Mpa):	2.43

Tempo protado (s)	
1760	▲ ▼

Taxa do controle utilizada ao longo do ensaio

Ajuste constantes elasticas pelo metodo de Celestino et. al., 1998

Trecho de ajuste

Limite superior L.S.	▲
90% P _{Pico}	▼
Limite inferior L.I.	▲
46% P _{Pico}	▼

Equação utilizada no deslocamento vertical teórico

Hamrock e Anderson, 1985

Leituras no deslocmento u_j experimental

☒ LVDL 1 ☒ LVDL 2

Constantes elasticas ajustadas

E (MPa) :	8625	▲ ▼
v :	0.44	▲ ▼

Erros minimizados no trecho de ajuste

$\sum ((u_j \text{ ensaio ajustado} - u_j \text{ teórico})/u_j \text{ teórico})^2 :$	0.014
$\sum ((u_x \text{ ensaio ajustado} - u_x \text{ teórico})/u_x \text{ teórico})^2 :$	0.217

Correção u_j (mm)

correção u _x (mm) :	-0.0076	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

Correção u_j (mm)

correção u _j (mm) :	-0.0090	▲ ▼
--------------------------------	---------	--------

—— Curva experimental corrigida — Curva teórica ---- Limites do trecho ajustado