

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Ancoragem em rocha: avaliação da adesão entre nata de cimento
e rochas sedimentares em ensaios de laboratório**

Maurício Birkan Azevedo

Porto Alegre
2018

MAURÍCIO BIRKAN AZEVEDO

**ANCORAGEM EM ROCHA: AVALIAÇÃO DA ADESÃO
ENTRE NATA DE CIMENTO E ROCHAS SEDIMENTARES
EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2018

CIP - Catalogação na Publicação

Birkan Azevedo, Maurício

Ancoragem em rocha: avaliação da adesão entre nata de cimento e rochas sedimentares em ensaios de laboratório / Maurício Birkan Azevedo. -- 2018.

277 f.

Orientador: Washington Peres Núñez.

Coorientador: Luiz Antonio Bressani.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Ancoragem em rocha. 2. Tirantes ancorados. 3. Grampos. 4. Tensão de adesão. 5. Rochas sedimentares. I. Peres Núñez, Washington, orient. II. Bressani, Luiz Antonio, coorient. III. Título.

MAURÍCIO BIRKAN AZEVEDO

**ANCORAGEM EM ROCHA: AVALIAÇÃO DA ADESÃO
ENTRE NATA DE CIMENTO E ROCHAS SEDIMENTARES
EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração: Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de abril de 2018

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul, Brasil
Orientador

Prof. Luiz Antonio Bressani
PhD. pela University of London, Reino Unido
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)
PhD. pela University of Leeds, Reino Unido

Prof. Mauricio Ehrlich (UFRJ)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Prof. Felipe Gobbi Silveira (Unisinos)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho aos meus pais, Claudio e Tânia, que
nunca mediram esforços para que eu realizasse meus
sonhos

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, gostaria de agradecer aos meus pais, Tânia e Claudio, e à minha irmã Juliana por sempre estarem ao meu lado e me incentivarem em todos os momentos da minha vida. Tenho orgulho da família que somos e do amor que temos um pelo outro. Também agradeço à toda minha família que sempre torce pelo meu sucesso e se preocupa comigo.

Ao Prof. PhD. Luiz Antonio Bressani, foi uma honra ter trabalhado com o senhor ao longo desse trabalho. Obrigado pelo grande conhecimento compartilhado, pelas correções, revisões e pela atenção sempre concedida.

Ao Prof. MSc. Cleber de Freitas Floriano, talvez o maior responsável pelo meu interesse na engenharia geotécnica, obrigado pela paciência de muitas horas de conhecimento compartilhado, desde os tempos que eu era estagiário até a execução desse trabalho. É muito motivador ver o quanto é empenhado e comprometido naquilo que faz.

Aos professores da banca examinadora: PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, Dr. Mauricio Ehrlich e Dr. Felipe Gobbi Silveira, agradeço pelas enormes contribuições que os senhores fizeram para esse trabalho. Foi uma honra ter vocês avaliando meu trabalho.

Aos meus amigos (de Carazinho, Porto Alegre ou Dundee), que me incentivaram em momentos difíceis e entenderam minha ausência em alguns outros momentos em virtude do mestrado e, também, com quem compartilhei boa parte do pouco tempo livre que me sobrava, seja saindo pra tomar uma cerveja, fazer um churrasco, momentos de descontração que com certeza são muito importantes. Àqueles que eu pouco vi ou conversei nesse tempo, mas que sempre quando via ou conversava me perguntavam: “e aí, como tá o mestrado?” ou “qual o tema da tua dissertação?”. Seria impossível citar todos eles aqui, mas gostaria de citar três grandes amigos geotécnicos que me incentivaram, me ajudaram e estiveram comigo desde o início da caminhada nessa área: Alex, Marco, Vinicius. Além de grandes amigos, grandes profissionais.

No decorrer dessa dissertação, andei pelos laboratórios de solos, concreto, geociências e mecânica de rochas da universidade. Vai ser difícil lembrar de todas as pessoas que me ajudaram e me apontaram caminhos, dentro de suas especialidades, em cada um desses lugares, espero não esquecer de ninguém...

Inicialmente gostaria de agradecer ao LPM, em especial ao Prof. Dr. André Zingano, pela gentileza de ter cedido os testemunhos de sondagem (sem eles esse trabalho seria impossível). Também ao futuro engenheiro de minas Elias Pooter, pelas conversas e pela preocupação de sempre em separar os materiais que eu precisava. Estendo o agradecimento a toda gurizada do laboratório, que sempre estava lá para me ajudar e resolver minhas dúvidas.

A todos do LEME, inicialmente à Prof. PhD. Ângela Gaio Graeff e ao Prof. MSc. João Luiz Campagnolo, por terem cedido o espaço. Aos técnicos Eurípedes Fontes e Edgar Lucas, por terem me ajudado a resolver praticamente todas as questões práticas dos ensaios que realizei neste laboratório, obrigado pela ajuda diária. Também ao bolsista e amigo Victor Dal Bosco, por me ajudar a coletar dados da prensa.

Agradeço ao amigo George Salecker por ter me ajudado, voluntariamente, em todas as etapas dos ensaios CCBT. Obrigado por se esforçar para estar lá sempre que eu precisava de ajuda e pela dedicação de sempre.

Ao pessoal do LAGEOtec, agradeço ao técnico Jair Floriano pela ajuda nos ensaios realizados neste laboratório. À colega MSc. Thaís Kleinert, pela ajuda nas questões estatísticas. Aproveitando o assunto estatística, agradeço ao Prof. Dr. João Ricardo Masuero, por me ajudar nas interpretações dos resultados.

Agradeço também ao geólogo MSc. Garibaldi Armelenti e ao Prof. PhD. Luiz Fernando de Ros, pelo auxílio na interpretação das lâminas petrográficas e por tirarem minhas dúvidas sobre esse assunto. Também à Denise pela confecção das lâminas.

Aos colegas de graduação e mestrado, pelos momentos de estudo em grupo e auxílio mútuo e àqueles me incentivaram em momentos difíceis. Aos professores de excelência que tive o prazer de encontrar ao longo dessa minha caminhada de muitos anos na graduação e pós-graduação da UFRGS.

O dinheiro faz homens ricos, o conhecimento faz homens
sábios e a humildade faz grandes homens.

Mahatma Gandhi

RESUMO

AZEVEDO, M. B. **Ancoragem em rocha:** avaliação da adesão entre nata de cimento e rochas sedimentares em ensaios de laboratório. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A presente dissertação versa sobre a determinação do parâmetro de adesão entre nata de cimento e rocha. Este parâmetro é de fundamental importância no dimensionamento de grampos e tirantes ancorados, sistemas de contenção frequentemente executados que utilizam da técnica de ancoragem. Ensaios de arrancamento *in loco* são comumente realizados para avaliar essa tensão de aderência, no entanto, muitas vezes, apenas se tornam viáveis financeiramente durante a etapa de execução das obras. A metodologia *Composite Cylinder Bond Test* (CCBT) permite a determinação da adesão de maneira mais simples e com menor custo, por meio de ensaios de laboratório utilizando corpos de prova mistos de rocha e nata de cimento, sendo, por isto, uma interessante alternativa para a etapa de definição paramétrica de projetos. Neste contexto, foram estudadas três litologias sedimentares do município de Caçapava do Sul/RS – aqui chamadas de conglomerado, arenito muito fino e arenito médio – pertencentes à Formação Varzinha. A caracterização dessas litologias foi realizada por meio de lâminas delgadas e outros ensaios de caracterização de laboratório. A classificação textural do conglomerado é de conglomerado arenoso, o arenito muito fino é classificado como arenito lamoso e o arenito médio é classificado como arenito. Do ponto de vista composicional, o arenito muito fino é classificado como arcóseo, enquanto o arenito médio é classificado como arcóseo lítico. Noventa ensaios CCBT, além de ensaios de resistência à compressão simples das rochas e da nata de cimento foram realizados. As tensões de adesão médias obtidas dos ensaios de laboratório foram de 2,52 MPa para o conglomerado, 1,84 MPa para o arenito muito fino e 1,43 MPa para o arenito médio. Foi realizada uma avaliação de intervalos de confiança de valores de tensão de adesão, conforme a distribuição *t-student*. Concluiu-se que não apenas a resistência das rochas influencia nessa capacidade de adesão, mas também a capacidade de absorção d'água e a porosidade. Maiores valores dessas duas propriedades na rocha favorecem a adesão entre os dois materiais. Os valores encontrados em laboratório são compatíveis com dados de literatura de campo em rochas similares.

Palavras-chave: *ancoragem em rocha; tirantes ancorados; grampos; tensão de adesão; rochas sedimentares; ensaios de laboratório.*

ABSTRACT

AZEVEDO, M. B. **Anchoring in rock:** evaluation of bond strength between cement grout and sedimentary rocks by laboratory tests. 2018. Dissertation (Masters of Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation evaluates the determination of the adhesion parameter between cement grout and rock. This parameter is of great importance on design of two systems frequently executed that use the technique of anchoring: rock anchors and bolts. Pull out field tests are commonly carried out to evaluate this bond strength, however, they are normally only economically feasible during the construction stage. The Composite Cylinder Bond Test (CCBT) methodology allows the adhesion determination in a simpler and cheaper way, by laboratory tests using mixed samples of rock and cement grout. Therefore, the CCBT is an interesting alternative to project definition of adhesion values. In this context, three different sedimentary lithologies from Caçapava do Sul/RS, Southern Brazil, were studied. The lithologies – called here as conglomerate, fine sandstone and medium sandstone – belong to Varzinha Formation. The characterization of these lithologies were made by thin sections and characterization laboratory tests. The textural classification of the conglomerate was sandy conglomerate, the fine sandstone was classified as muddy sandstone, and the medium sandstone was classified as sandstone. In the view of their composition, the fine sandstone was classified as arkose, while the medium sandstone was classified as lithic arkose. Ninety CCBT tests, besides unconfined compression tests on rock and cement grout specimens were carried out. The average adhesion values obtained from laboratory tests were 2,52 MPa for the conglomerate, 1,84 MPa for the fine sandstone and 1,43 MPa for the medium sandstone. An evaluation of confidence intervals of adhesion was also carried out, according to t-student distribution. It was concluded that the adhesion strength was influenced not only by the unconfined compressive strength of the rocks, but also by their water absorption and porosity. Larger values of these two properties increased the adhesion between the two materials. The values obtained from laboratory tests are compatible with literature field data in similar rocks.

Key-words: *anchoring in rock; anchors; bolts; bond strength; sedimentary rocks; laboratory tests.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	25
1.2 OBJETIVOS.....	28
1.3 LIMITAÇÕES.....	29
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	30
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1 ROCHAS SEDIMENTARES	31
2.1.1 Definição	32
2.1.2 Modo de formação.....	32
2.1.2.1 Intemperismo, erosão e transporte	33
2.1.2.2 Deposição, soterramento, diagênese/litificação	37
2.1.3 Classificação de acordo com os sedimentos de rochas siliciclásticas....	43
2.1.3.1 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão grosseiro	46
2.1.3.2 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão médio.....	46
2.1.3.3 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão fino	50
2.1.4 Morfologia e fábrica dos grãos de rochas siliciclásticas.....	51
2.1.5 Classificação de acordo com a resistência	53
2.2 ADERÊNCIA EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA	54
2.2.1 Estruturas de concreto armado	54
2.2.1.1 Fenômenos de aderência	55
2.2.1.2 Ensaios de aderência em concreto armado	56
2.2.2 Revestimentos de argamassa.....	57
2.3 ANCORAGEM EM ROCHA.....	59

2.3.1 Aspectos gerais	60
2.3.2 Tipos de ancoragem.....	61
2.3.3 Modos de ruptura.....	66
2.3.3.1 Ruptura geral pelo maciço	67
2.3.3.2 Ruptura por deslizamento do trecho ancorado.....	68
2.3.3.3 Ruptura por perda de carga	80
2.3.3.4 Ruptura da armadura, da zona de apoio e da cabeça de ancoragem	81
2.4 ENSAIO <i>COMPOSITE CYLINDER BOND TEST</i> (CCBT).....	82
2.4.1 Introdução.....	82
2.4.2 Descrição do método de ensaio	83
2.4.3 Interpretação dos resultados	84
2.4.4 Resultados anteriores.....	90
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	92
3.1 LOCALIZAÇÃO	92
3.2 CONTEXTO GEOLÓGICO	93
4 METODOLOGIA	97
4.1 IDENTIFICAÇÃO DE LITOLOGIAS.....	97
4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS	98
4.3 GRANULOMETRIA	99
4.4 ANÁLISE PETROGRÁFICA	99
4.5 CORTE DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM.....	101
4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	106
4.7 ENSAIOS CCBT	107

4.7.1 Planejamento experimental	107
4.7.2 Materiais	110
4.7.3 Procedimentos de moldagem dos corpos de prova mistos.....	112
4.7.4 Procedimentos de moldagem dos corpos de prova de nata de cimento	116
4.7.5 Procedimentos de retificação e ruptura dos corpos de prova	117
5 RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO	119
5.1 PROPRIEDADES FÍSICAS	119
5.2 GRANULOMETRIA	120
5.3 ANÁLISE PETROGRÁFICA	121
5.3.1 Conglomerado	125
5.3.2 Arenito muito fino	130
5.3.3 Arenito médio	134
5.3.4 Considerações gerais	140
5.4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	140
5.4.1 Resultados.....	141
5.4.2 Interpretação e análise	142
5.5 ENSAIOS CCBT	144
5.5.1 Resultados.....	144
5.5.2 Interpretação e análise dos ensaios mistos	151
5.5.3 Comparativo com valores de literatura de q_s	159
5.5.4 Comparativo com outros dados da metodologia CCBT	159
5.5.5 Avaliação estatística	163
6 CONCLUSÕES	167

6.1	ENSAIOS CCBT	167
6.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	169
6.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTATÍSTICA	170
6.4	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	171
	REFERÊNCIAS	173
	APÊNDICE A – PLANILHAS DE DADOS DOS CORPOS DE PROVA CCBT POR DIA DE MOLDAGEM	181
	APÊNDICE B – FICHAS INDIVIDUAIS DOS CORPOS DE PROVA CCBT.....	187

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Principais famílias de rochas (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 76).....	31
Figura 2.2 – Principais fatores que influenciam o intemperismo e a erosão (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 449).....	35
Figura 2.3 – Abrasão durante o transporte das partículas (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 126).....	37
Figura 2.4 – Diferentes ambientes de sedimentação (GROTZINGER; JORDAN, 2013)	38
Figura 2.5 – A compactação e a cimentação no processo de diagênese (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 135).....	41
Figura 2.6 – Esquema de formação de rochas sedimentares (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 78).....	43
Figura 2.7 – Sedimentos e respectivas rochas sedimentares formadas a partir desses em função do tamanho dos grãos (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 135)	44
Figura 2.8 – Quartzarenito: grãos de quartzo (Q) cimentados por carbonato (calcita – C). Polarizadores cruzados (FRASCÁ; SARTORI, 1998, p. 20).....	48
Figura 2.9 – Principais tipos de arenitos e locais de possível ocorrência (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 140)	50
Figura 2.10 – Categorias de arredondamento dos grãos, para cada categoria é demonstrado um exemplo de grão de baixa esfericidade e de alta esfericidade (adaptado de Pettijohn et al., 1987).....	51
Figura 2.11 – Fábrica dos grãos nos sedimentos: empacotamento, contato e orientação de grãos e relações grão-matriz (adaptado de TUCKER, 2001).....	52
Figura 2.12 – Comparação entre diferentes classificações de resistência de rochas de acordo com diversos autores (adaptado de BIENIAWSKI, 1989).....	54
Figura 2.13 – Aderência por adesão (FUSCO, 2013, p. 137).....	55
Figura 2.14 – Aderência por atrito (FUSCO, 2013, p. 138)	56
Figura 2.15 – Aderência mecânica (FUSCO, 2013, p. 138).....	56
Figura 2.16 – Comportamento de barras lisas e nervuradas (FUSCO, 2013, p. 143)	57
Figura 2.17 – Principais partes constituintes de um tirante ancorado (ABNT, 2006b, p. 20)..	63
Figura 2.18 – Principais partes constituintes de um grampo (ABRAMENTO et al., 1998, p. 658)	64

Figura 2.19 – Ilustração de uma superfície de ruptura mobilizando uma zona ativa e uma zona passiva de um maciço grampeado (ROSA, 2015, p. 30).....	65
Figura 2.20 – Comparativo entre distribuição de tensões ao longo de elementos de ancoragem ativos (tirantes ancorados) e elementos de ancoragem passivos (grampos) (FLORIANO, 2014, p. 35).....	66
Figura 2.21 – Formato e extensão do maciço rochoso afetado pela ancoragem em relação ao ângulo entre o eixo da ancoragem e os planos de descontinuidade: a) eixo de ancoragem perpendicular aos planos de descontinuidade; b) eixo de ancoragem paralelo aos planos de descontinuidade; c) eixo de ancoragem formando ângulo com planos de descontinuidade (HOBST; ZAJÍC, 1977, p. 31)	67
Figura 2.22 – Representação idealizada dos principais componentes de aderência (adaptado de LITTLEJOHN; BRUCE, 1975).....	77
Figura 2.23 – a) Distribuição teórica de tensões ao longo da ancoragem (HAWKES; EVANS, 1951 apud LITTLEJOHN; BRUCE, 1975); b) Distribuição de carga ao longo da ancoragem assumindo AL/d grande (PHILLIPS, 1970 apud LITTLEJOHN; BRUCE, 1975).....	79
Figura 2.24 – Apresentação de resultados em ensaios de cisalhamento direto: a) tensão cisalhante x deformação cisalhante; b) resistência ao cisalhamento x tensão normal (adaptado de FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989, p. 348).....	86
Figura 2.25 – Estado de tensões em um corpo de prova com um plano de fraqueza (AB) no ensaio triaxial (MACEDO, 1993, p. 123).....	87
Figura 2.26 – Relações entre as tensões principais na ruptura e o ângulo de junta β (MACEDO, 1993, p. 124).....	89
Figura 2.27 – Interpretação gráfica do ensaio CCBT (adaptado de MACEDO, 1993).....	90
Figura 3.1 – Localização exata dos furos de sondagem (GOOGLE INCORPORATION, 2017)	93
Figura 3.2 – Unidades geomorfológicas do Rio Grande do Sul (a área em estudo encontra-se destacada por um ponto amarelo no Escudo Sul-Rio-Grandense) (GEOPROSPEC GEOLOGIA E PROJETOS AMBIENTAIS LTDA., 2016).....	94
Figura 3.3 – Localização dos furos de sondagem no contexto geológico do Rio Grande do Sul (GOOGLE INCORPORATION, 2017)	95
Figura 4.1 – Amostras típicas das três litologias avaliadas: a) conglomerado; b) arenito muito fino; c) arenito médio	97
Figura 4.2 – Armazenamento dos testemunhos para transporte	98

Figura 4.3 – Apiloamento manual: amostras naturais e após o apiloamento	98
Figura 4.4 – Amostras de onde foram obtidas as lâminas delgadas	100
Figura 4.5 – Lâminas delgadas impregnadas numeradas	100
Figura 4.6 – Cortes a 90° com o eixo em testemunhos a serem utilizados nos ensaios de resistência à compressão simples e nos ensaios CCBT: a) detalhe do gabarito; b) detalhe do momento do corte	102
Figura 4.7 – Cortes a 30° e 45° em testemunhos a serem utilizados nos ensaios CCBT: a) detalhe do gabarito de cortes montado para este fim; b) detalhe do momento do corte	102
Figura 4.8 – Dimensões dos cortes das amostras	103
Figura 4.9 – Conferência dos ângulos de corte	104
Figura 4.10 – Cortes em direção oposta aos planos estratigráficos da rocha	105
Figura 4.11 – Corpos de prova de rocha para ensaios de resistência à compressão simples .	107
Figura 4.12 – a) moldes de PVC e amostras de rocha; b) moldes de PVC e moldes metálicos preparados para moldagem com nata de cimento.....	113
Figura 4.13 – Moldagem: a) argamassadeira utilizada; b) nata de cimento sendo vertida nos moldes; c) moldes de PVC para corpos de prova mistos e moldes metálicos para corpos de prova de nata de cimento imediatamente após a moldagem; d) cura em câmara úmida após desmoldagem dos corpos de prova de nata de cimento (à direita na foto).....	115
Figura 4.14 – Corpos de prova de nata de cimento imediatamente após a moldagem.....	117
Figura 4.15 – a) corpo de prova misto dentro do molde sendo submetido à retificação de extremidades; b) corpos de prova mistos e de nata de cimento após retificação de extremidades; c) desmoldagem de um corpo de prova misto; d) ruptura de um corpo de prova misto (mesmo procedimento era realizado para corpos de prova de nata de cimento)	118
Figura 5.1 – Distribuição granulométrica com defloculante das três litologias avaliadas	121
Figura 5.2 – Classificação textural das litologias no diagrama ternário de Folk (1968): a) diagrama original (adaptado de FOLK, 1968); b) posição das litologias do presente estudo no diagrama	124
Figura 5.3 – Imagens da lâmina 3 – Conglomerado arenoso muito mal selecionado com grãos predominantemente subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados.....	126
Figura 5.4 – Imagens de polarizadores cruzados: a) Lâmina 1: fragmento de rocha vulcânica afírica (seta); b) Lâmina 3: fragmento de rocha metamórfica (meta-siltito)	127

Figura 5.5 – Imagens da lâmina 3 (polarizadores descruzados): a) Calcita macrocristalina (rosa) tingida por solução de alizarina cimentando grãos; b) Finas cutículas de hematita cobrindo grãos	128
Figura 5.6 – Imagens da lâmina 3: a) Hematita microcristalina substituindo grãos indeterminados e em cutículas contínuas cobrindo grãos (polarizadores descruzados); b) Crescimentos bem desenvolvidos de quartzo (seta vermelha) e de feldspato potássico (setas amarelas) pós cutículas contínuas de hematita (polarizadores cruzados)	128
Figura 5.7 – Imagens da lâmina 3 (polarizadores descruzados): a) Rara porosidade intergranular primária (em azul), além de cutículas contínuas de hematita cobrindo e cimentando os grãos; b) Porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato (setas amarelas) e móldica (seta vermelha).....	129
Figura 5.8 – Conglomerado (lâmina 3): sequência diagenética	130
Figura 5.9 – Imagens da lâmina 2 – Arenito muito fino lamoso moderadamente selecionados com grãos subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados.....	131
Figura 5.10 – Imagens da lâmina 2 (polarizadores descruzados): a) Laminação composicional marcada por nível concentrado de minerais opacos; b) Laminação composta predominantemente por minerais pesados opacos	131
Figura 5.11 – Lâmina 6 (polarizadores cruzados) – Fragmentos de rocha metamórfica de baixo grau (ardósia e meta-siltitos)	132
Figura 5.12 – Polarizadores descruzados: a) Lâmina 2: grãos subangulares cobertos por fina cutícula de hematita e cimentados por calcita macrocristalina (rosa) tingida por solução de alizarina; b) Lâmina 6: cutículas de hematita cobrindo e cimentando grãos.....	133
Figura 5.13 – Polarizadores cruzados: a) Lâmina 2: crescimentos descontínuos de quartzo (setas); b) Lâmina 6: crescimentos de quartzo (setas vermelhas) e de feldspato potássico (setas amarelas) cimentando grãos do arcabouço.....	133
Figura 5.14 – Arenito muito fino (lâmina 2): sequência diagenética	134
Figura 5.15 – Imagens da lâmina 5 – Arenito médio moderadamente selecionado com grãos subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados	135
Figura 5.16 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Fragmentos de rocha vulcânica afírica (FRV), plutônica (FRP), metamórfica – meta-siltito (FRM) e feldspato potássico microclínio (Kf); b) Abundância de feldspato potássico microclínio (Kf)	136
Figura 5.17 – Polarizadores cruzados: a) Lâmina 5: Grãos indeterminados, possivelmente feldspatos, substituídos por caulinita (setas); b) Lâmina 7: Caulinita substituindo grão indeterminado, possivelmente feldspato.....	137

Figura 5.18 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Grãos indiferenciados previamente substituídos por caulinita e, posteriormente, por ilita; b) Detalhe da substituição da caulinita por ilita	137
Figura 5.19 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Dolomita (Dol) substituindo caulinita (Caul) intergranular e crescimentos de quartzo (setas); b) Dolomita macrocristalina (D) preenchendo poro intergranular e substituindo parcialmente crescimentos descontínuos de quartzo (setas)	138
Figura 5.20 – Polarizadores descruzados: a) Lâmina 5: porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato e móldica; b) Lâmina 7: porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato.....	138
Figura 5.21 – Arenito médio (lâmina 5): sequência diagenética.....	139
Figura 5.22 – Gráfico de colunas de todos os corpos de prova de rocha submetidos a ensaios RCS.....	142
Figura 5.23 – Classificação quanto à resistência à compressão simples das rochas estudadas (adaptado de BIENIAWSKI, 1989).....	143
Figura 5.24 – Locais de ruptura identificados: a) Junta e rocha; b) Junta; c) Junta e nata; d) Ruptura total do CP	148
Figura 5.25 – Gráfico de colunas de todos os corpos de prova de nata de cimento submetidos a ensaios RCS. Em colunas azuis: dados utilizados no cálculo da média; em cinza: dados não utilizados no cálculo da média.....	150
Figura 5.26 – Conglomerado: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)	152
Figura 5.27 – Arenito muito fino: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)	152
Figura 5.28 – Arenito médio: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)	153
Figura 5.29 – Diferença de material impregnado resultante do corte: a) ID = 4, tensão de ruptura = 15,02 MPa; b) ID = 84, tensão de ruptura = 24,42 MPa	158
Figura 5.30 – Relação entre tensão de adesão e tensão axial de ruptura para diferentes litologias	161
Figura 5.31 – Conglomerado: envoltórias superior, média e inferior	165
Figura 5.32 – Arenito muito fino: envoltórias superior, média e inferior	165
Figura 5.33 – Arenito médio: envoltórias superior, média e inferior	166

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Quadro demonstrando a Série de Goldich: ordem de estabilidade dos minerais mais comuns frente ao intemperismo (adaptado de TOLEDO et al., 2009)	34
Tabela 2.2 – Quadro de classificação de rochas sedimentares siliciclásticas (adaptado de WICANDER; MONROE, 2009)	44
Tabela 2.3 – Escala granulométrica de Uden-Wentworth (adaptado de ADAMS et al., 1984; GIANNINI; MELLO, 2009; TUCKER, 2001)	45
Tabela 2.4 – Tensão de contato entre nata de cimento e rocha em diversos lugares do mundo (adaptado de LITTLEJOHN, 1980)	72
Tabela 2.5 – Previsão da carga última de transferência para ancoragem em rocha e tensão média de contato para diferentes rochas (adaptado de SABATINI et al., 1999)	73
Tabela 2.6 – Valores encontrados por Floriano (2014) e Macedo (1993).....	91
Tabela 3.1 – Coordenadas UTM dos furos de sondagem.....	92
Tabela 4.1 – Identificação das lâminas delgadas.....	101
Tabela 4.2 – Número total de corpos de prova cortados	105
Tabela 4.3 – Planejamento de moldagens	108
Tabela 5.1 – Propriedades físicas das litologias	119
Tabela 5.2 – Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (% passante).....	120
Tabela 5.3 – Comparativo entre análises granulométricas por petrografia e por peneiramento e sedimentação	122
Tabela 5.4 – Quadro comparativo da fábrica de cada litologia.....	125
Tabela 5.5 – Principais características e resultados dos ensaios RCS dos corpos de prova de rocha	141
Tabela 5.6 – Média, desvio padrão e CV dos valores de RCS para as três litologias	142
Tabela 5.7 – Resultados ensaios CCBT: conglomerado.....	145
Tabela 5.8 – Resultados ensaios CCBT: arenito muito fino	146
Tabela 5.9 – Resultados ensaios CCBT: arenito médio	147
Tabela 5.10 – Principais características e resultados dos ensaios RCS dos corpos de prova de nata de cimento.....	149
Tabela 5.11 – Média, desvio padrão e CV dos valores de RCS da nata de cimento.....	149
Tabela 5.12 – Cálculo da adesão e ângulo de atrito na junta nata de cimento-rocha.....	151

Tabela 5.13 – Relações entre adesão, resistência, porosidade e absorção d'água das litologias	154
Tabela 5.14 – Relações entre S_w obtidos dos ensaios CCBT com q_s obtidos da recomendação da NBR 5629 (ABNT, 2006b) a nível preliminar de projeto	156
Tabela 5.15 – Relação entre tensão de adesão e tensão axial de ruptura para diferentes litologias	160
Tabela 5.16 – Resultados finais de todos os trabalhos realizados com a metodologia CCBT	162
Tabela 5.17 – Valores inferiores e superiores dos intervalos de confiança para tensões normais e cisalhantes no plano da junta a um nível de significância de 80% conforme a distribuição <i>t-student</i>	164
Tabela 5.18 – Valores das coordenadas das envoltórias limites inferiores e superiores	164
Tabela 5.19 – Valores inferiores, superiores e médios de S_w	166

LISTA DE SÍMBOLOS

A – constante que relaciona a tensão axial com a tensão de aderência

a/c – fator água/cimento em massa

AB – plano de fraqueza

C₀ – resistência à compressão uniaxial da nata de cimento (MPa)

CO₂ – gás carbônico

CV – coeficiente de variação

d – diâmetro da barra (m)

D – diâmetro da selagem ou do furo (m) ou do corpo de prova (mm)

D_s – diâmetro da selagem ou do furo, majorado em função da forma de injeção (m)

f_{yk} – resistência característica do aço à tração (MPa)

h – altura do corpo de prova (mm)

h₁ – menor altura da parte rochosa do corpo de prova (mm)

h₂ – maior altura da parte rochosa do corpo de prova (mm)

IC – intervalo de confiança

L₀ – comprimento do trecho ancorado (m)

n – tamanho da amostra

O₂ – gás oxigênio

P – força de tração aplicada (MN)

P_u – carga última teórica de arrancamento (MN)

q_s – tensão de aderência última (MPa)

s – desvio padrão amostral

S – resistência ao cisalhamento no plano da junta (MPa)

S_w – tensão de adesão (MPa)

t_{tab} – distribuição *t-student*

\bar{x} – valor médio amostral

α_a – absorção d'água aparente (%)

β – ângulo da junta do corpo de prova misto (°)

β_A – ângulo da junta igual a 30° (°)

β_B – ângulo da junta igual a 45° (°)

γ_{sat} – peso específico aparente saturado (kN/m³)

γ_{sec} – peso específico aparente seco (kN/m³)

γ_n – peso específico natural (kN/m³)

γ_s – peso específico real dos grãos (kN/m³)

η – porosidade (%)

η_a – porosidade aparente (%)

σ – tensão radial normal (MPa)

σ_1 – tensão principal maior no ensaio de compressão uniaxial (MPa)

σ_{1A} – tensão axial de ruptura do corpo de prova misto com junta em 30° (MPa)

σ_{1B} – tensão axial de ruptura do corpo de prova misto com junta em 45° (MPa)

σ_3 – tensão principal menor no ensaio de compressão uniaxial (MPa)

σ_{adm} – tensão admissível (MPa)

σ_n – tensão normal (MPa)

τ – tensão de cisalhamento (MPa)

τ_0 – tensão de aderência na extremidade de aplicação da carga (MPa)

τ_{uB} – tensão média de contato na interface armadura-ligante na ruptura (MPa)

τ_{uR} – tensão média de contato na interface ligante-maciço na ruptura (MPa)

τ_x – tensão de aderência a uma distância x da extremidade de aplicação da carga (MPa)

φ – ângulo de atrito (°)

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Arenito Médio

AMF – Arenito Muito Fino

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

BC – Bacia do Camaquã

C – Conglomerado

CCBT – *Composite Cylinder Bond Test*

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

DAER-RS – Departamento Autônomo de Estrada de Rodagem do Rio Grande do Sul

DTH – *Down-the-hole*

ESRG – Escudo Sul-Rio-Grandense

FHWA – *Federal Highway Administration*

FS – Fator de Segurança

IGEO – Instituto de Geociências

ISRM – *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*

LAGEOtec – Laboratório de Geotecnologia

LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

LPM – Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

NBR – Norma Brasileira

POT – *Pull-out test*

RCS – Resistência à Compressão Simples

RMR – *Rock Mass Rating*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UTM – Universal Transversa de Mercator

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

As estruturas de contenção são obras fundamentais que visam, por exemplo, conter massas de solo ou rocha instáveis em cortes e aterros rodoviários ou ferroviários, vencer um desnível de cotas em um ambiente urbano em espaço reduzido, realizar obras de barragens, entre outras. É frequente nesse tipo de solução o uso de estruturas atirantadas ou grampeadas que utilizam da técnica de ancoragem no solo ou na rocha. A técnica de ancoragem no terreno também possui aplicabilidade na escavação de túneis, a fim de auxiliar no suporte do maciço.

Essa técnica parte do princípio da instalação de um elemento de reforço (que funciona normalmente à tração), usualmente metálico, envolto por um fluído cimentante, usualmente nata de cimento, inserido em um furo realizado no maciço rochoso ou no solo. Os tirantes ancorados são sistemas formados por elementos incorporados à estrutura já com cargas elevadas de tração (induzidas por macacos hidráulicos) e, portanto, funcionam de forma ativa desde a sua incorporação. Já os grampos (algumas vezes denominados em literatura como sinônimo de chumbadores¹) são os elementos passivos incorporados com cargas baixas (sem tensionamento induzido), sendo solicitados nos casos onde permite-se a ocorrência de deformações do maciço, havendo, então, a mobilização de parte ou de toda sua resistência ao arrancamento.

O correto dimensionamento desses elementos estruturais de reforço exige um bom conhecimento da interação entre o fluído cimentante utilizado na ancoragem e o material natural no qual ele é instalado. No entanto, esses materiais naturais são variáveis e a interação pode ser complexa, pois apresentam-se na natureza com texturas e resistências mecânicas muito diferentes, dependendo do contexto geológico em que estão inseridos (mineralogia, textura,

¹ Neste trabalho, a palavra grampo será utilizada para descrever as ancoragens metálicas envoltas em material cimentante. O termo chumbador vem da indústria mineira e teve origem em ancoragens com fixação mecânica ou por meio de resinas para sustentação de blocos ou paredes de escavação, com carga transferida à cabeça de ancoragem.

estratigrafia, grau de alteração, posição no perfil, nível de tensões, densidade, entre outros fatores).

Desta forma, são necessários estudos aprofundados para melhor compreender a aderência entre o material cimentante utilizado e o maciço a ser estabilizado. A tensão de aderência entre o fluido cimentante e o maciço rochoso (ou solo) onde ele é inserido é uma grandeza fundamental para o dimensionamento de uma estrutura de contenção que utilize da técnica de ancoragem, seja ela em forma de tirantes ancorados ou grampos, pois este é um dos principais parâmetros de entrada para a verificação da estabilidade da contenção. Este trabalho avaliará essa tensão de aderência entre nata de cimento e rochas sedimentares.

A tensão de aderência última entre o elemento cimentante e o maciço é denominada correntemente por q_s , parâmetro que deveria sempre ser obtido durante a etapa de definição paramétrica do projeto das ancoragens. No entanto, a obtenção de q_s depende do ensaio de arrancamento *in loco* que, para ser realizado, necessita da mobilização de equipamentos pesados de perfuração (perfuratriz, ferramentas de corte, gerador, compressor), injeção (bomba de injeção, mangueiras, misturador), sistemas de reação e equipamentos de medição e aplicação da carga de arrancamento (macaco hidráulico, bomba, manômetro, extensômetro). Trata-se, portanto, das mesmas atividades realizadas na fase de execução da obra, o que caracteriza um ensaio em verdadeira grandeza. Assim sendo, ensaios de arrancamento demandam elevados investimentos para serem realizados na etapa de definição paramétrica de projetos (devido à necessidade de mobilização de equipamentos, materiais e mão de obra exclusivamente para eles), sendo mais viáveis financeiramente durante a execução das obras, visto que já há essa mobilização no local.

Como já relatado em pesquisas anteriores, a adesão entre a nata de cimento endurecida e a rocha dependerá das características mecânicas e texturais do material cortado (perfurado) e das características da ferramenta de perfuração. Além disso, o grau de fraturamento do maciço rochoso tem grande influência nessa capacidade de aderência. Assim, existe uma forte relação entre q_s e a adesão no contato da nata de cimento com o material rochoso e, secundariamente, com o modo como se realiza o furo.

Durante os estudos de maciços rochosos, amostras cilíndricas podem ser obtidas nos locais onde estão previstas obras de estruturas de contenção atirantadas ou grampeadas, consolidações de barragens, estabilização de túneis, ou outras. Estas amostras podem ser extraídas da face de

um talude, de blocos representativos de uma ruptura recente, ou mesmo de testemunhos preservados de investigações com sondagens rotativas. Outros autores propuseram a utilização de amostras cilíndricas de rocha moldando corpos de prova mistos com o fluído cimentante (nata de cimento ou resina epóxi, por exemplo), de modo a avaliar a adesão entre os dois materiais.

A proposta desta pesquisa envolve estudar o comportamento da adesão entre nata de cimento e rocha por meio da metodologia de ensaios de laboratório *Composite Cylinder Bond Test* (CCBT), ensaios de resistência à compressão simples (RCS) – tanto das rochas como da nata de cimento – e outros ensaios para caracterização das rochas. O ensaio CCBT, desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) no início da década de 1990, induz a ruptura do contato nata de cimento-rocha por meio da compressão simples de amostras cilíndricas mistas, compostas da rocha e do material cimentício a ser testado, este último moldado em laboratório. As amostras rochosas são previamente cortadas em dois ângulos, arbitrados em 30° e 45°. Ainda, deve-se verificar as misturas de nata de cimento utilizadas na moldagem dos corpos de prova mistos quanto à resistência deste material. Para isso, corpos de prova de nata de cimento devem ser confeccionados para ensaios de resistência à compressão simples.

O ensaio CCBT foi utilizado pela primeira vez por Macedo (1993) em rochas efusivas da Formação Serra Geral, tornando possível a determinação da resistência de contato entre a rocha estudada e a cimentação, por meio de procedimentos simplificados de laboratório. Outros ensaios foram realizados por Floriano (2014) em rochas areníticas sedimentares das Formações Botucatu e Rio do Rastro. Ambos os trabalhos mostraram resultados de tensão de adesão compatíveis com os valores deduzidos de ensaios de arrancamento realizados em campo. Tais estudos foram realizados tendo a nata de cimento como fluído cimentante. A proposta deste trabalho é utilizar a metodologia de obtenção de adesão de ancoragens em rochas para diferentes tipos, neste caso arenitos e conglomerados da Formação Varzinha, provenientes da região de Caçapava do Sul/RS.

Ensaio mais precisos e simples para determinação desse parâmetro objetivam viabilizar projetos seguros e econômicos, uma vez que isto possibilita uma diminuição de comprimentos de ancoragem ou fatores de segurança de projeto devido à previsão mais ajustada de q_s . Isto se dá especialmente em maciços rochosos, uma vez que o custo da ancoragem (perfuração,

armadura e injeção) é o principal item no orçamento de uma estrutura de contenção ancorada representando, aproximadamente, 30 a 70% do valor total da obra.

Assim, o objetivo da dissertação é avaliar a adesão entre nata de cimento e algumas diferentes litologias de rochas sedimentares do Rio Grande do Sul, a partir do uso de testemunhos de sondagem obtidos da investigação de uma futura grande escavação rochosa a ser executada no município de Caçapava do Sul, a fim de estabelecer relações entre o tipo da rocha e a tensão de adesão. A criação de um banco de dados com esses valores, para diferentes padrões de rochas, em conjunto com trabalhos previamente realizados empregando a mesma metodologia, pode ser utilizada como base em projetos com materiais semelhantes.

Esta dissertação se justifica, portanto, ao ampliar os conhecimentos da adesão do contato da nata de cimento com maciços rochosos sedimentares, por meio de um ensaio ainda pouco utilizado para esses fins (CCBT) e que pode trazer melhores previsões aos projetos de engenharia geotécnica que envolvam ancoragens utilizando este fluído cimentante nessa família de rochas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é avaliar como a tensão de adesão entre nata de cimento e rocha varia para diferentes rochas sedimentares da Formação Varzinha, no estado do Rio Grande do Sul, em função das características das rochas. Os objetivos secundários em destaque são os seguintes:

- a) revisão de conceitos de formação de rochas sedimentares;
- b) revisão de conceitos de aderência em concreto armado e revestimentos argamassados;
- c) revisão de conceitos de ancoragem de estruturas de contenção;
- d) determinação da granulometria e peso específico real dos grãos das rochas por meio de procedimentos padronizados para solos;
- e) determinação do peso específico aparente seco e saturado, porosidade aparente e absorção d'água aparente das rochas por meio de procedimentos padronizados para rochas;

- f) caracterização composicional, textural e modo de formação das rochas por meio de análise petrográfica;
- g) determinação de valores de resistência à compressão simples das rochas analisadas;
- h) determinação de valores de resistência à compressão simples da nata de cimento das mesmas misturas realizadas para moldagem dos corpos de prova pela metodologia CCBT.

1.3 LIMITAÇÕES

Para esta pesquisa, a avaliação de adesão foi feita apenas entre arenitos e conglomerados, da Formação Varzinha, e nata de cimento, confeccionada com cimento Portland Pozolânico CP-IV-32, com um fator água/cimento em massa (a/c) de 0,5. A aplicabilidade para diferentes rochas deve levar em consideração as características composicionais e texturais avaliadas aqui. Ao contrário dos demais trabalhos que utilizaram a metodologia CCBT, não houve a possibilidade de realizar comparações com ensaios de arrancamento *in loco*, visto que não estão previstas obras de contenções com tirantes ancorados ou grampos nos locais de onde as amostras foram extraídas.

É fundamental destacar que a metodologia CCBT utilizada neste trabalho não objetiva eliminar a necessidade de ensaios de arrancamento, sendo estes de extrema importância, pois simulam as condições reais das ancoragens em campo, algo que não é totalmente reproduzido em laboratório na metodologia CCBT. Aspectos como a ruptura progressiva ao longo do comprimento do elemento ancorado, além do fraturamento e confinamento das rochas não são reproduzidos pela metodologia. Todavia, a possibilidade de obtenção de um valor de adesão nata-rocha prévio em laboratório é o grande motivador da continuidade dos estudos dessa metodologia.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação de mestrado está dividida em 6 capítulos. Este capítulo 1, que o leitor acabou de inferir, abordou a introdução ao assunto, desde a relevância do tema até os objetivos e limitações da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, contemplando temas pertinentes ao assunto. No capítulo 3, a região de onde foram obtidas as amostras rochosas estudadas é detalhada. A metodologia aplicada nesta pesquisa, abordando todos os ensaios realizados, é assunto do capítulo 4, enquanto os resultados finais e sua interpretação são expostos no capítulo 5. O capítulo 6 finaliza o trabalho apresentando as conclusões. As referências bibliográficas citadas ao longo do trabalho podem ser consultadas após o capítulo final. Por fim, os apêndices A e B detalham alguns dados dos ensaios CCBT aqui realizados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda a revisão da literatura acerca dos assuntos pertinentes a esta dissertação. Primeiramente, as rochas sedimentares serão detalhadas e explicadas em termos dos modos de formação, características e classificações. Posteriormente, o fenômeno da aderência será estudado, iniciando com uma analogia com o concreto armado e revestimentos argamassados, devido ao comportamento ser comparável ao estudado neste trabalho, passando para a ancoragem em rocha, abordando tipos de ancoragem, modos de ruptura, distribuição de tensões, entre outros, e, por fim, o ensaio CCBT será explanado.

2.1 ROCHAS SEDIMENTARES

Uma vez que a região em estudo nesta pesquisa está em uma área de ocorrência de rochas sedimentares, é de fundamental importância a compreensão dos mecanismos de formação e características destas.

A Figura 2.1 mostra, de maneira simplificada, as diferenças entre as três grandes famílias de rochas (ígneas, metamórficas e sedimentares) formadas em diferentes ambientes geológicos e por processos diversificados. Neste trabalho serão abordadas apenas as rochas sedimentares.

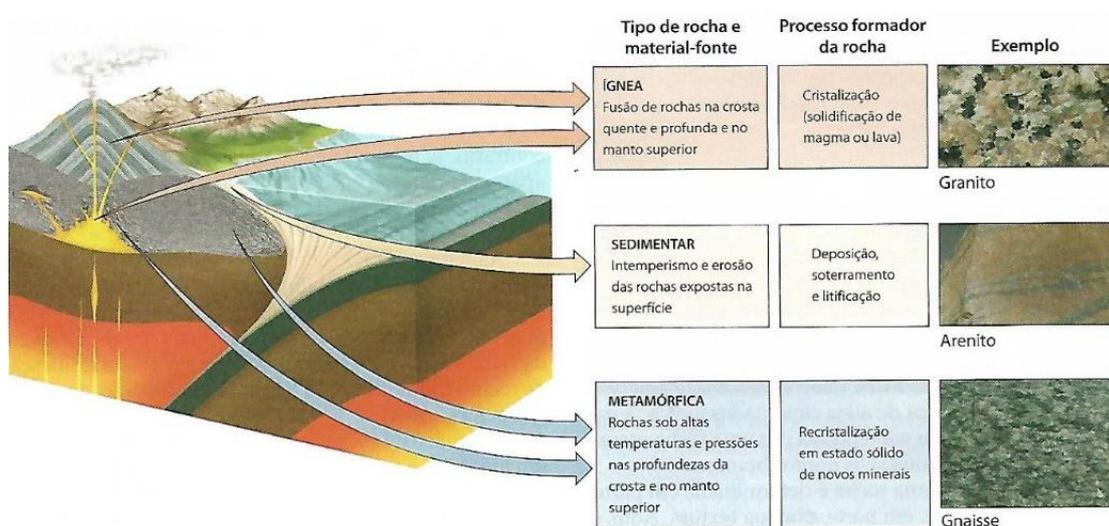


Figura 2.1 – Principais famílias de rochas (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 76)

Enquanto as rochas ígneas e metamórficas são formadas predominantemente em grandes profundidades e em condições de altas pressões e temperaturas, as rochas sedimentares são formadas principalmente na superfície terrestre, em baixas pressões e temperaturas. Essas fundamentais diferenças levam a significativas divergências nas propriedades físicas e químicas das rochas (BOGGS JUNIOR, 1992).

As rochas sedimentares cobrem aproximadamente 75% da crosta terrestre. Essa área cresceu progressivamente com o tempo, uma vez que a área coberta por rochas ígneas decresceu, devido aos processos de intemperismo e erosão (BOGGS JUNIOR, 1992). No que se refere ao volume, as rochas sedimentares correspondem a apenas 5% da crosta continental, sendo que os demais 95% são compostos pelas outras duas famílias de rochas. Desta forma, pode-se concluir que as rochas sedimentares formam uma delgada lâmina que recobre as rochas ígneas e metamórficas nos continentes e assoalhos oceânicos (ANDRADE et al., 2009).

2.1.1 Definição

Frascá e Sartori (1998, p. 32) definem rochas sedimentares como:

As rochas sedimentares são resultantes da consolidação de sedimentos, ou seja, partículas minerais provenientes da desagregação e do transporte de rochas preexistentes, ou da precipitação química, ou, ainda, de ação biogênica. Constituem uma camada relativamente fina (aproximadamente 0,8 km, em média, de espessura) da crosta terrestre, que recobre as rochas ígneas e metamórficas. Os folhelhos, arenitos e calcários, nesta ordem, constituem perto de 95% das rochas sedimentares.

Os autores ainda salientam que, por possuírem em geral menor resistência mecânica e serem muitas vezes friáveis, essas rochas são muitas vezes chamadas de rochas brandas, sob a óptica da Geologia de Engenharia. Na Engenharia Civil, é fundamental o conhecimento de sua mineralogia, presença de matriz argilosa, o tipo e o modo de distribuição do material ligante (cimento), a porosidade, a permeabilidade e as estruturas presentes, pois estes podem fornecer embasamento para a compreensão de suas propriedades mecânicas.

2.1.2 Modo de formação

Rochas sedimentares são formadas, em grande parte, a partir dos fenômenos que constituem o ciclo sedimentar: intemperismo, erosão, transporte, deposição, soterramento e diagênese/litificação (BOGGS JUNIOR, 1992; CHIOSSI, 2013; FRASCÁ; SARTORI, 1998;

GIANNINI; MELO, 2009; GROTZINGER; JORDAN, 2013). Essas etapas serão abordadas em maiores detalhes nas seções a seguir.

2.1.2.1 Intemperismo, erosão e transporte

Chiossi (2013) diferencia intemperismo de erosão pelo fato do primeiro ser resultado de ações realizadas principalmente por agentes imóveis, enquanto o segundo trata da remoção e transporte dos materiais por agentes móveis, como a água e o vento. Já Grotzinger e Jordan (2013) atentam para o fato de que os sedimentos e as rochas sedimentares formadas a partir deles são produzidos nas etapas superficiais do ciclo das rochas.

O intemperismo é o processo pelo qual as rochas são fragmentadas e transformadas em sedimentos, e pode ser classificado como físico e químico. O intemperismo físico (também chamado de intemperismo mecânico por alguns autores) é causado por processos que causam desagregação e fragmentação das rochas, usualmente devido à variação de temperatura (expansão e contração térmica), congelamento da água nas fissuras das rochas, liberação de pressão quando partes mais profundas das rochas ascendem a níveis mais superficiais e acunhamento por raízes de árvores (este último pode ser classificado como físico-biológico). Forças físicas rompem o material original, porém conservam a sua composição. Já no intemperismo químico, ocorre alteração ou dissolução dos minerais originais devido a reações químicas. Uma vez que o ambiente da superfície da Terra é muito diferente do ambiente que a maioria das rochas se formou, os minerais entram em desequilíbrio quando as rochas atingem a superfície e, por meio de reações químicas, podem formar outros minerais mais estáveis. O ácido carbônico (formado a partir da combinação de água com dióxido de carbono da atmosfera) reage com os minerais nas rochas, formando novos minerais e sais solúveis. O principal agente do intemperismo químico é a água da chuva, pois ela infiltra e percola nas rochas, e, em combinação com o CO₂ da atmosfera, se transforma em ácida. Outros agentes importantes do intemperismo químico são gases atmosféricos, especialmente o oxigênio, e os ácidos. Salienta-se, ainda, a importância dos organismos. Algumas das reações mais importantes do intemperismo químico são: dissolução, oxidação e hidrólise. (DAS, 2012; GROTZINGER; JORDAN, 2013; TOLEDO et al., 2009; WICANDER; MONROE, 2009). A reação do feldspato potássico com a água pode resultar em caulinita, por exemplo (GROTZINGER; JORDAN, 2013). O intemperismo físico facilita o intemperismo químico, uma vez que a fragmentação das rochas aumenta a superfície exposta ao ar e à água (TOLEDO et al., 2009).

De acordo com Toledo et al. (2009), a natureza, a velocidade e a intensidade do intemperismo variam em função do material parental, clima, topografia, biosfera e tempo de exposição.

A suscetibilidade ao intemperismo dos diferentes minerais constituintes das rochas de origem é diferente. Portanto, é comum a ocorrência de perfis de alteração enriquecidos dos minerais mais resistentes, como o quartzo, e empobrecidos (ou até desprovidos) dos minerais mais suscetíveis à alteração, como a olivina. A Tabela 2.1 demonstra a série de Goldich para estabilidade dos minerais (TOLEDO et al., 2009).

Tabela 2.1 – Quadro demonstrando a Série de Goldich: ordem de estabilidade dos minerais mais comuns frente ao intemperismo (adaptado de TOLEDO et al., 2009)

Velocidade de intemperismo	Estabilidade dos minerais	Principais minerais
Menor	Mais estável	Óxido de ferro (hematita) Hidróxido de alumínio (gibsitita) Quartzo Argilominerais Muscovita K-feldspato (ortoclásio) Biotita Albita Anfibólio Piroxênio Anortita Olivina Calcita Halita
↓	↓	
Maior	Menos estável	

O clima é o principal fator influenciador do intemperismo, isoladamente. Enquanto o intemperismo físico predomina em áreas com temperatura e pluviosidade baixas, o intemperismo químico é favorecido por temperatura e pluviosidade altas (TOLEDO et al., 2009).

A topografia é a principal reguladora da velocidade do escoamento superficial da água pluvial, logo ela controla a quantidade de água que se infiltra no terreno. O intemperismo químico ocorre com maior intensidade nas regiões onde há boa infiltração da água (TOLEDO et al., 2009).

A biosfera influencia consideravelmente a qualidade da água que promove o intemperismo químico. A liberação de CO₂ realizada pela matéria orgânica em decomposição no solo diminui o pH das águas de infiltração, o que pode transformar um mineral pouco solúvel, em meios normais, em muito solúvel, como ocorre com o alumínio (TOLEDO et al., 2009).

O tempo para intemperizar certa rocha é dependente de todos esses fatores explanados acima, contudo, principalmente, da susceptibilidade dos minerais e do clima (TOLEDO et al., 2009). Grotzinger e Jordan (2013) apresentam o seguinte resumo, exposto na Figura 2.2, dos fatores que mais influenciam o intemperismo e a erosão.

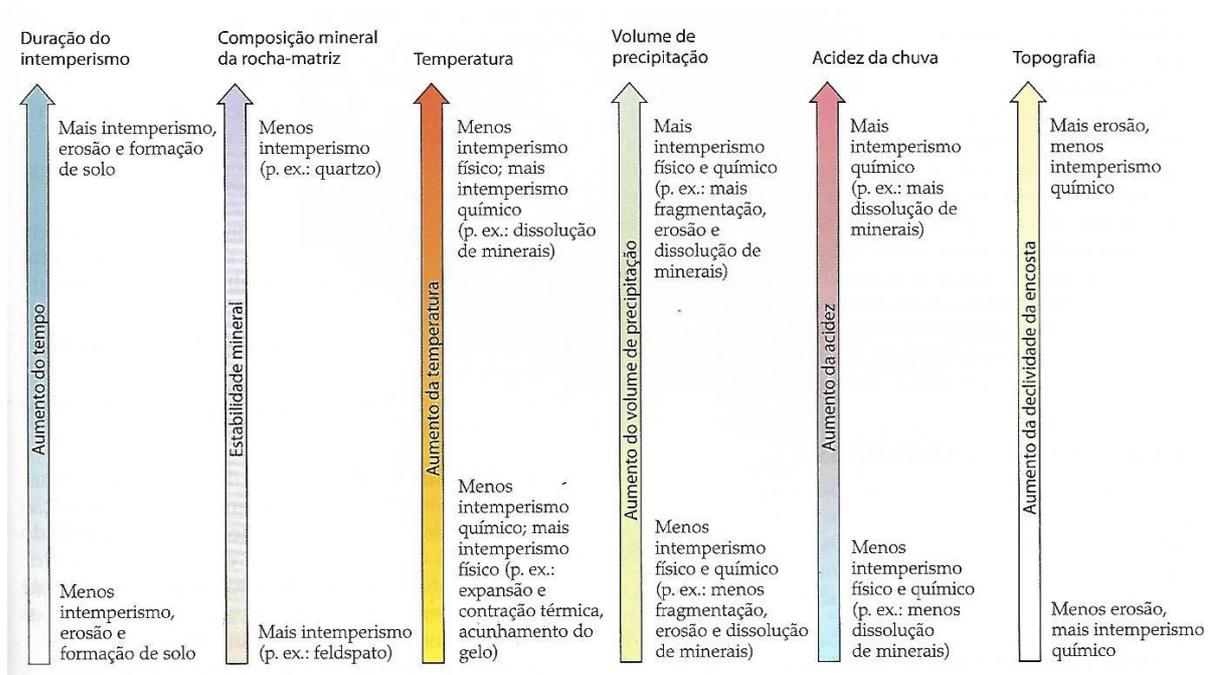


Figura 2.2 – Principais fatores que influenciam o intemperismo e a erosão (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 449)

A erosão é o processo responsável pelo deslocamento das partículas que resultam do intemperismo, afastando-as da rocha original. Esse fenômeno ocorre comumente quando a água da chuva desce por um morro, por exemplo (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Os sedimentos resultantes dos processos anteriores podem ser classificados em clásticos ou detriticos, químicos e bioquímicos.

As partículas clásticas são transportadas e depositadas na forma de sedimentos e variam em tamanho, desde matacão e seixo, até areia, silte e argila. Como a maioria dessas partículas é

formada do intemperismo de rochas comuns, compostas principalmente por silicatos², os sedimentos formados são também chamados de siliciclásticos. A intensidade do intemperismo é capaz de produzir diferentes conjuntos de minerais em sedimentos provenientes da mesma rocha matriz. Minerais resistentes ao intemperismo, como o quartzo, são encontrados quimicamente inalterados em sedimentos siliciclásticos (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Já os sedimentos químicos e bioquímicos, que são formados a partir dos produtos do intemperismo químico, são íons ou moléculas acumuladas nas águas dos solos, rios, lagos e oceanos. Essas substâncias dissolvidas acabam sendo precipitadas como reações químicas e bioquímicas. Os minerais mais abundantes desses sedimentos químicos e bioquímicos são os carbonatos, como a calcita, principal constituinte do calcário (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

O transporte ocorre quando as partículas sedimentares são deslocadas para áreas de acumulação. Ventos podem levar os sedimentos de um local mais baixo para outro mais elevado, porém, a longo prazo, prevalece a força gravitacional. Outros exemplos de transportes por gravidade ocorrem nos sedimentos carregados por um rio que desagua no mar ou uma rocha que cai de um penhasco. As correntes de ar e de água são os principais meios de transporte desses sedimentos, com destaque para bilhões de toneladas de materiais carregados pelos rios anualmente (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

A força de uma corrente, diretamente relacionada com sua velocidade, determina o tamanho das partículas depositadas em cada lugar. Quando ocorre desaceleração das correntes de ar ou água, essas não mais possuem força para carregar as partículas maiores, que acabam por se depositar. Ou seja, a força da gravidade prevalece sobre a força da corrente, logo, quando o transporte termina, ocorre a deposição. Correntes fortes, de velocidade superior a 0,5 m/s, carregam cascalhos, comumente em riachos descendo montanhas. Correntes moderadamente fortes, de velocidade superior a 0,2 m/s e inferior a 0,5 m/s, são comuns em rios e depositam camadas de areia. Correntes fracas, de velocidade inferior a 0,2 m/s, carregam lama composta por silte e argila, e são comuns na planície de um vale fluvial quando as inundações recuam vagarosamente ou param de escoar. Assim, as correntes realizam uma seleção dos sedimentos. Um sedimento é classificado como bem selecionado quando é composto por partículas de

² Os silicatos são os minerais mais abundantes da crosta e do manto terrestre. São formados por oxigênio e silício, elementos químicos que, juntos, formam mais de 70% da crosta (ANDRADE et al., 2009).

tamanho predominantemente uniforme, enquanto um sedimento é dito pobremente selecionado quando contém partículas de diversos tamanhos. Os cascalhos, seixos e grãos de areia, quando transportados, chocam-se entre si e com o substrato rochoso. A abrasão resultante causa diminuição do tamanho das partículas e suaviza suas arestas e pontas, conforme a Figura 2.3 (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

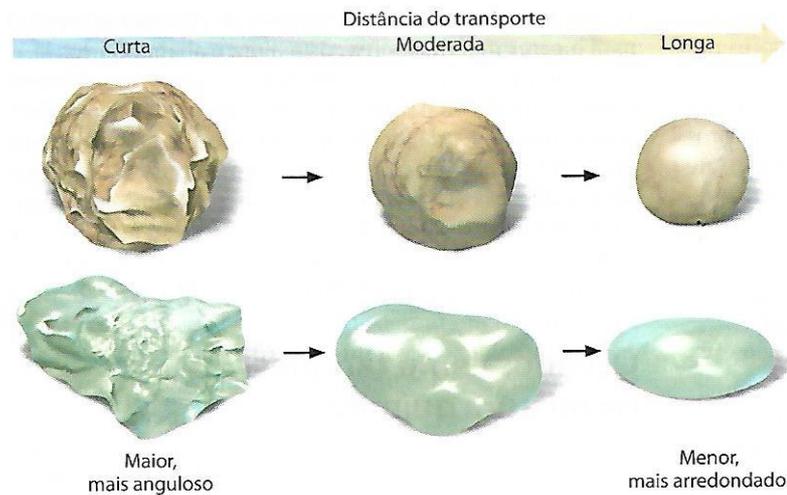


Figura 2.3 – Abrasão durante o transporte das partículas (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 126)

2.1.2.2 Deposição, soterramento, diagênese/litificação

Quando o agente transportador perde intensidade, ocorre a deposição (ou sedimentação) das partículas sedimentares em áreas de acumulação. Em ambientes aquáticos, ocorre a formação de precipitados químicos e conchas de organismos mortos, que são quebradas e depositadas. O local onde os sedimentos são depositados é chamado de ambiente de sedimentação, e é caracterizado por uma combinação particular de condições climáticas e processos físicos, químicos e biológicos (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Os autores supracitados classificam os ambientes de sedimentação como: continentais, costeiros e marinhos. Esses ambientes e suas subdivisões podem ser identificados na Figura 2.4. Ainda, os ambientes de sedimentação podem também ser classificados em função dos sedimentos que neles se encontram: siliciclásticos e químicos/bioquímicos. Os ambientes de sedimentação siliciclásticos incluem tanto ambientes continentais quanto ambientes costeiros, que servem de transição entre ambientes continentais e marinhos. Essa categoria também é composta por ambientes oceânicos da plataforma continental, da margem continental e do assoalho oceânico profundo, onde areias e lamas siliciclásticas são depositadas.

Frequentemente, os sedimentos desses ambientes são denominados de terrígenos para indicar sua origem do continente. Já os ambientes químicos/bioquímicos são caracterizados pela precipitação química e bioquímica e classificados como carbonáticos, silicosos e evaporíticos.

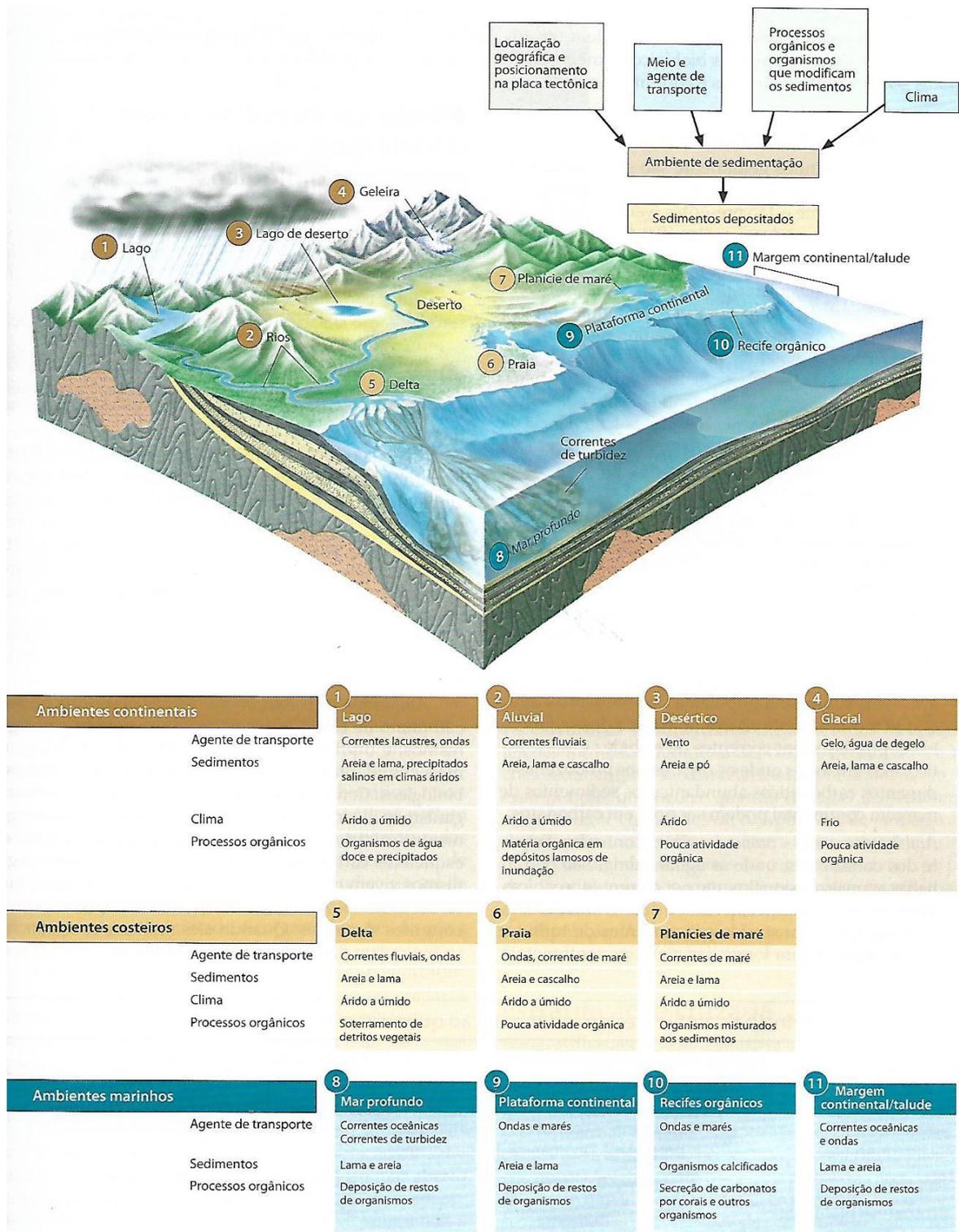


Figura 2.4 – Diferentes ambientes de sedimentação (GROTZINGER; JORDAN, 2013)

Devido à deposição de camadas de sedimentos de tamanhos variados umas sobre as outras, as rochas sedimentares são caracterizadas por acamamento ou estratificação. Todas as formas de acamamentos e outras superfícies formadas durante a deposição são denominadas de estruturas sedimentares. Essa estratificação é, usualmente, horizontal e constituída de camadas de espessura variável (de milímetros a metros). Essas camadas se diferem umas das outras por rochas de diferentes texturas, composições, cores ou uma combinação dessas características. Todavia, alguns acamamentos são formados em ângulos elevados com a horizontal. Os arenitos, em geral, possuem estratificação cruzada, caracterizada por conjuntos de materiais estratificados, depositados pelo vento ou pela água, onde as lâminas formam ângulos de até 35° com a horizontal. A estratificação gradacional é outra forma dessas camadas se organizarem, caracterizada pelo decréscimo para cima no tamanho dos grãos, ou seja, estratos mais finos se depositam acima de estratos com partículas mais grosseiras (GROTZINGER; JORDAN, 2013; WICANDER; MONROE, 2009).

Após sua deposição, os sedimentos passam pelo processo de soterramento, quando sequências de camadas de sedimentos se acumulam, ocorrendo compactação das sucessivas camadas. A seguir, o depósito sedimentar passa por um conjunto de transformações em resposta às novas condições, definido como diagênese (GIANNINI; MELO, 2009; GROTZINGER; JORDAN, 2013).

A diagênese é um fenômeno de adaptação às diferentes condições físicas (temperatura e pressão) e químicas (pH, pressão de água), que transforma sedimentos em rochas sedimentares. Agentes e respostas diagenéticas podem envolver aspectos químicos, físicos e biológicos. A compactação e a cimentação são os principais processos desta etapa, caracterizada pela litificação dos sedimentos (GIANNINI; MELO, 2009; GROTZINGER; JORDAN, 2013). De acordo com Tucker (2001), a diagênese inicia imediatamente após a deposição e se prolonga até o metamorfismo começar a predominar, isto ocorre quando as reações são resultantes de elevadas temperaturas (acima de 150 a 200°C) ou pressões.

Outros processos diagenéticos importantes são a dissolução e a recristalização (GIANNINI; MELLO, 2009; TUCKER, 2001). Segundo Boggs Junior (1992), o processo de dissolução consiste da remoção em solução de todo ou de parte de um mineral previamente existente. Giannini e Mello (2009) definem recristalização diagenética como as modificações da

mineralogia e textura cristalina de componentes sedimentares pela ação de soluções intersticiais em condições de soterramento.

A cimentação é uma mudança química que ocorre quando os minerais dissolvidos na água subterrânea precipitam nos poros entre as partículas sedimentares, podendo uni-las quimicamente e diminuir a porosidade. Os cimentos mais comuns em rochas sedimentares são os silicosos, os carbonáticos, os férricos e ferrosos e os aluminossilicáticos. Já a compactação, principal mudança da diagênese física, corresponde ao decréscimo de volume e porosidade dos sedimentos pelo peso dos sedimentos sobrepostos. As argilas, por exemplo, se compactam muito sob efeito da sobreposição de camadas podendo reduzir de 60% para 20% de água nos poros (GIANNINI; MELO, 2009; GROTZINGER; JORDAN, 2013; WICANDER; MONROE, 2009). Portanto, a compactação é comumente suficiente para litificação dos sedimentos mais finos, porém, para a maioria dos sedimentos mais grosseiros, a cimentação se faz necessária para ocorrer esse processo (WICANDER; MONROE, 2009).

A cimentação é a principal responsável por diminuir a porosidade em arenitos, sendo que os cimentos mais comuns nessas rochas são quartzo, calcita e argilominerais (ADAMS et al., 1984; TUCKER, 2001). Grotzinger e Jordan (2013) destacam que, nos arenitos, algumas vezes o carbonato de cálcio precipita como calcita, sendo o principal responsável pela cimentação de areias.

Segundo Tucker (2001), a compactação inicia com poucos metros de profundidade, tornando o empacotamento dos grãos mais fechado, e, eventualmente, chega a milhares de metros, ocasionando dissolução por pressão e interpenetração de grãos. Uma ilustração de compactação e cimentação pode ser visualizada na Figura 2.5

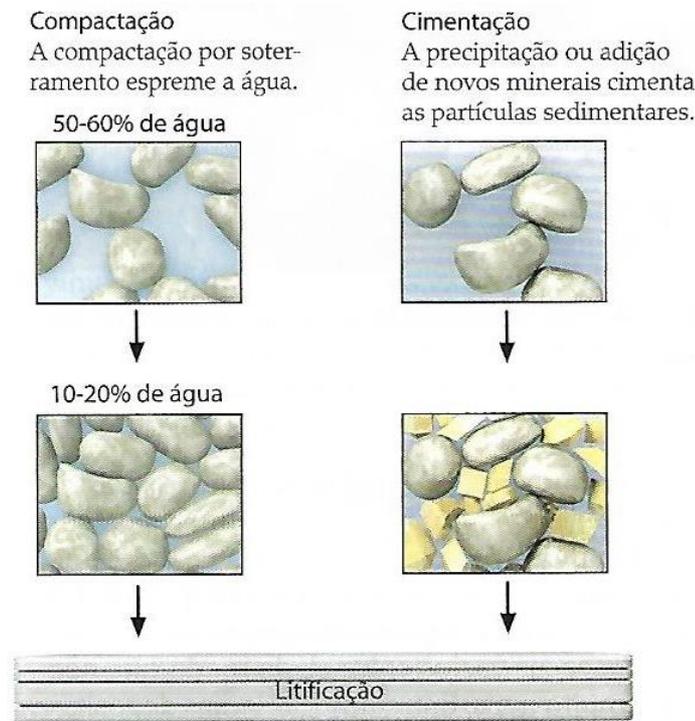


Figura 2.5 – A compactação e a cimentação no processo de diagênese (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 135)

Os componentes deposicionais (primários) de um agregado sedimentar (rocha ou depósito inconsolidado) são arcabouço, matriz e porosidade primária. O arcabouço corresponde à fração clástica principal, que origina o nome da rocha, e às frações mais grossas que essa. A matriz é composta pelo material clástico mais fino, ou seja, em um arenito, por exemplo, a matriz é constituída por grãos menores que 0,062 mm. Por fim, a porosidade primária refere-se ao volume, geometria e distribuição de poros que o agregado sedimentar possuía no momento da deposição e abrange tanto a porosidade intergranular quanto intragranular. Já os componentes diagenéticos (secundários) são classificados em porosidade secundária e cimento, e são aqueles componentes surgidos durante a diagênese. A porosidade secundária é desenvolvida pelos processos de dissolução e fragmentação dos grãos e cimentos (GIANNINI; MELO, 2009; TUCKER, 2001). Conforme Boggs Junior (1992), cimentos são minerais autigênicos que preenchem espaços que previamente eram poros, podendo até mesmo serem maiores que esses poros. Porém, minerais autigênicos também podem cristalizar nos poros durante a diagênese e não atuar como cimento. Portanto, a diagênese afeta a porosidade podendo causar tanto sua diminuição (por cimentação e compactação) como aumento (por dissolução).

De acordo com Tucker (2001), em arenitos, a porosidade primária é predominantemente intergranular. De maneira geral, a porosidade primária é maior quanto maior for o tamanho dos

grãos, melhor selecionados forem os sedimentos, mais frouxo for o empacotamento e menor o conteúdo de argila.

Processos diagenéticos podem modificar consideravelmente um sedimento, em termos de composição e textura, e, em casos raros, até mesmo estruturas originais podem ser completamente destruídas. Esses eventos podem ainda alterar a porosidade e permeabilidade dos sedimentos (TUCKER, 2001).

A diagênese pode ser classificada em estágios associados a alterações em condições de soterramento progressivo. A eodiagênese ocorre em profundidades rasas, envolvendo intervalo de profundidade sob influência das condições geoquímicas do ambiente sedimentar. Já a mesodiagênese corresponde a profundidades maiores que 3.000 metros. Define-se ainda por telodiagênese a retomada de condições de pequeno soterramento, por soerguimento tectônico no âmbito de um ciclo sedimentar completo (CHOQUETTE; PRAY³, 1970; SCHMIDT; MCDONALD⁴, 1979 apud GESICKI, 2007). Entretanto, Morad et al. (2000) consideram que a mesodiagênese inicia-se a 2.000 metros de profundidade e a temperaturas superiores a 70°C. Estas condições coincidem com o início da compactação química, reações de transformação de argilominerais, cimentação por quartzo e substancial alteração térmica de matéria orgânica. Os autores afirmam que a mesodiagênese pode ser dividida em rasa e profunda, pelo fato de envolver grande variedade de modificações ligadas a condições físico-químicas específicas. A rasa varia entre 2.000 e 3.000 metros de profundidade e temperaturas de 70 a 100°C, enquanto a profunda refere-se a profundidades maiores que 3.000 metros e temperaturas maiores que 100°C. Segundo Tucker (2001), dois processos diagenéticos fortemente dependentes da profundidade são a compactação e a dissolução por pressão.

A Figura 2.6 ilustra um esquema resumido de formação das rochas sedimentares.

³ CHOQUETTE, P. W.; PRAY, L. 1970. Geologic nomenclature and classifications of porosity in sedimentary carbonates. **AAPG Bull.**, 54, p. 207-250. 1970.

⁴ SCHMIDT, V.; MCDONALD, D. A. Texture and recognition of secondary porosity in sandstones. **SEPM Special Publication**, 26, p. 209-225. 1979.

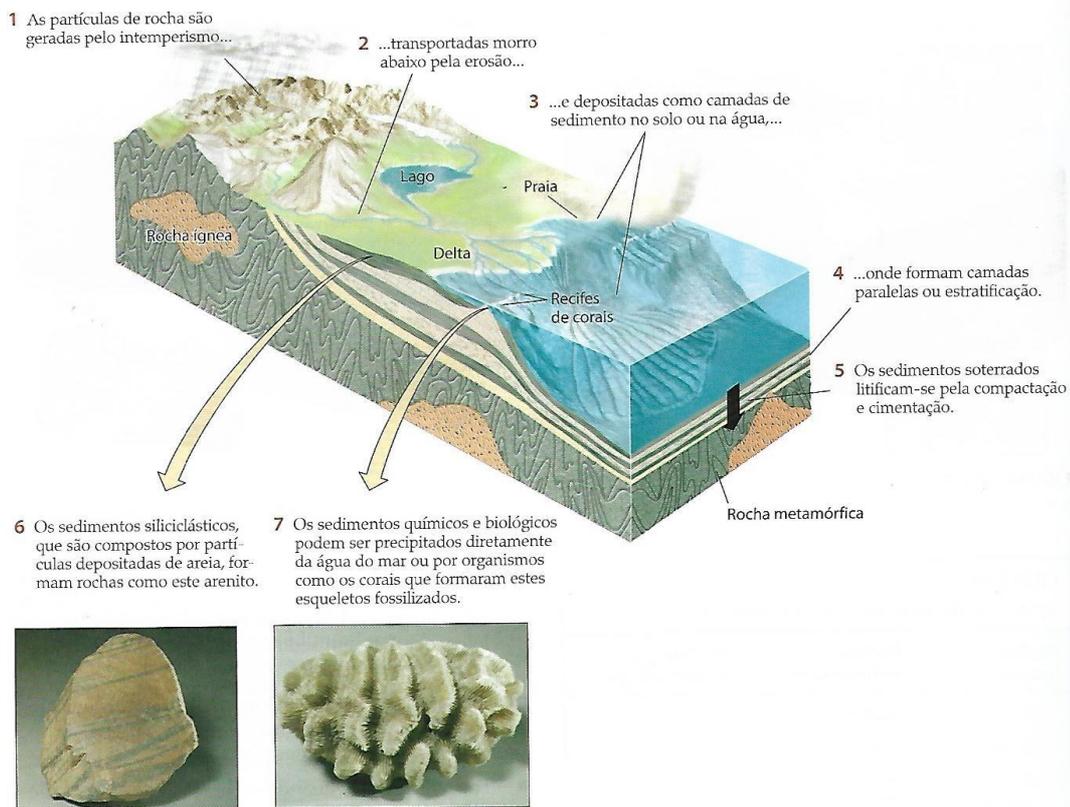


Figura 2.6 – Esquema de formação de rochas sedimentares (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 78)

2.1.3 Classificação de acordo com os sedimentos de rochas siliciclásticas

As rochas sedimentares são classificadas em função dos sedimentos que as dão origem, sendo, portanto, diferenciadas em rochas clásticas ou detríticas (ou ainda, siliciclásticas) e químicas e bioquímicas (ABNT, 1995; CHIOSSI, 2013; GROTZINGER; JORDAN, 2013). Como este trabalho aborda exclusivamente as rochas siliciclásticas, estas são o foco desta seção. Segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), essas rochas são classificadas conforme sua granulometria, enquanto que as químicas e bioquímicas são classificadas de acordo com sua composição química.

As rochas sedimentares siliciclásticas são formadas a partir de detritos, como areia e cascalho. Todas elas possuem textura clástica, ou seja, compostas de partículas ou fragmentos, conhecidos como clastos, provenientes do intemperismo de rochas pré-existentes (ígneas, metamórficas ou sedimentares). A principal diferenciação que se faz dentro dessa classe de rochas sedimentares é função do tamanho das partículas: grosseiras (dimensão de cascalho), médias (dimensão de areia) e finas (dimensão de silte e argila) (ADAMS et al., 1984;

GROTZINGER; JORDAN, 2013; TUCKER, 2001; WICANDER; MONROE, 2009). Mais de 75% do total de sedimentos e rochas sedimentares da crosta terrestre é formado por sedimentos e rochas sedimentares siliciclásticas (GROTZINGER; JORDAN, 2013; WICANDER; MONROE, 2009).

Um resumo dessas rochas sedimentares siliciclásticas é apresentado no quadro da Tabela 2.2, sendo abordadas com maiores detalhes nas próximas seções. A Figura 2.7 também ilustra exemplos de sedimentos e das respectivas rochas sedimentares siliciclásticas formadas a partir deles.

Tabela 2.2 – Quadro de classificação de rochas sedimentares siliciclásticas (adaptado de WICANDER; MONROE, 2009)

Classificação de Rochas sedimentares siliciclásticas		
Nome e tamanho do sedimento	Descrição	Nome da rocha
Cascalho (> 2 mm)	Partículas arredondadas de cascalho	Conglomerado
	Partículas angulares de cascalho	Brecha sedimentar
Areia (1/16 – 2 mm)	Principalmente areia de quartzo	Arenito de quartzo
	Quartzo com > 25% de feldspato	Arcóseo
Lama (< 1/16 mm)	Principalmente silte	Siltito
	Silte e argila	Lamito*
	Principalmente argila	Argilito

* Os lamitos e argilitos que são friáveis, significando que eles se rompem ao longo de planos rigorosamente espaçados, são normalmente chamados de folhelhos

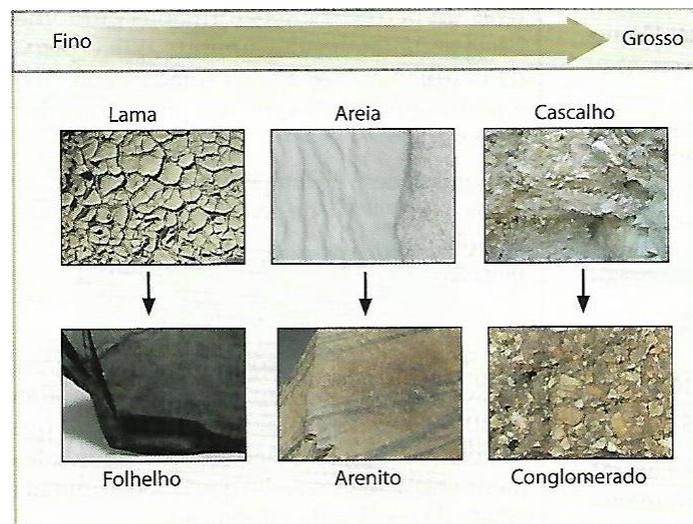


Figura 2.7 – Sedimentos e respectivas rochas sedimentares formadas a partir desses em função do tamanho dos grãos (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 135)

A classificação de Uden-Wentworth separa os sedimentos identificados na Tabela 2.2 em um maior número de subdivisões (classes). Esta classificação pode ser verificada na Tabela 2.3 (ADAMS et al, 1984; GIANNINI; MELLO, 2009; TUCKER, 2001).

Tabela 2.3 – Escala granulométrica de Uden-Wentworth (adaptado de ADAMS et al., 1984; GIANNINI; MELLO, 2009; TUCKER, 2001)

Intervalo granulométrico (mm)	Nome do Sedimento	Classe
> 256		Matacão
256 - 64	Cascalho	Bloco ou calhau
64 - 4,0		Seixo
4,0 - 2,0		Grânulo
2,0 - 1,0	Areia	Areia muito grossa
1,0 - 0,50		Areia grossa
0,50 - 0,250		Areia média
0,250 - 0,125		Areia fina
0,125 - 0,062		Areia muito fina
0,062 - 0,031	Silte	Silte grosso
0,031 - 0,016		Silte médio
0,016 - 0,008		Silte fino
0,008 - 0,004		Silte muito fino
< 0,004	Argila	Argila

Arenitos, conglomerados e brechas sedimentares são formados por grãos detríticos, que formam o arcabouço, matriz de finos localizada entre os grãos, além de minerais autigênicos e cimento precipitados depois da deposição dos sedimentos, durante a diagênese. Os grãos detríticos de rochas sedimentares siliciclásticas podem ser separados em seis categorias: fragmentos de rochas, quartzo, feldspato, micas e argilas, minerais pesados e outros constituintes. O quartzo é o mineral mais abundante em arenitos, sendo que um arenito possui em média 65% de quartzo, podendo chegar a praticamente 100% em alguns casos (TUCKER, 2001). Segundo Adams et al. (1984), quartzo, feldspato e fragmentos de rochas pré-existentes são os principais componentes dos grãos de rochas sedimentares siliciclásticas. Adicionalmente, a matriz pode ser formada por finos oriundos do intemperismo da rocha original, como argilominerais.

A seleção dos grãos de uma rocha é definida como a medida do desvio padrão, ou seja, o espalhamento da distribuição dos tamanhos dos grão, sendo este um dos parâmetros mais úteis,

pois fornece um indicativo da eficiência do meio de deposição em separar grãos de diferentes classes (TUCKER, 2001).

2.1.3.1 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão grosseiro

O sedimento mais grosso é denominado de cascalho e possui partículas com mais de 2 mm de diâmetro, incluindo seixos, calhaus e matacões. A partir desses sedimentos formam-se o conglomerado e a brecha sedimentar. A diferença entre essas duas rochas está exclusivamente no formato das partículas. Enquanto o conglomerado é formado por cascalho arredondado, a brecha sedimentar é formada por cascalho angular. Pelo fato das partículas de cascalho se tornarem arredondadas rapidamente durante seu transporte, a ocorrência de conglomerados é muito mais comum do que brechas sedimentares, sendo estas de rara ocorrência. Ademais, devido à energia considerável necessária para transportar o cascalho, conglomerados são normalmente encontrados em leitos de córregos e praias. Já a ocorrência de brechas sedimentares é um indicador de que a distância de transporte não foi grande, usualmente de poucos quilômetros (CHIOSSI, 2013; GROTZINGER; JORDAN, 2013; WICANDER; MONROE, 2009).

Conglomerados formados por clastos de diversos tipos são denominados polimíticos, enquanto os formados por clastos de um único tipo são classificados como oligomíticos (TUCKER, 2001).

2.1.3.2 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão médio

O sedimento de granulometria intermediária, cujo diâmetro varia entre 0,062 mm e 2 mm, é denominado de areia. Esses sedimentos podem ser transportados por correntes moderadas, como as dos rios, ondas nos litorais e ventos que sopram a areia nas dunas. A litificação destes sedimentos produz a rocha sedimentar denominada de arenito, que pode ser encontrada em antigos ambientes sedimentares, como leito de córregos, dunas de areia, praias, ilhas de barreira, deltas e plataforma continental (GROTZINGER; JORDAN, 2013; WICANDER; MONROE, 2009).

Os sedimentos de tamanho médio ainda podem ser subdivididos em finos, médios e grossos. O tamanho desses grãos é um forte indicativo da força da corrente que os transportou e do tamanho dos cristais erodidos da rocha-matriz. Uma areia bem selecionada possui todos os grãos de tamanho próximo ao tamanho médio, enquanto uma areia pobremente selecionada possui

muitos grãos maiores ou menores que o tamanho médio. Assim como nos sedimentos grosseiros, os grãos de areia sofrem abrasão e arredondamento durante o transporte, portanto areias de grãos angulosos indicam que a distância percorrida foi pequena (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Os arenitos podem ser classificados em quatro grupos principais, de acordo com sua textura e mineralogia: quartzarenito, arcóseo, arenito lítico e gravaca. A mineralogia dos arenitos pode ser um bom indício da área que foi erodida para produzir os grãos (GROTZINGER; JORDAN, 2013; TUCKER, 2001). Wicander e Monroe (2009) salientam que é usual, sob a óptica da Geologia, classificar os arenitos de acordo com o conteúdo mineral. Diagramas ternários para classificação composicional, como os de Dott Junior (1964) e Folk (1968), baseados na composição mineralógica, são amplamente utilizados para caracterizar essas rochas. A classificação composicional de Folk (1968) consiste em um triângulo onde os vértices correspondem às frações de quartzo, feldspato e de fragmentos de rochas presentes no arcabouço dos arenitos. De acordo com Tucker (2001), arenitos contém fragmentos de outras rochas, todavia a maior parte de seus grãos é formada por cristais individuais, principalmente de quartzo e feldspato.

Além da classificação composicional, baseada em conteúdo mineralógico, existe a classificação textural, também aplicável para rochas siliciclásticas de grãos grosseiros e finos. Esta é baseada no tamanho dos grãos do arcabouço e matriz que compõem a rocha sedimentar siliciclástica, separados em cascalho, areia e lama. Tanto a classificação composicional como a textural empregadas nesta pesquisa são de autoria de Folk⁵ (1968).

O quartzarenito possui quase exclusivamente grãos de quartzo devido ao extenso intemperismo que ocorreu antes e durante o transporte dos sedimentos, removendo todos os minerais, exceto o quartzo, o mais estável. Além disso, usualmente os grãos são bem selecionados e arredondados (GROTZINGER; JORDAN, 2013; TUCKER, 2001). É a classe de arenito de mais elevada maturidade composicional, em consequência do amplo intemperismo na área de origem e provável longa distância de transporte a que os grãos foram submetidos (TUCKER, 2001). O teor de quartzo para um arenito ser classificado nessa categoria é de, no mínimo, 95%

⁵ O diagrama ternário de Folk (1968), para classificação textural, é idêntico ao publicado anteriormente pelo mesmo autor em Folk (1954). No entanto, utilizou-se a referência de 1968 por esta ser uma publicação mais conhecida e mais utilizada como referência em outros trabalhos.

(ADAMS et al., 1984; FRASCÁ; SARTORI, 1998; TUCKER, 2001). Essas rochas usualmente possuem coloração branca ou avermelhada, fornecida pela finíssima película de óxidos/hidróxidos de ferro que recobre os grãos. A cimentação é devida à sílica, carbonato e outros, conforme Figura 2.8 (BOGGS JUNIOR, 1992; FRASCÁ; SARTORI, 1998). Também destaca-se a presença comum de crescimentos de quartzo como cimentação (TUCKER, 2001). De acordo com Boggs Junior (1992), usualmente esta classe possui alto grau de cimentação, porém também podem ser encontradas de forma friável e porosa.

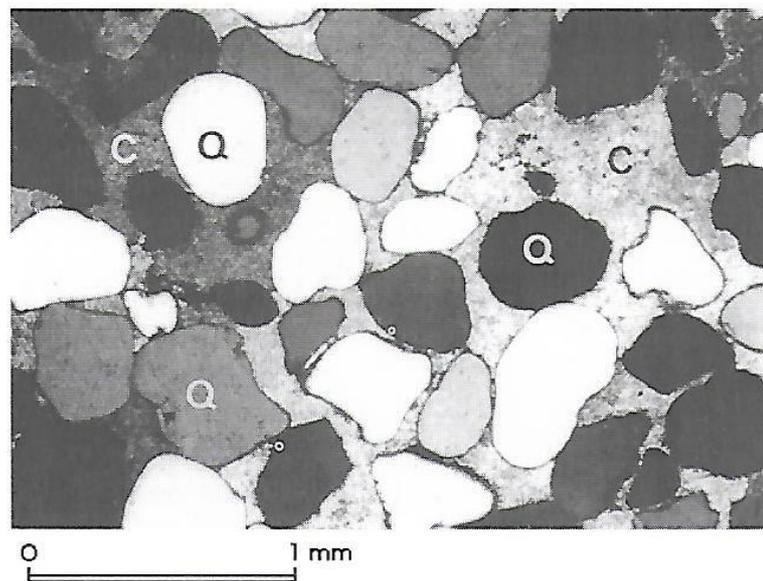


Figura 2.8 – Quartzarenito: grãos de quartzo (Q) cimentados por carbonato (calcita – C). Polarizadores cruzados (FRASCÁ; SARTORI, 1998, p. 20)

O arcóseo, também denominado algumas vezes de arenito feldspático, é composto por no mínimo 25% de feldspato. O teor de feldspato deve ser superior ao de fragmentos de rochas (BOGGS JUNIOR, 1992; GROTZINGER; JORDAN, 2013; TUCKER, 2001). Possui grãos mais angulares e menos selecionados que os quartzarenitos, e é derivado de terrenos graníticos e metamórficos rapidamente erodidos, onde o intemperismo físico é predominante sobre o químico (GROTZINGER; JORDAN, 2013). Frascá e Sartori (1998) ainda comentam que fragmentos de rochas e micas detríticas podem estar presentes, assim como matriz de finos e cimento em até 15%. A cor avermelhada é devida à presença de óxidos de ferro. De acordo com Tucker (2001), os arcóseos suportados pelos grãos são cimentados por calcita e quartzo, enquanto os demais, por uma matriz, usualmente com alto teor de caulinita. Além do teor significativo de feldspato (podendo chegar comumente a 50%), essas rochas apresentam um

teor elevado de quartzo e um pouco de fragmentos de outras rochas. Evidentemente, arcóseos são derivados de rochas ricas em feldspato, particularmente feldspato potássico, como alguns granitos e gnaisses. O feldspato potássico⁶ predomina nessas rochas, principalmente o microclínio.

O arenito lítico, conforme Grotzinger e Jordan (2013): “[...] contém muitos fragmentos derivados de rochas de textura fina, predominantemente folhelhos, rochas vulcânicas e rochas metamórficas de grão fino.”. Segundo Boggs Junior (1992), essa classe de arenitos possui alto teor de fragmentos de rochas não estáveis. A coloração é normalmente cinza claro a cinza escuro. Tucker (2001) afirma que, para uma rocha ser classificada como um arenito lítico, deve possuir mais que 25% de fragmentos de rochas e este teor deve ser superior à porcentagem de feldspato. Essa classe corresponde à aproximadamente 20 a 25% do total de arenitos. A cimentação ocorre usualmente por calcita e quartzo, além de ser comum a presença de argilas autigênicas. De acordo com Adams et al. (1984), os arenitos líticos podem ser classificados conforme a origem dos fragmentos de rochas, estes provenientes de rochas sedimentares, metamórficas ou ígneas.

A grauvaça é composta de fragmentos rochosos e grãos angulares de quartzo e feldspato formando uma mistura heterogênea. Uma matriz argilosa de grãos finos envolve os grãos arenosos. Essa matriz é formada, em sua maioria, por alteração química, compactação e deformação mecânica de fragmentos de rochas relativamente moles, por exemplo, folhelhos e rochas vulcânicas, após soterramento profundo da formação arenítica (GROTZINGER; JORDAN, 2013). A matriz é constituída de clorita, sericita e grãos, de tamanho de silte, de quartzo e feldspatos. A coloração dessas rochas usualmente é cinza-escuro e preta (FRASCÁ; SARTORI, 1998; TUCKER, 2001). Na fração areia, o quartzo predomina sobre feldspato e fragmentos de rochas. A grauvaça pode ser definida como uma rocha transicional entre arenitos e lamitos (TUCKER, 2001). Ainda, para um arenito ser classificado nessa categoria, deve conter no mínimo 15% de matriz de finos (ADAMS et al., 1984; TUCKER, 2001).

⁶ O feldspato potássico é muito mais comum do que o plagioclásio em arenitos porque possui maior estabilidade química (portanto é mais difícil de ser intemperizado na área de origem), além de ser mais comum em rochas continentais, que são a origem de muitos arenitos (TUCKER, 2001).

A Figura 2.9 mostra as quatro classes de arenitos citadas, ilustrando seus grãos e os locais de possível ocorrência.

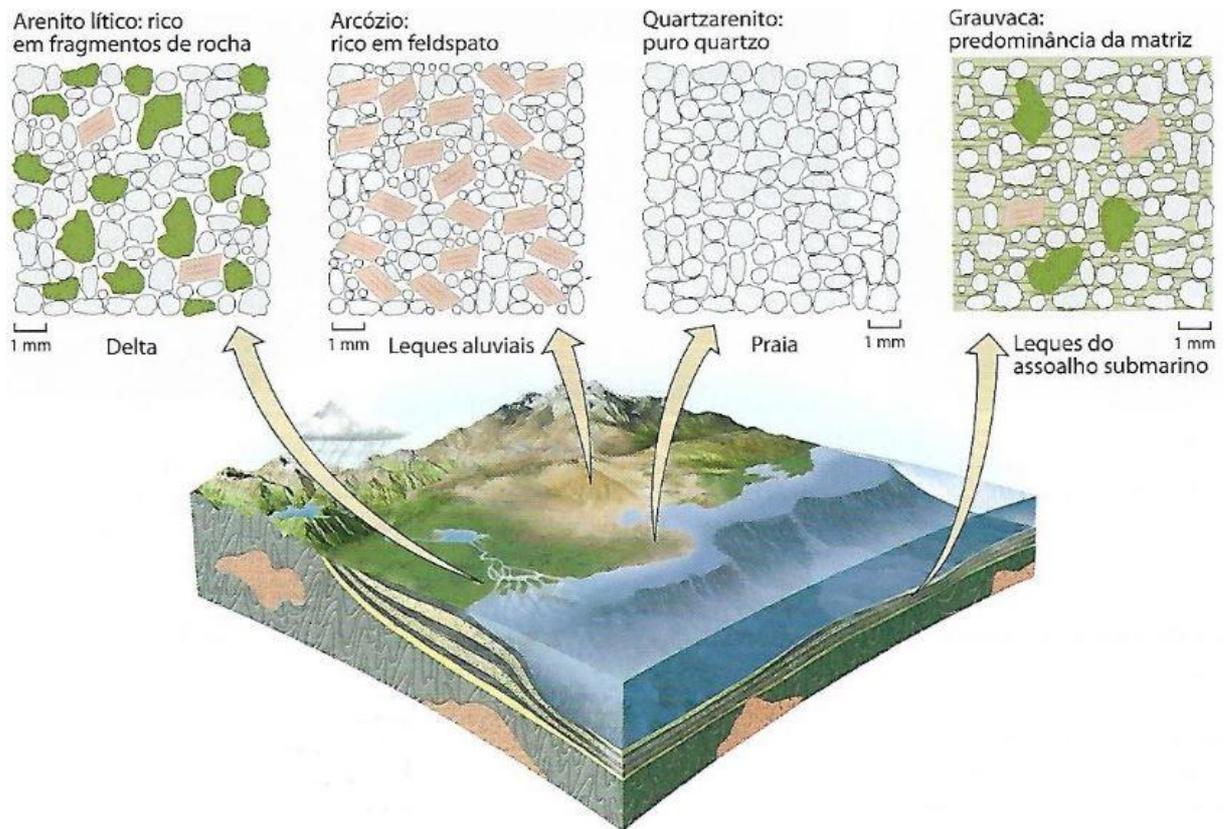


Figura 2.9 – Principais tipos de arenitos e locais de possível ocorrência (GROTZINGER; JORDAN, 2013, p. 140)

2.1.3.3 Rochas sedimentares siliciclásticas de grão fino

As rochas sedimentares siliciclásticas de grão fino apresentam aproximadamente 75% da massa total de rochas sedimentares da crosta terrestre. As partículas que dão origem a essas rochas apresentam diâmetro menor do que 0,062 mm e variam muito em sua composição mineralógica. O silte origina o siltito, a lama origina o lamito e o folhelho, enquanto a argila origina o argilito (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

O siltito é composto principalmente por partículas de diâmetro entre 0,0039 mm e 0,062 mm e possui aparência semelhante à dos lamitos e arenitos de grãos muito finos. A lama é um sedimento clástico, misturado com água, de tamanho de argila ou silte, podendo ser formada pela combinação dos dois. Sua litificação produz lamitos e folhelhos. Lamitos são maciços e apresentam laminação incipiente ou nenhuma, a estratificação pode ficar bem marcada quando os sedimentos se depositam, mas é perdida por bioturbação. Folhelhos são formados a partir de

silte e de argila, esta última causa facilidade de rompimento da rocha ao longo dos planos de acamamento. Finalmente, os argilitos são compostos exclusivamente por partículas de tamanho argila, estas menores que 0,0039 mm (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

2.1.4 Morfologia e fábrica dos grãos de rochas siliciclásticas

A textura sedimentar envolve aspectos relacionados à morfologia e fábrica dos grãos, além das considerações a respeito de tamanho dos grãos já relatadas. Os aspectos da morfologia dos grãos são: formato, esfericidade e arredondamento. Já a fábrica refere-se à orientação, empacotamento e contato entre eles (BOGGS JUNIOR, 1992; TUCKER, 2001). Enquanto a morfologia refere-se às propriedades individuais dos grãos, a fábrica refere-se às características texturais da união dos grãos (BOGGS JUNIOR, 1992).

O formato de um grão é medido por meio de diversas razões envolvendo os eixos mais longos, intermediários e mais curtos. A esfericidade é a medida do quanto o formato do grão se aproxima de uma esfera. Já o arredondamento é caracterizado pela curvatura dos vértices do grão e pode ser classificado em seis categorias, conforme a Figura 2.10 (BOGGS JUNIOR, 1992; TUCKER, 2001).

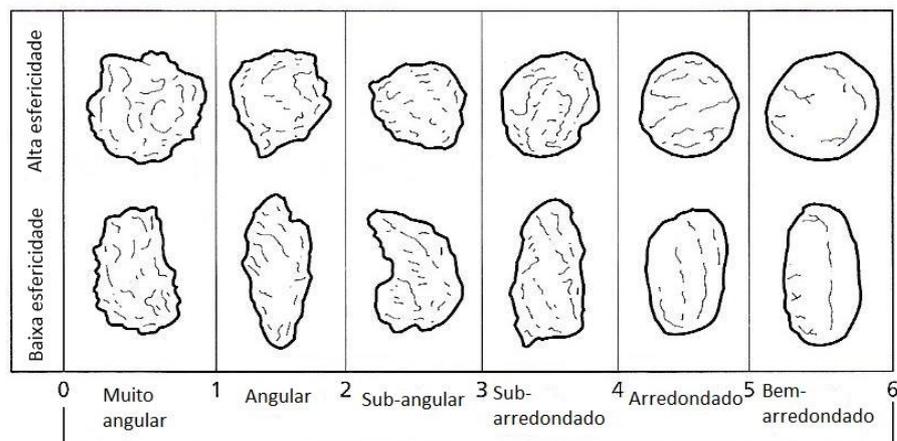


Figura 2.10 – Categorias de arredondamento dos grãos, para cada categoria é demonstrado um exemplo de grão de baixa esfericidade e de alta esfericidade (adaptado de Pettijohn et al., 1987)

Muitos arenitos e conglomerados possuem orientação preferencial ao longo de eixos na mesma direção. Esta orientação é resultado da interação entre o meio de transporte e o sedimento (TUCKER, 2001).

O empacotamento dos grãos afeta a porosidade e a permeabilidade, uma vez que é muito dependente do tamanho, formato e seleção dos grãos. Usualmente, quando a porosidade é alta, o empacotamento é menos apertado e se aproxima de empacotamento cúbico de esferas. Por outro lado, se a porosidade é baixa, o empacotamento é, normalmente, mais apertado em um arranjo romboédrico. Grãos pobremente selecionados possuem empacotamento mais apertado e, portanto, permeabilidade mais baixa, uma vez que os grãos menores preenchem os espaços deixados pelos grãos maiores (TUCKER, 2001).

Os tipos mais comuns de contato entre grãos são: pontual, côncavo-convexo e suturado. O contato pontual ocorre quando grãos tocam uns nos outros, dando ao sedimento uma fábrica suportada pelos grãos. Contatos côncavo-convexo são caracterizados quando um grão penetra no outro e contato suturado é identificado quando há interpenetração mútua entre os grãos. Cabe ressaltar que, quando a matriz é abundante, os grãos podem não estar em contato uns com os outros, mas sim dispersos nela, ou seja, os grãos são suportados pela própria matriz (TUCKER, 2001). Boggs Junior (1992) e Pettijohn et al. (1987) acrescentam ainda os contatos longos, caracterizados por linhas de contato.

A Figura 2.11 ilustra caracterizações de fábrica dos grãos, descritas nos parágrafos acima.

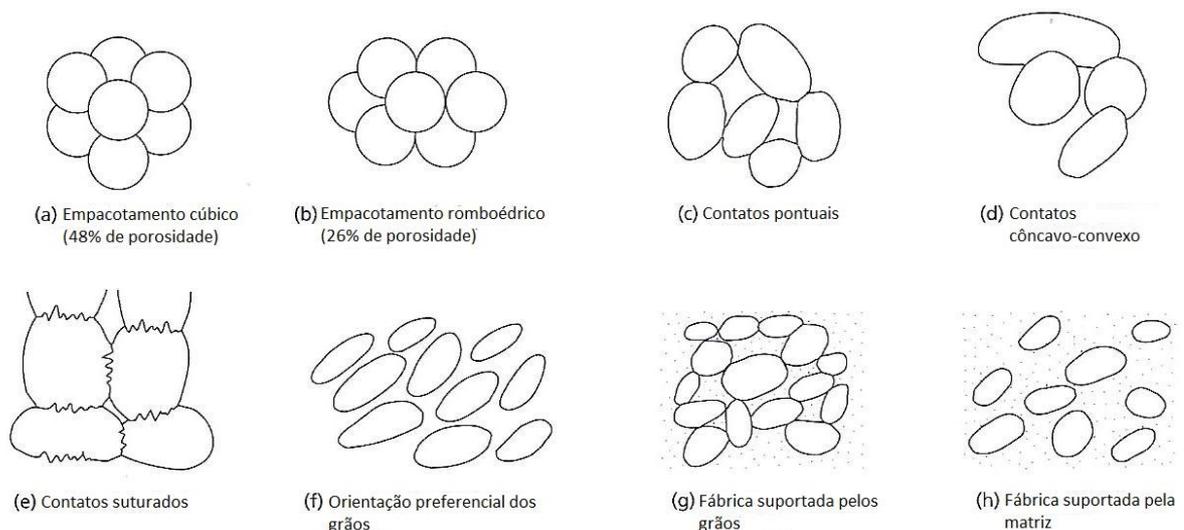


Figura 2.11 – Fábrica dos grãos nos sedimentos: empacotamento, contato e orientação de grãos e relações grão-matriz (adaptado de TUCKER, 2001)

2.1.5 Classificação de acordo com a resistência

Os conceitos de classificação abordados nessa seção se aplicam não apenas para rochas sedimentares, mas também para as outras famílias de rochas.

A resistência ao cisalhamento de rochas brandas depende não apenas da própria resistência da rocha, mas também, e com maior importância, da orientação, densidade, formato e preenchimento das juntas (HOBST; ZAJÍC, 1977).

A classificação pode ser feita tanto em termos amostrais como do maciço rochoso. Dentre as diversas classificações de maciços rochosos, destacam-se a *Rock Mass Rating* (RMR), de Bieniawski⁷ (1973, apud BIENIAWSKI, 1989) e *Q-System*, de Barton et al.⁸ (1974, apud BIENIAWSKI, 1989). Do ponto de vista de estabilidade de taludes rochosos e escavações, essas classificações são essenciais para verificar a qualidade do maciço. De acordo com Pinho (2003), um maciço rochoso pode ser considerado de baixa resistência quando a própria rocha possuir baixa resistência, ou quando um elevado número de fraturas ou outras descontinuidades conduzirem o comportamento do maciço a ser de baixa resistência, mesmo que as rochas tenham resistência mais elevada. De acordo com Bieniawski (1989), tanto as propriedades da rocha intacta quanto do maciço rochoso são importantes e devem ser avaliadas.

No entanto, o foco desse trabalho é a verificação da adesão entre rocha e nata de cimento, portanto, atenção será dada para classificações baseadas na resistência à compressão simples de amostras. O interesse aqui é o da caracterização do fenômeno de adesão entre nata de cimento e diferentes litologias sedimentares, sendo que estudos de maciços rochosos devem ser realizados nos locais onde se pretende realizar obras de estabilização de maciços rochosos.

Diversas classificações com base na resistência à compressão simples (uniaxial) foram propostas por diferentes autores, conforme pode ser verificado na Figura 2.12. Segundo Bieniawski (1989), a resistência da rocha intacta é o principal parâmetro na maioria das classificações de maciços rochosos, uma vez que constitui a resistência limite de um maciço.

⁷ BIENIAWSKI, Z. T. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. **Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng.** 15, 1973, p. 335-344.

⁸ BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. **Rock Mech.** 6, 1974, p. 183-236.

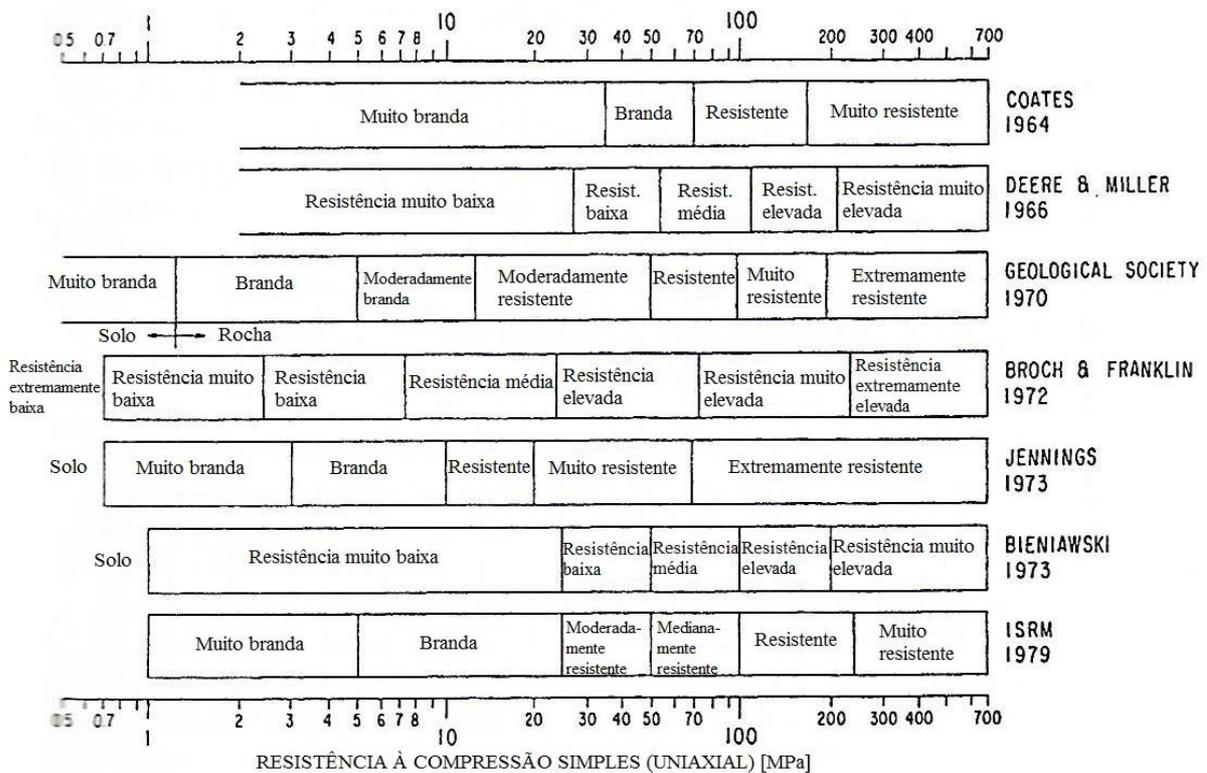


Figura 2.12 – Comparação entre diferentes classificações de resistência de rochas de acordo com diversos autores (adaptado de BIENIAWSKI, 1989)

2.2 ADERÊNCIA EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA

Esta seção abordará conceitos de aderência na Engenharia Civil, tratando essencialmente do concreto armado e do contato argamassa-substrato em revestimentos na construção civil. Apesar das diferentes funções, os fenômenos físicos e químicos de aderência tendem a ser semelhantes, por isso a motivação de relacionar estudos de diferentes áreas.

2.2.1 Estruturas de concreto armado

De acordo com Fusco (2013), o bom desempenho do concreto armado é garantido pela solidariedade entre seus dois componentes: o aço e o concreto. Esta solidariedade é garantida por uma aderência entre eles, que impede o escorregamento entre a armadura de aço e o concreto envolvente. Para uma solidarização localizada ainda mais eficiente, usualmente realizam-se dobramentos da armadura, formando as ancoragens mecânicas.

2.2.1.1 Fenômenos de aderência

Classificam-se as parcelas de aderência em adesão, atrito e mecânica. Apesar desta distinção, não é possível determinar cada parcela isoladamente.

A adesão é a parcela da resistência à separação dos dois materiais em virtude das reações físico-químicas que acontecem na interface durante a pega do cimento. Ela é determinada quando se tenta separar um bloco concretado em contato direto com uma placa de aço. Conforme a Figura 2.13, a parcela de resistência de adesão é chamada de R_{B1} na referida figura (FUSCO, 2013).

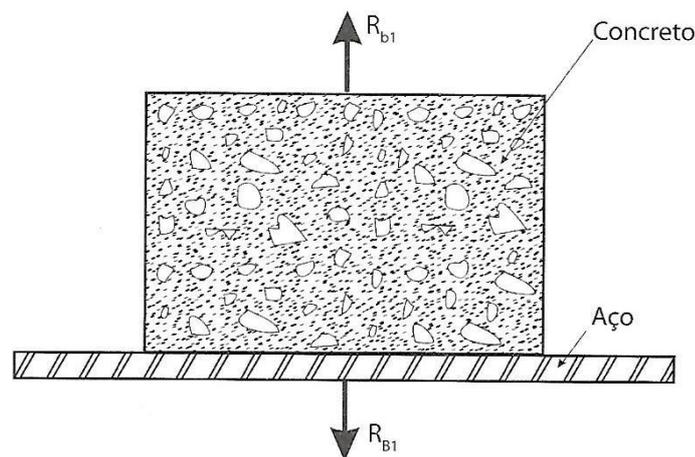


Figura 2.13 – Aderência por adesão (FUSCO, 2013, p. 137)

A parcela de atrito é dependente do coeficiente de atrito entre os dois materiais, aço e concreto, que varia conforme a rugosidade superficial da barra. As forças de atrito decorrem de uma pressão transversal P_t que o concreto exerce sobre a barra devido à sua retração. Em virtude dessa parcela de atrito, que soma-se à parcela de adesão, ao realizar um ensaio de arrancamento de uma barra de aço parcialmente posicionada dentro de um corpo de prova de concreto, a resistência R_{b2} é consideravelmente superior à R_{B1} . Este procedimento pode ser identificado na Figura 2.14 (FUSCO, 2013).

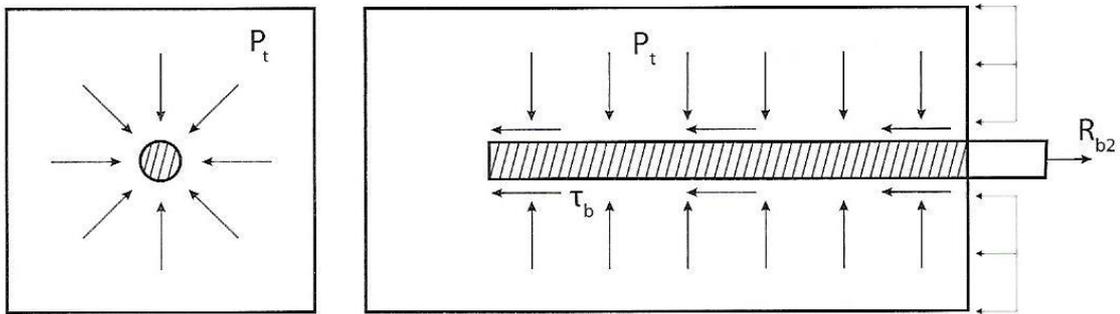


Figura 2.14 – Aderência por atrito (FUSCO, 2013, p. 138)

A aderência mecânica deve-se à presença de saliências na barra, que servem de peças de apoio e mobilizam tensões de compressão no concreto. Nas barras nervuradas, de alta aderência, as saliências são propositalmente dispostas ao longo delas. Entretanto, as barras lisas também possuem essa aderência mecânica devido a irregularidades superficiais decorrentes da laminação. Nestas barras, a aderência mecânica e a aderência por atrito praticamente se confundem. Na Figura 2.15, ilustra-se uma resistência ainda maior, determinada por R_{b3} (FUSCO, 2013).

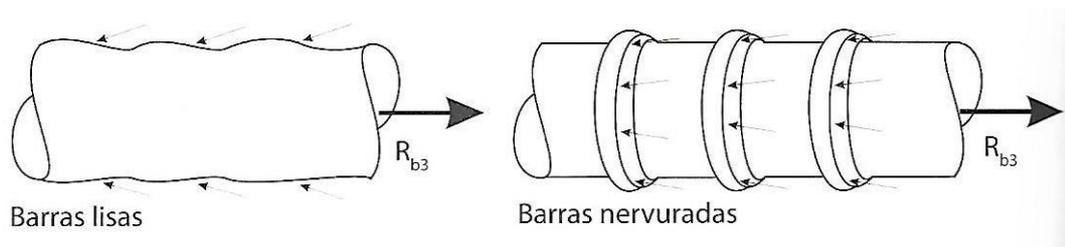


Figura 2.15 – Aderência mecânica (FUSCO, 2013, p. 138)

2.2.1.2 Ensaios de aderência em concreto armado

A aderência aço-concreto pode ser avaliada por diversos modos, porém, em termos de ensaios de laboratórios, destaca-se o *pull-out test* (POT), sendo o mais tradicional deles. Tal ensaio consiste em extrair uma barra de aço posicionada no centro de um corpo de prova de concreto, colocado sobre placas de apoio de uma máquina de ensaio. Ambas as extremidades da barra são projetadas para fora do corpo de prova e mede-se a força de tração aplicada em uma das extremidades e o escorregamento na outra. Este é um ensaio de baixo custo e simples, que fornece uma boa ideia de ancoragem. Todavia, a forma de sollicitação do corpo de prova não reproduz as condições reais de uso. Ressalta-se, ainda, que não há no Brasil normas

consolidadas para este ou para os demais ensaios de aderência (BARBOSA, 2001; FRANÇA, 2004; SILVA, 2010).

Neste tipo de ensaio de arrancamento, frequentemente o bloco de concreto sofre fissuração antes do arrancamento da barra, evidenciando a progressiva destruição das ligações entre os dois materiais. Portanto, a carga última não é determinada pela carga de arrancamento, mas sim pela carga que corresponde a certo deslocamento da extremidade não carregada da barra. A Figura 2.16 mostra uma comparação de ensaios de arrancamento em barras lisas e nervuradas. A seção de entrada (A) sofre deslocamentos desde o início do carregamento, porém a seção de saída (B) somente começa a sofrer deslocamentos para uma carga denominada na figura por F_{t1} . Após atingir essa carga, toda a barra estará sofrendo escorregamento, porém a força de aderência ainda pode aumentar até atingir o valor máximo, denominado por F_{tu} . Esse aumento é maior para barras nervuradas do que para lisas, em virtude da maior mobilização de aderência mecânica devido às nervuras. Por este motivo, é obrigatório o uso de ganchos em barras lisas, pois estes inibem o início do escorregamento e tornam a ancoragem mais segura (FUSCO, 2013).

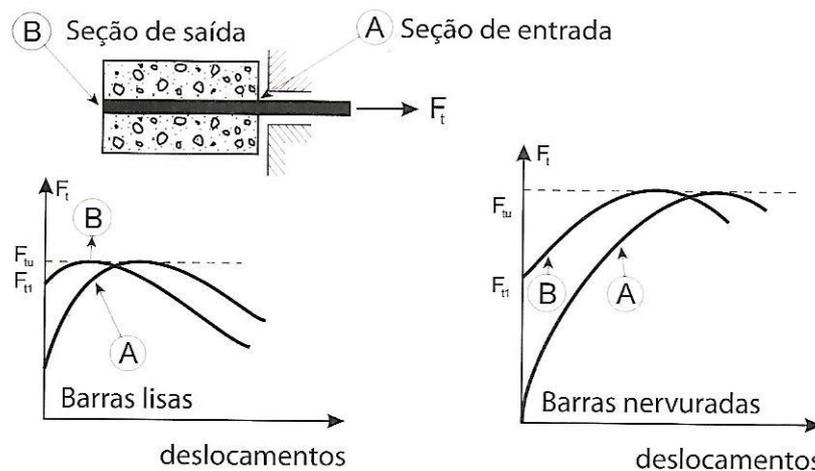


Figura 2.16 – Comportamento de barras lisas e nervuradas (FUSCO, 2013, p. 143)

2.2.2 Revestimentos de argamassa

A NBR 13528 (ABNT, 2010, p. 1) define a aderência como a “[...] propriedade do revestimento de resistir às tensões atuantes na interface do substrato.”. A norma salienta que essa propriedade não está exclusivamente relacionada à argamassa, mas ao contato entre ela e o substrato.

A aderência é a propriedade básica e fundamental de um revestimento argamassado. O desenvolvimento da aderência ocorre por meio da ancoragem mecânica da argamassa com o substrato, através das rugosidades, da textura da interface e pelo atrito proporcionado pelos compostos hidratados dos aglomerantes ao penetrarem no substrato. Portanto, é importante que o substrato tenha capacidade de sucção, para promover um caminho facilitado principalmente para os compostos em hidratação do cimento. Em outras palavras, um substrato caracterizado por baixa sucção desenvolverá baixa aderência (BAUER, 2005). No momento de aplicação da argamassa no estado fresco, a adesão inicial é a propriedade relacionada à fixação da argamassa no substrato; enquanto que, na evolução do processo, desenvolve-se a aderência, devido à hidratação do cimento e contribuição dos aglomerantes (BAUER, 2005; MORENO JUNIOR; SELMO, 2007).

Paes e Gonçalves (2005) afirmam que, por meio de sua capacidade de absorção de água, o substrato é o maior responsável pela perda de água da argamassa após sua aplicação. As características superficiais e de porosidade como diâmetro, estrutura, volume e distribuição dos poros influenciam no transporte de água da argamassa para o substrato. Em função das características essencialmente mecânicas dos fenômenos, maiores valores de resistência de aderência são, em geral, relacionados à penetração da pasta aglomerante no substrato. Segundo Paes e Gonçalves (2005, p. 43): “[...] substrato e argamassa devem ser considerados como dois sistemas de poros independentes e a interação entre estes sistemas determina o fluxo de água.”.

Paes e Gonçalves (2005, p. 45) salientam que a água da argamassa flui para o substrato pela capilaridade e detalham esse mecanismo:

A movimentação de água argamassa-substrato se processa logo que a argamassa é colocada em contato com o substrato poroso, cujos capilares estão inicialmente vazios. Os raios médios dos capilares da argamassa são superiores aos dos capilares do substrato. Portanto, o movimento de água se efetua no sentido da argamassa para o substrato. Esta absorção é acompanhada de um aperto mecânico das partículas sólidas da argamassa pela ação da depressão dos capilares, que se traduz por um retração quase imediata da camada de argamassa e uma aceleração da precipitação dos produtos hidratados (do cimento) consecutivos ao crescimento da concentração de íons dissolvidos.

Pagnussat e Masuero (2011) realizaram uma pesquisa para avaliar a aderência entre revestimentos de argamassa e blocos cerâmicos, sob diferentes condições de interface. Os autores concluíram que blocos com maior capacidade de absorção de água (obtidos com temperaturas mais elevadas de queima) apresentam valores maiores de resistência de aderência.

Também foi realizada a vedação de poros em algumas amostras com parafina, a fim de dificultar a microancoragem em alguns pontos do substrato, fato que resultou em uma considerável diminuição dos valores obtidos.

De acordo com Carvalho (2016), a aplicação de revestimento argamassado em blocos cerâmicos ranhurados promove maior resistência de aderência do que em blocos lisos. Isso se dá pelo fato da argamassa possuir característica fluída, penetrando nas ranhuras do substrato de forma mais eficiente do que na superfície lisa.

Por outro lado, uma elevada capacidade de sucção do substrato pode ocasionar microfissuras na interface devido à retração plástica, o que pode diminuir a aderência. No entanto, substratos com menor capacidade de absorção de água da argamassa podem gerar condições desfavoráveis à aderência, devido à criação de uma fina camada de água na região, gerando uma interface bastante porosa. Portanto, tratamentos superficiais como chapisco e pré-umedecimento podem ser utilizados para regularizar essa absorção de água. O pré-umedecimento deve ser realizado cautelosamente, pois, se for excessivo, pode reduzir significativamente a absorção de água no substrato (PAES; GONÇALVES, 2005).

Em relação à umidade do substrato, Carasek (1996) concluiu experimentalmente que o substrato seco apresenta, em geral, maiores resistências à aderência na interação entre bloco cerâmico e argamassa. A autora testou substratos secos e com 10% e 20% de teor de umidade.

Segundo Bauer (2005), um substrato de textura rugosa é fundamental para o bom desenvolvimento da aderência, uma vez que as rugosidades constituem pontos de ancoragem, possuindo maior área de contato com a argamassa aplicada. O autor destaca um conjunto de ações que auxiliam na adesão inicial da argamassa ao substrato, assim como no desenvolvimento da aderência argamassa-substrato, são elas: remoção de resíduos, correção de irregularidades, remoção de incrustações metálicas, preenchimento de furos, rasgos e depressões localizadas, lavagem e pré-umedecimento.

2.3 ANCORAGEM EM ROCHA

Inicialmente, serão abordados aspectos gerais a respeito de ancoragem em rocha e, a seguir, os tipos de ancoragem e as principais formas de ruptura serão detalhados. Em algumas partes desta seção serão abordados aspectos de ancoragem em solo também, porém com menor ênfase.

2.3.1 Aspectos gerais

O conceito de ancoragem abrange diversas aplicações práticas na engenharia, contudo esta seção relatará elementos que realizam esforços em um maciço rochoso, contribuindo para sua estabilidade.

O objetivo principal da ancoragem em rocha é o de prevenir o escorregamento de blocos ou cunhas de rochas nas descontinuidades da face de um maciço rochoso (WYLLIE; MAH, 2004). A ancoragem busca garantir a segurança das estruturas contra deslocamentos verticais devido a esforços de subpressão, tombamento, deslocamentos tangenciais e rupturas devido ao cisalhamento ao longo de planos críticos no subsolo (HOBST; ZAJÍC, 1977).

No meio geotécnico, o elemento de ancoragem mais comumente encontrado é composto por um ou mais elementos de aço (barras, fios ou cordoalhas) introduzidos em um furo previamente realizado e sem alargamento intermediário. Esta armadura é solidarizada com o maciço envolvente por intermédio de um fluído cimentante, usualmente nata de cimento (FLORIANO, 2014; MACEDO, 1993; WYLLIE; MAH, 2004; YASSUDA; DIAS, 1998). Resinas também são utilizadas para estabilização de maciços rochosos, principalmente em escavações de túneis e mineração (FLORIANO, 2014).

Barley e Windsor (2000), em uma publicação sobre desenvolvimentos recentes a respeito de ancoragem e reforço do terreno, separam os diferentes métodos em três técnicas: ancoragem no terreno, reforço com cabos e grampeamento de rochas. Basicamente, todas estas técnicas procuram garantir a estabilidade de uma estrutura artificial construída dentro ou sobre o maciço, por meio da instalação de elementos estruturais no terreno.

As diferenças entre essas técnicas estão mais associadas à escala e aos padrões de projeto e instalação. A ancoragem no terreno normalmente é composta por elementos mais longos e com maior capacidade de carga e, normalmente, está associada a projetos de infraestrutura civil que demandam padrões exatos de projeto e instalação. O reforço com cabos, técnica muito utilizada em Engenharia de Minas, é realizado por meio de elementos de comprimento intermediário, sendo, portanto, uma técnica utilizada para problemas de estabilidade que estão entre os outros dois métodos. Já o grampeamento de rochas é utilizado nos dois ramos de engenharia acima citados e seus elementos de ancoragem tendem a ser mais curtos (BARLEY; WINDSOR, 2000).

De maneira geral, uma maior resistência da rocha *in situ* significa uma maior resistência ao arrancamento da ancoragem, portanto um menor comprimento de ancoragem é necessário. Em rochas brandas, de resistência à compressão inferior a 10 MPa, as ancoragens devem ser dispostas em cavidades mais profundas ou mais largas, em comparação com rochas de maior resistência (HOBST; ZAJÍC, 1977).

Quanto aos métodos de perfuração, Barley e Windsor (2000) abordam que a utilização de equipamentos rotativos ou roto-percussivos em rochas moderadamente brandas a resistentes, utilizando ar como fluido, alcançam satisfatória resistência de contato maciço-selante na maioria das condições de carregamentos. No entanto, em rochas brandas de granulação grosseira (como os arenitos), a perfuração com água pode ser utilizada e, na maioria das situações, uma satisfatória capacidade de ancoragem é alcançada. Já nas rochas brandas a muito brandas de granulação mais fina, uma vez que não há presença de material grosseiro que promove aumento na resistência de contato maciço-selante, a perfuração com uso de ar como fluido é ainda a mais indicada. Em rochas de granulação fina, com presença de fissuras úmidas, há o risco do furo permanecer sujo com as partículas resultantes do processo de perfuração, ocasionando perda da resistência de contato.

Os autores ainda abordam que, em rochas brandas altamente intemperizadas e fraturadas, o furo pode ser revestido de forma parcial ou total. Nestes casos, a perfuração com água é preferível se utilizada a técnica de *top drive*, enquanto a utilização de coroa excêntrica no sistema *down-the-hole (DTH)* com martelo de fundo é normalmente realizada utilizando ar como fluido.

2.3.2 Tipos de ancoragem

Apesar do tema desta seção ser a ancoragem em rocha, os parágrafos seguintes abordarão tirantes ancorados e grampos, sistemas de contenção também utilizados em solos. Uma vez que a ancoragem é um termo muito abrangente no meio geotécnico, o presente trabalho tem como foco grampos e tirantes aplicados para contenção de taludes e escavações.

A ancoragem pode ser realizada por meio de elementos resistentes à tração (usualmente barras, fios ou cordoalhas metálicas) com protensão induzida. Esses elementos, denominados tirantes, são ancorados em uma região chamada bulbo de ancoragem e ligados à parede estrutural por meio de um trecho livre não aderido ao maciço envolvente. Os elementos de reforço são submetidos a cargas elevadas de tração, aplicadas por meio de um macaco hidráulico,

promovendo um equilíbrio entre o ponto de aplicação de carga e a região ancorada. É importante garantir que não ocorra aderência entre o aço e a nata de cimento no trecho livre. O bulbo de ancoragem, ou trecho ancorado, deve atravessar as superfícies potenciais de ruptura, estando localizado em uma região de boa estabilidade, sendo o único trecho responsável por transmitir as cargas ao terreno circundante (ABNT, 2006b; FLORIANO, 2014; GERSCOVICH et al., 2016; HOBST; ZAJÍC, 1977; SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA, 2015; WYLLIE; MAH, 2004; YASSUDA; DIAS, 1998).

Conforme a NBR 5629 (ABNT, 2006b), norma brasileira que regulamenta a execução de tirantes ancorados no terreno, deve-se realizar proteção contra corrosão dos elementos resistentes à tração, que varia conforme a consequência da ruptura e agressividade do meio em que estão instalados. Floriano (2014) afirma que a corrosão das armaduras dessas ancoragens é o ponto crítico da durabilidade dessas estruturas. Segundo Yassuda e Dias (1998), é prática comum revestir o aço no trecho livre com material que o isole do fluido cimentante, como graxa, tubo ou mangueira de plástico, bandagem de material flexível, entre outros. Isso deve ser realizado a fim de evitar a aderência entre aço e fluido cimentante, essencial nesse trecho. De acordo com Wyllie e Mah (2004), no caso de solos, a aplicação de uma tensão de tração nesse elemento ancorado produz tensões de compressão no maciço e modifica as tensões normais e cisalhantes no plano de ruptura. Portanto, a ancoragem leva a superfície potencial de ruptura a maiores profundidades, diminuindo o risco de rupturas. Já em rochas, ocorre uma solidarização entre blocos.

A NBR 5629 (ABNT, 2006b) diferencia tirantes ancorados provisórios de permanentes pelo fato dos primeiros serem destinados ao uso por tempo inferior a dois anos, enquanto os últimos são assim denominados por terem vida útil superior a dois anos. A proteção contra corrosão do elemento resistente à tração deve garantir que não haja comprometimento da segurança da obra durante a vida útil para a qual o tirante ancorado foi projetado.

A mesma norma salienta que qualquer sistema de perfuração pode ser utilizado, desde que o furo resultante seja retilíneo, com diâmetro, inclinação e comprimento previstos. Ele também deve obedecer às tolerâncias de projeto e condições de alinhamento, estabilidade, não comprometer a resistência do terreno, nem estruturas vizinhas. A norma afirma ainda que a injeção pode ser feita com nata de cimento (também denominada calda de cimento) ou outro aglutinante de eficiência comprovada, em fase única ou múltiplas. De acordo com Yassuda e

Dias (1998), usualmente a injeção de tirantes ancorados em rochas é realizada em estágio único devido à boa capacidade do material e o não alargamento do bulbo de ancoragem. A norma brasileira de execução de tirantes ancorados no terreno salienta que os ensaios de protensão dos mesmos devem ser realizados após um tempo mínimo de cura coerente com as características do cimento empregado. A Figura 2.17 exhibe um esquema com os principais constituintes de um tirante ancorado.

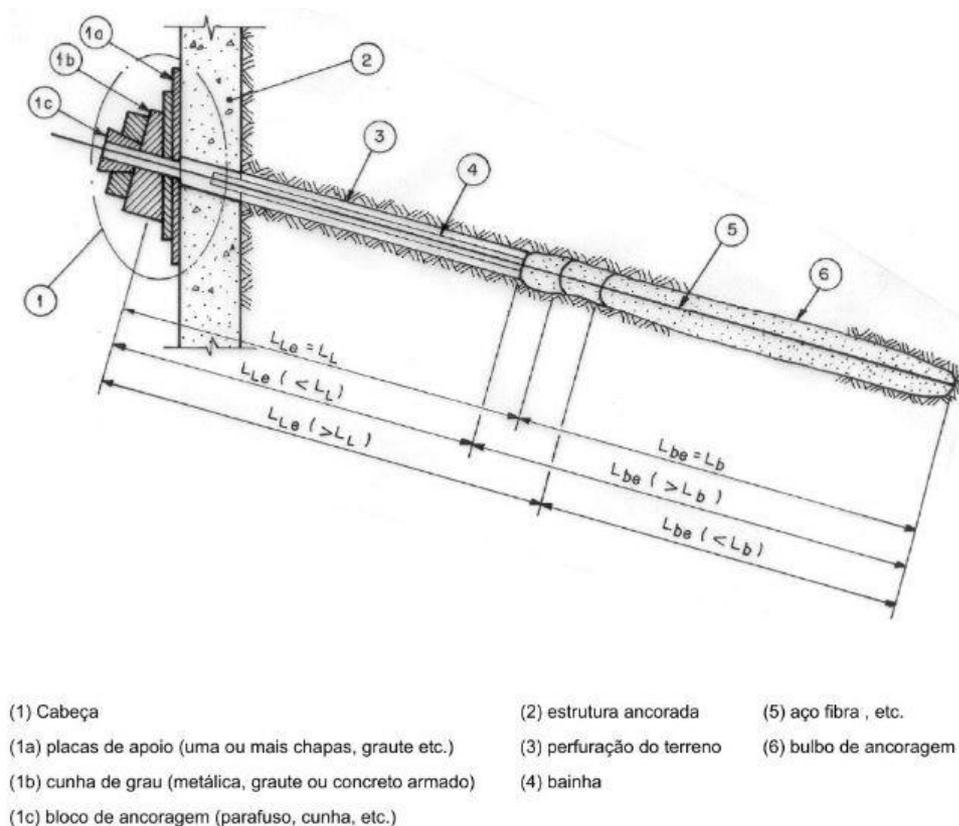


Figura 2.17 – Principais partes constituintes de um tirante ancorado (ABNT, 2006b, p. 20)

Por outro lado, a ancoragem pode ser feita por meio de elementos passivos (ou seja, não submetidos à protensão) e inteiramente ancorados no terreno ao longo de seu comprimento. Logo, ocorre uma solidarização de todo elemento com o maciço a ser estabilizado, sendo este elemento, denominado grampo, ilustrado na Figura 2.18. Apesar de não serem submetidos a uma tensão elevada na incorporação, os grampos entram em carga se houver algum deslocamento no maciço, ou seja, ocorrendo uma instabilidade no maciço, a resistência do grampo poderá ser mobilizada. Esses elementos possuem a vantagem de serem mais econômicos e de execução mais rápida em comparação com os tirantes ancorados. Sua instalação é realizada por meio de cargas baixas, com emprego de ferramentas manuais

(ABRAMENTO et al., 1998; FLORIANO, 2014; SOLOTROT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA, 2015; WYLLIE; MAH, 2004). Conforme Ortigão et al. (1993), enquanto tirantes ancorados são fortemente pré-tensionados na fase de incorporação, com valores que podem chegar a 1.000 kN, os grampos sofrem tensão de instalação da ordem de 5 a 10 kN, apenas para garantir a ligação com o revestimento. Em uma publicação mais recente, Barley e Windsor (2000) afirmam que as cargas em elementos pré-tensionados podem chegar a 4.000 kN. Quanto à proteção anticorrosiva, Abramento et al. (1998) sugerem adotar a proposta da NBR 5629 (ABNT, 2006b), considerando o grampo como sendo o trecho ancorado de um tirante, visto que não há atualmente norma brasileira de grampeamento em vigor.

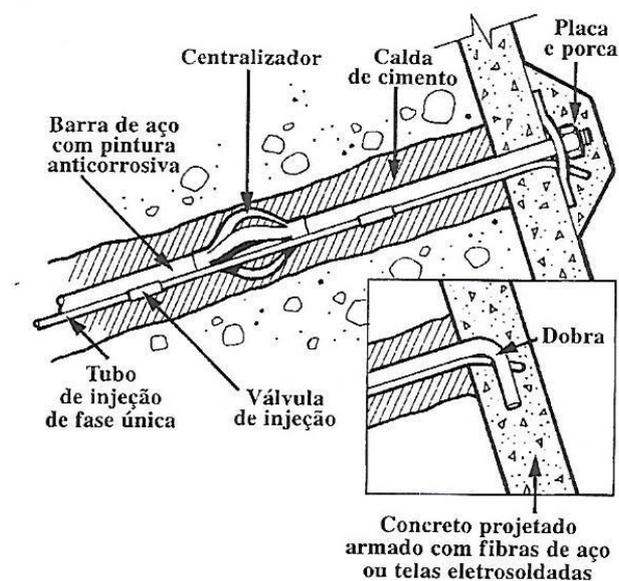


Figura 2.18 – Principais partes constituintes de um grampo (ABRAMENTO et al., 1998, p. 658)

A distribuição das tensões normais ocorre de maneira diferente ao longo de um tirante ancorado e ao longo de um grampo. É importante salientar que os grampos possuem aderência ao longo de todo o seu comprimento, enquanto os tirantes ancorados aderem-se ao maciço envolto apenas na extensão do bulbo de ancoragem. Em grampos ocorre a diferenciação entre uma zona ativa e uma zona passiva (ABRAMENTO et al., 1998; FLORIANO, 2014; LAZARTE et al., 2015; ORTIGÃO et al., 1993; ROSA, 2015). Ao considerar um talude de material homogêneo e isotrópico, existe um plano crítico onde as tensões cisalhantes atuantes podem superar a resistência ao cisalhamento do solo ou da rocha que compõem o maciço. No caso de ocorrerem tensões superiores à resistência neste plano, haverá mobilização da carga no grampo e diferenciação entre essas zonas. Esse plano, conhecido como superfície de ruptura, separa a

zona ativa da zona passiva de um grampo, conforme Figura 2.19 (FLORIANO, 2014; ROSA, 2015).

Já os tirantes ancorados, por apresentarem pré-carregamento, estão sob efeito de carga constante ao longo do trecho livre, carga esta que é absorvida no trecho ancorado e na estrutura de faceamento. Por isso, é comum a ocorrência de cortinas atirantadas espessas de concreto armado à flexão, tração e puncionamento. Naturalmente, os faceamentos de estruturas passivas são, em geral, menos robustos do que em estruturas ativas, devido à distribuição das tensões ao longo de todo grampo. Por outro lado, o espaçamento entre os grampos costuma ser menor do que o espaçamento entre tirantes ancorados. A Figura 2.20 ilustra essa diferenciação na distribuição de tensões (FLORIANO, 2014; ROSA, 2015).

De uma forma geral, cortinas atirantadas são formadas por uma parede vertical moldada *in loco*, pois a concretagem inclinada pode apresentar problemas executivos que devem ser evitados. Já os faceamentos de estruturas grampeadas podem ser inclinados, acompanhando a inclinação natural do terreno e reduzindo escavações (ORTIGÃO et al., 1993).

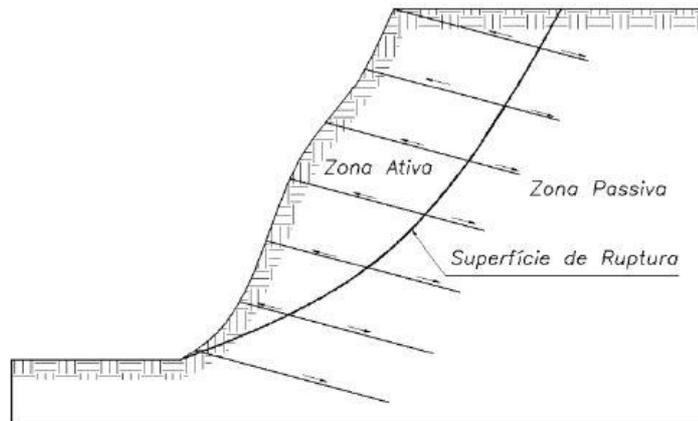


Figura 2.19 – Ilustração de uma superfície de ruptura mobilizando uma zona ativa e uma zona passiva de um maciço grampeado (ROSA, 2015, p. 30)

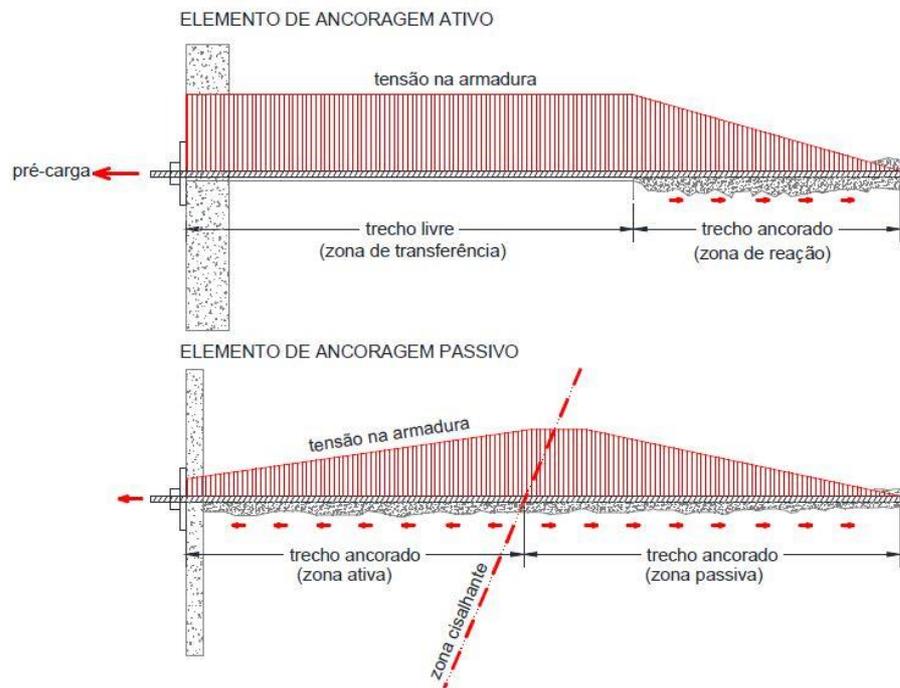


Figura 2.20 – Comparativo entre distribuição de tensões ao longo de elementos de ancoragem ativos (tirantes ancorados) e elementos de ancoragem passivos (grampos) (FLORIANO, 2014, p. 35)

2.3.3 Modos de ruptura

De acordo com alguns autores, os principais modos de rupturas de ancoragens são (FLORIANO, 2014; LITTLEJOHN, 1980; MACEDO, 1993):

- a) ruptura geral pelo maciço;
- b) ruptura por deslizamento do trecho ancorado;
- c) ruptura por perda de carga;
- d) ruptura da armadura, da zona de apoio e da cabeça de ancoragem.

Entre as diversas formas de ruptura de uma estrutura ancorada, será dada atenção especial à ruptura por deslizamento do trecho ancorado, mais especificamente no contato entre nata de cimento e maciço (também pode ocorrer no contato entre armadura e nata de cimento), visto que a avaliação do comportamento de aderência entre os dois materiais é o objetivo principal deste trabalho.

2.3.3.1 Ruptura geral pelo maciço

A resistência ao cisalhamento de uma rocha é sempre reduzida por planos de descontinuidade e depende da orientação destes planos em relação à força aplicada. A resistência ao arrancamento de ancoragens depende, em variáveis proporções, das forças de atrito ao longo desses planos, da resistência a um deslocamento inclinado em relação a esses planos e da resistência ao cisalhamento da rocha. Ancoragens dispostas perpendicularmente aos planos estratigráficos tendem a ser mais fortemente fixadas, uma vez que as tensões cisalhantes se desenvolvem em um padrão cônico, como em rochas anisotrópicas. A forma menos resistente ao arrancamento ocorre quando diversos planos de estratificação são paralelos à ancoragem. Portanto, os elementos de ancoragem devem formar o maior ângulo possível com os planos de estratificação, uma vez que tal configuração favorece o maior espriamento de tensões ao maior número de camadas estratigráficas. Uma representação desse comportamento está ilustrada na Figura 2.21 (HOBST; ZAJÍC, 1977).

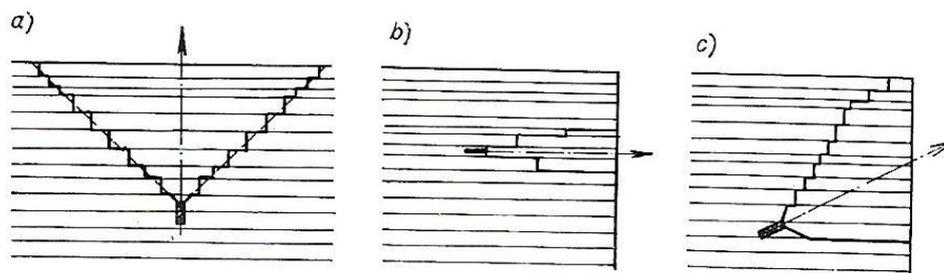


Figura 2.21 – Formato e extensão do maciço rochoso afetado pela ancoragem em relação ao ângulo entre o eixo da ancoragem e os planos de descontinuidade: a) eixo de ancoragem perpendicular aos planos de descontinuidade; b) eixo de ancoragem paralelo aos planos de descontinuidade; c) eixo de ancoragem formando ângulo com planos de descontinuidade (HOBST; ZAJÍC, 1977, p. 31)

De acordo com os autores supracitados, para rochas de elevada resistência, a resistência ao cisalhamento pode ser aproximada por 1/12 da resistência à compressão da rocha intacta. A profundidade de embutimento varia entre 2 e 4 metros para esse caso.

Analisando a estabilidade de um talude rochoso, o fator mais importante a ser considerado é a geometria do maciço que forma o talude. A relação entre a orientação das descontinuidades e a face escavada determina se partes do maciço rochoso estão livres para deslizar ou tombar. Secundariamente, a resistência ao cisalhamento da potencial superfície de ruptura também influencia na estabilidade do talude (WYLLIE; MAH, 2004). De acordo com Hoek e Brown

(1980), escavações a pequenas profundidades normalmente são mais influenciadas por condicionantes estruturais do maciço rochoso, enquanto que escavações a grandes profundidades possuem a tendência de serem governadas pelos parâmetros da rocha intacta. Gobbi (2011) salienta a importância do conhecimento das propriedades da rocha intacta, pois, segundo o autor, estas possuem influência variável no comportamento dos maciços, além de serem facilmente reproduzidas em laboratório.

2.3.3.2 Ruptura por deslizamento do trecho ancorado

O deslizamento do trecho ancorado pode ocorrer em duas interfaces: a primeira delas é caracterizada pela ruptura na posição entre ligante e maciço, foco principal deste trabalho, e é definida como deslizamento da selagem. A segunda posição caracteriza-se por uma ruptura entre a armadura e o ligante, e é definida como deslizamento da armadura. O comportamento entre esses dois materiais é semelhante ao do concreto armado, descrito anteriormente (FLORIANO, 2014; MACEDO, 1993). Rosa (2015) denomina esses dois tipos de ruptura como arrancamento, e o classifica como o principal modo de falha em taludes estabilizados com grampos. *French National Research Project Clouterre* (1991) define arrancamento como a aplicação da carga sem que ocorra estabilização de deslocamentos da ancoragem. Yassuda e Dias (1998) afirmam que a capacidade de carga do trecho ancorado de tirantes é equivalente ao arrancamento do mesmo. A ruptura também pode ocorrer no elemento de reforço e no contato entre o reforço e o aglutinante. A superfície que liga o trecho ancorado e o maciço passa a integrar o meio e entende-se que é resistente a esforços de cisalhamento.

A tensão de contato (*bond stress*) é definida como a tensão de cisalhamento obtida da divisão da carga de arrancamento pela área do trecho ancorado, e é composta por uma parcela de adesão e uma de atrito, sendo que esta última aumenta proporcionalmente às tensões radiais atuantes no furo. A parcela de adesão tende a ser destruída com pequenas deformações cisalhantes do trecho ancorado, enquanto a parcela de atrito depende da pressão confinante, das rugosidades da superfície do aço e da rocha e da grandeza dos deslizamentos. A dilatância e o encunhamento também contribuem para a resistência por atrito, enquanto ocorrem deformações radiais e longitudinais da nata. Para qualquer das duas interfaces críticas descritas acima, a tensão de contato é definida pela equação 2.1 (MACEDO, 1993; MACEDO et al., 1991; XANTHAKOS, 1991). Xanthakos (1991) afirma ainda que, na maioria dos casos, a magnitude e a distribuição dessa tensão de contato é mais complexa do que essa equação simplificada.

$$\tau = S_W + \sigma * \tan \varphi \quad (\text{equação 2.1})$$

Sendo:

τ = tensão de contato ou de cisalhamento (MPa);

S_W = tensão de adesão (MPa);

σ = tensão radial normal à superfície analisada (MPa);

φ = ângulo de atrito entre as superfícies (°).

O valor da tensão de contato na interface ligante-maciço pode ser estimado, seguindo a prática internacional, por coeficientes de segurança aplicados à tensão obtida de ensaios de arrancamento que levam o trecho ancorado à ruptura (MACEDO, 1993). O modelo apresentado por Bustamante e Doix (1985) para a tensão de aderência no contato ligante-maciço (q_s), obtida por ensaios de arrancamento, é apresentado na equação 2.2, e assume esse valor constante ao longo do trecho ancorado:

$$q_s = \frac{P_u}{\pi * D_s * L_0} \quad (\text{equação 2.2})$$

Sendo:

q_s = tensão de aderência ligante-maciço na ruptura (MPa)

P_u = carga última teórica de arrancamento (MN);

D_s = diâmetro da selagem ou do furo, majorado em função da forma de injeção (m);

L_0 = comprimento do trecho ancorado (m).

Deve-se atentar para o fato de que o valor do diâmetro do furo deve ser majorado em função da pressão de injeção, conforme recomendado por Bustamante e Doix (1985). Para o caso de tirantes ancorados, P_u refere-se à carga transferida para o trecho ancorado (XANTHAKOS, 1991).

Cabe salientar que o comprimento do trecho ancorado, no caso de estruturas grampeadas, refere-se ao trecho além da superfície de ruptura potencial (LAZARTE et al., 2015). A tensão de aderência no contato entre solo ou rocha e grampo ou tirante ancorado é comumente denominada por q_s , e determina a resistência máxima ao arrancamento do elemento ancorado quando submetido a esforços de tração. Tal parâmetro é responsável por transferir cargas e restringir movimentos do maciço durante e após a escavação. Todavia, por ser influenciada por diversos fatores, sua previsão é muitas vezes imprecisa e excessivamente conservadora

(LAZARTE et al., 2015; ROSA, 2015; SILVA et al., 2010; YASSUDA; DIAS, 1998). Littlejohn e Bruce (1975) creditam a variabilidade da tensão de aderência no contato devido a fatores como: diversidade da forma dos ensaios, diferenciações regionais de um mesmo tipo de rocha, consideração da influência da perfuração, execução e processos executivos locais. Lazarte et al. (2015) e Littlejohn (1980) salientam que, além das condições do maciço em que é instalado, a tensão de contato na interface maciço-ligante depende da técnica de injeção empregada e, em menor importância, do método de perfuração que é utilizado para instalação do elemento de reforço.

Quanto ao deslizamento da selagem, Macedo (1993, p. 10) caracteriza o fenômeno: “neste caso, a ancoragem resiste aos esforços pela mobilização de tensões em um cilindro de atrito delimitado pelas paredes do furo no maciço.”. Obtém-se, então, a equação 2.3, a partir da equação de Bustamente e Doix (1985), definida na equação 2.2. O valor da tensão de contato na interface ligante-maciço na ruptura (τ_{uR}) é a representação teórica da tensão de aderência (q_s) obtida por ensaios de arrancamento. Nota-se que o diâmetro de perfuração, além de sua função de cobertura da armadura, influencia na capacidade de carga, em virtude que interfere na área de contato entre maciço e ligante, ou seja, quanto maior o diâmetro de perfuração, maior a área de contato e maior a capacidade de carga. Barley (1988) salienta que a equação é uma aproximação aceita universalmente, visto que a transferência de carga do elemento ancorado para o maciço é complexa.

$$P_u = \pi * D * L_0 * \tau_{uR} \quad (\text{equação 2.3})$$

Sendo:

D = diâmetro do furo (m);

τ_{uR} = tensão média de contato na interface ligante-maciço na ruptura (MPa).

A equação 2.3 é baseada nas seguintes hipóteses (BARLEY, 1988; LITTLEJOHN, 1980; MACEDO, 1993; XANTHAKOS, 1991):

- a) transferência de carga do trecho ancorado para o maciço ocorre com tensões uniformemente distribuídas em toda a superfície do cilindro de atrito;
- b) o diâmetro do furo e do trecho ancorado (selagem) são idênticos;
- c) a ruptura ocorre por deslizamento na interface maciço-ligante em furos de diâmetro uniforme, ou pelo cisalhamento nas vizinhanças do trecho ancorado quando o furo é alargado;

- d) não existem descontinuidades ou planos de fraqueza que induzam a ruptura;
- e) não há falhas na ligação da selagem com o maciço.

Littlejohn (1980) apresenta uma tabela de valores dessas tensões, obtidas de outros autores em diversos lugares do mundo, que serve como base para estimativa de projetistas de tirantes ancorados, separados de acordo com o tipo de rocha: ígneas, metamórficas e sedimentares. Alguns desses valores podem ser inferidos na Tabela 2.4. O autor separa os dados em tensões últimas e tensões de trabalho, sendo que estas possuem um valor de fator de segurança (FS) incorporado, normalmente variando entre 2 e 4. Essas tensões são calculadas assumindo uma distribuição uniforme de tensões. As tensões de trabalho variam, frequentemente, em uma faixa entre 0,35 e 1,4 MPa para essas rochas. Para rochas sedimentares, os valores de tensão de trabalho variam comumente entre 0,4 e 0,83 MPa, com destaque para um valor de 2,45 MPa para arenitos de grãos mais grossos, obtido de Coates⁹ (1970, apud LITTLEJOHN, 1980), no Canadá. Este valor foi obtido aplicando um fator de segurança de 1,75 sobre a tensão última de 4,3 MPa.

⁹ COATES, D. F. **Rock mechanics principles**. 3.ed. Ottawa: Information Canada, 1970.

Tabela 2.4 – Tensão de contato entre nata de cimento e rocha em diversos lugares do mundo (adaptado de LITTLEJOHN, 1980)

Classificação da rocha	Tensões de contato (MPa)		FS	Local e Fonte
	Trabalho	Última		
Ígneas				
Basalto de dureza média		5,73	3,0 - 4,0	Índia - Rao (1964)
Basalto	1,21 - 1,38	3,86	2,8 - 3,2	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Granito intemperizado		1,50 - 2,50		Japão - Suzuki et al. (1972)
Granito	1,38 - 1,55	4,83	3,1 - 3,5	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Serpentinito	0,45 - 0,59	1,55	2,6 - 3,5	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Granito e Basalto		1,72 - 3,10	1,5 - 2,5	Estados Unidos - PCI (1974)
Metamórficas				
Xisto de Manhattan	0,70	2,80	4,0	Estados Unidos - White (1973)
Ardósia e Folhelho cimentado		0,83 - 1,38	1,5 - 2,5	Estados Unidos - PCI (1974)
Sedimentares				
Calcário	1,00	2,83	2,8	Suíça - Losinger (1966)
Calcário Terciário	0,83 - 0,97	2,76	2,9 - 3,3	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Calcário (<i>Chalk</i>)	0,86 - 1,00	2,76	2,8 - 3,2	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Calcário brando		1,03 - 1,52	1,5 - 2,5	Estados Unidos - PCI (1974)
Calcário dolomítico		1,38 - 2,07	1,5 - 2,5	Estados Unidos - PCI (1974)
Arenito duro de grãos grossos	2,45		1,75	Canadá - Coates (1970)
Arenito intemperizado		0,69 - 0,85	3,0	Nova Zelândia - Irwin (1971)
Lamito cimentado		0,69	2,0 - 2,5	Nova Zelândia - Irwin (1971)
Arenito duro de grãos finos	0,69 - 0,83	2,24	2,7 - 3,3	R. Unido - Wycliffe-Jones (1974)
Arenito		0,83 - 1,73	1,5 - 2,5	Estados Unidos - PCI (1974)

Sabatini et al. (1999), em uma publicação sobre tirantes ancorados da *Federal Highway Administration* (FHWA), órgão rodoviário do governo norte-americano, da mesma forma, apresentaram tabelas de referência para valores de tensão de contato última em função do tipo de rocha. Segundo os autores, os comprimentos de ancoragens em rocha tipicamente variam entre 3 e 10 metros, sendo que um valor de 3 metros é o mínimo recomendado. Littlejohn (1980) também considera esse comprimento mínimo, visto que qualquer queda repentina na resistência da rocha ao longo desse trecho, ou ainda erros construtivos, podem induzir significativa diminuição na capacidade de ancoragem. Este autor aborda diversas obras realizadas nos Estados Unidos e na Europa, entre 1966 e 1974, em que os comprimentos ancorados variam entre 3 e 10 metros. A Tabela 2.5 demonstra os valores aproximados de Sabatini et al. (1999) de tensão de contato ligante-maciço e da carga última em função do tipo de rocha.

Tabela 2.5 – Previsão da carga última de transferência para ancoragem em rocha e tensão média de contato para diferentes rochas (adaptado de SABATINI et al., 1999)

Tipo de Rocha	Média da tensão de contato última (MPa)	Carga última estimada (kN/m)
Granito e Basalto	1,7 - 3,1	730
Calcário dolomítico	1,4 - 2,1	580
Calcário brando	1,0 - 1,4	440
Ardósia e folhelhos cimentados	0,8 - 1,4	360
Folhelhos brandos	0,2 - 0,8	150
Arenitos	0,8 - 1,7	440
Arenitos intemperizados	0,7 - 0,8	-
Gipsita	0,2 - 1,1	-
Marga intemperizada	0,15 - 0,25	-
Concreto	1,4 - 2,8	-

Adicionalmente, Sabatini et al. (1999) sugerem que para ancoragem em rochas competentes deve-se utilizar um fator de segurança de 3,0. Este fator de segurança é alto, comparado ao usado em solos, devido às incertezas associadas a descontinuidades no maciço, como juntas, fraturas e fissuras preenchidas com argilas. Já em rochas brandas, definidas pelos autores como possuindo resistência à compressão simples entre 0,5 MPa e 5,0 MPa, recomenda-se um fator de segurança de 2,0 em relação à carga última. Nestas rochas, a transferência de tensões no contato maciço-ligante é relativamente uniforme, em comparação com a transferência de tensões em rochas mais resistentes.

Alternativamente, PTI¹⁰ (1996, apud SABATINI et al., 1999) sugerem que a tensão de contato última pode ser aproximada como 10% da resistência à compressão simples da rocha, limitando a um valor máximo de 3,1 MPa para a tensão de contato.

Littlejohn (1980) também sugere a utilização de 10% da resistência à compressão simples da rocha, limitando, porém, em 4,2 MPa a tensão de contato última. Segundo o autor, tais valores apenas devem ser utilizados como aproximação na ausência de ensaios de arrancamento *in loco* ou de ensaios de resistência ao cisalhamento da rocha. Na disponibilidade de dados de resistência ao cisalhamento, a tensão de contato de trabalho pode ser aproximada aplicando um fator de segurança de no mínimo 2,0 sobre a menor resistência ao cisalhamento. Essa

¹⁰ PTI. **Recommendations for prestressed rock and soil anchors**. 3. ed. Phoenix: Post-tensioning Institute, 1996.

aproximação se aplica normalmente a rochas brandas, de resistência à compressão simples inferior a 7 MPa.

O autor supracitado ainda salienta que, para rochas de textura granular intemperizadas de baixo ângulo de atrito interno, aplicar 10% sobre a resistência à compressão simples pode corresponder a um valor de tensão de contato última excessivamente conservador. Portanto, em tais casos pode ser justificado o uso de 20 a 35% sobre o valor.

Lazarte et al. (2015) apresentam, em um manual sobre grampos da FHWA, valores bem diferentes dos previamente comentados para tensão de contato última. Os autores citam que os valores para arenitos intemperizados variam entre 0,2 e 0,3 MPa para grampos executados com perfuração rotativa. Esses valores são semelhantes aos encontrados por Floriano (2014), em campo e em laboratório, para arenitos brandos.

As correlações e os valores aproximados obtidos da literatura são importantes para uma estimativa inicial de ordem de grandeza, entretanto, os valores de tensão de aderência última devem ser avaliados em campo para cada caso particularmente (LAZARTE et al., 2015).

Já a NBR 5629 (ABNT, 2006b) determina, como estimativa preliminar para dimensionamento do comprimento e seção transversal do bulbo de ancoragem de tirantes, o valor de tensão de aderência como o menor dos seguintes dois valores:

- a) $1/30$ da resistência à compressão simples da rocha;
- b) $1/30$ da resistência à compressão simples da argamassa.

Visto que a resistência à compressão simples da nata de cimento deve ser de no mínimo 25 MPa, conforme a mesma norma – e dificilmente é muito maior que esse valor – a tensão de aderência fica limitada ao valor de 0,83 MPa, bem inferior a alguns valores de literatura obtidos experimentalmente e expostos nos parágrafos anteriores. A consideração de $1/30$ refere-se à resistência ao cisalhamento da nata de cimento. Logo, a realização de ensaios de compressão simples da rocha e da nata de cimento deveria ser feita em fase de projeto de ancoragens em rocha. Entretanto, essa é apenas uma estimativa preliminar, pois a norma brasileira de tirantes ancorados no terreno salienta que a determinação do comprimento e seção transversal do bulbo de ancoragem seja feita experimentalmente, por meio de ensaios básicos e de qualificação dos elementos. Estes ensaios são realizados durante a execução da obra, sendo ensaios em

verdadeira grandeza. A presente norma não indica fatores de segurança ao arrancamento a serem utilizados no cálculo.

Já para o caso de estruturas grampeadas, *French National Research Project Clouterre* (1991) sugere a utilização de ensaios de arrancamento em verdadeira grandeza para determinação da tensão de arrancamento, no caso, a tensão de aderência última, a partir da equação 2.2. Os procedimentos de instalação dos grampos (inclinação, limpeza do furo, injeção), neste ensaio, devem seguir os mesmos padrões a serem empregados nos grampos permanentes da obra. O autor recomenda ainda que se deixe um trecho livre mínimo de 1 metro no grampo ensaiado, a fim de evitar efeitos de contorno na cabeça do mesmo, causados pela placa de reação que é posicionada diretamente sobre o maciço que circunda o elemento. Não havendo esse comprimento livre, as tensões induzidas pelo macaco hidráulico poderiam ser transferidas do maciço para o grampo.

Segundo a norma britânica de grampeamento BS 8006-2 (BSI, 2011) e Passini (2010), o ensaio consiste em movimentar o grampo no interior do maciço, por meio de um conjunto macaco hidráulico e bomba, aplicando incrementos de carga de tração na barra que está ancorada no terreno. Cargas são medidas por células de carga e deslocamentos por meio de extensômetros, registrando as movimentações na cabeça do grampo a cada acréscimo de carga, obtendo-se uma curva carga-deslocamento e a máxima força de tração no grampo. A norma britânica recomenda que se utilizem fatores de segurança para os valores de q_s deduzidos de ensaios de arrancamento. Esses fatores são tanto menores quanto maior o número de ensaios realizados.

O segundo caso de deslizamento do trecho ancorado refere-se ao deslizamento da armadura. A aderência entre a armadura e a nata de cimento possui comportamento análogo àquele entre o aço e o concreto, no concreto armado, explicitado na seção 2.2. Na verdade, historicamente, este tema é pouco abordado em estudos de ancoragem em rocha, em virtude que os projetos normalmente buscam assegurar a segurança contra o deslizamento da selagem. Frequentemente, assume-se que um comprimento de ancoragem que garanta resistência ao deslizamento da selagem, também garantirá a resistência ao deslizamento da armadura. (LITTLEJOHN; BRUCE, 1975; MACEDO, 1993; XANTHAKOS, 1991). Os mecanismos de aderência entre armadura e ligante nos trechos ancorados são (LITTLEJOHN; BRUCE, 1975; XANTHAKOS, 1991):

- a) adesão: promove a aderência inicial, antes do escorregamento. Ocorre devido, principalmente, à aglutinação física da nata de cimento nas rugosidades microscópicas do aço, além da ação de forças de atração moleculares. Considera-se que essa parcela desaparece quando deslizamentos da ordem de grandeza das rugosidades do aço ocorrerem;
- b) atrito: este componente depende da tensão confinante, das características superficiais do aço e da grandeza dos deslizamentos, porém é independente da magnitude das tensões na armadura. Os fenômenos de dilatância e encunhamento do ligante também contribuem para a resistência por atrito, uma vez que deformações radiais são mobilizadas quando deformações longitudinais ocorrerem;
- c) intertravamento mecânico: ocorre de maneira similar à parcela física da adesão, porém em escala muito maior, uma vez que a resistência ao cisalhamento da nata de cimento é mobilizada nas nervuras da armadura.

Segundo Littlejohn e Bruce (1975), a adesão é a componente mais importante quando o trecho ancorado for curto. Todavia, para trechos mais longos, os três mecanismos podem ocorrer simultaneamente. Contudo, os autores não diferenciam claramente trechos curtos e longos. A ruptura da componente de adesão é a primeira a ocorrer, sendo este componente gradualmente substituído pelas resistências por atrito e por intertravamento mecânico. Estes dois últimos mecanismos tendem a aumentar com compressão lateral e diminuir com tração lateral. A resistência ao cisalhamento da nata de cimento e as características superficiais da armadura são fatores determinantes na avaliação da grandeza desta tensão de contato. Os autores trazem uma representação idealizada dos três mecanismos que pode ser visualizada na Figura 2.22.

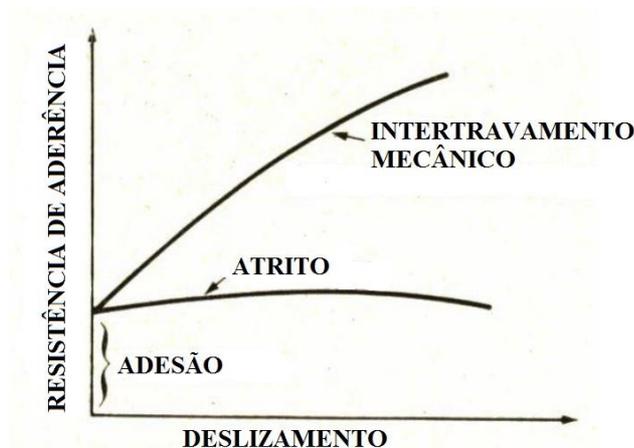


Figura 2.22 – Representação idealizada dos principais componentes de aderência (adaptado de LITTLEJOHN; BRUCE, 1975)

Similar à equação de Bustamante e Doix (1985) previamente descrita, Macedo (1993) e Springer (2006) afirmam que o deslizamento da armadura pode ser verificado analogamente pela equação 2.4 abaixo, substituindo a tensão de contato ligante-maciço pela tensão de contato armadura-ligante:

$$P_u = \pi * D * L_0 * \tau_{uB} \quad (\text{equação 2.4})$$

Sendo:

τ_{uB} = tensão média de contato na interface armadura-ligante na ruptura (MPa).

Hanna¹¹ (1982, apud MACEDO, 1993), baseado em ensaios de outros autores, afirma que o modelo dos três mecanismos de resistência não condiz com a realidade. Para armaduras lisas, a tensão de contato antes do deslizamento depende da adesão e, após o deslizamento, do atrito. Já para armaduras nervuradas, a tensão de contato depende do esmagamento da nata nas rugosidades da barra. De fato, ao utilizar o método de dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014), barras nervuradas (de alta aderência) podem apresentar um ganho de aderência de 125% em relação às barras lisas, como é o caso de um aço CA-50, de diâmetro 32 mm e concreto com resistência característica igual a 25 MPa. Portanto, este ganho de resistência deve estar relacionado ao intertravamento mecânico.

¹¹ HANNA, T. H. **Foundations in tension: ground anchors**. Clausthal [Alemanha]: Trans Tech Publications, 1982, 573 p.

A NBR 5629 (ABNT, 2006b) não aborda a questão de dimensionamento para verificar a capacidade de ancoragem entre a barra e o aglutinante, a não ser pelos ensaios de recebimento e qualificação, por meio de verificações de condições limites de deformação elástica e plástica. No primeiro ensaio são medidos os deslocamentos da cabeça do tirante, tanto em fase de carga como de descarga. Já no segundo ensaio são verificados a capacidade de carga do tirante e seus deslocamentos sob carga, calculando assim o comprimento livre e avaliando o atrito ao longo deste comprimento, a partir dos deslocamentos observados. Na ausência destes ensaios, a Tecnosolo Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais (1978) recomenda o método de cálculo conforme a norma de concreto armado, atualmente a NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto, cabe destacar os aspectos preconizados pela norma brasileira de concreto armado. Uma barra de aço CA-50, por exemplo, de alta aderência, diâmetro igual a 32 mm, ancorada em concreto de resistência característica de 25 MPa, deve ter um comprimento ancorado de 1,20 m.

Hawkes e Evans¹² (1951, apud LITTLEJOHN; BRUCE, 1975) concluíram, a partir de ensaios de arrancamento no Reino Unido, que a distribuição de tensões de aderência ao longo de uma armadura ancorada em uma peça de concreto obedece a uma expressão potencial, conforme a equação 2.5.

$$\tau_x = \tau_0 * e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (\text{equação 2.5})$$

Sendo:

τ_x = tensão de aderência a uma distância x da extremidade de aplicação da carga (MPa);

τ_0 = tensão de aderência na extremidade de aplicação da carga (MPa);

d = diâmetro da barra (mm);

A = constante que relaciona a tensão axial com a tensão de aderência.

Assumindo que uma força de tração aplicada (P) é igual à soma do total da tensão de aderência multiplicado pela área superficial do elemento de ancoragem, Phillips¹³ (1970, apud

¹² HAWKES, J. M.; EVANS, R. H. Bond stresses in reinforced concrete columns and beams. **The Structural Engineer**, Londres, v. 29, n. 12, p. 323-327, 1951.

¹³ PHILLIPS, S. H. E. **Factors affecting the design of anchorages in rock**. Cementation Research Report R48/70, Cementation Research Ltd., Rickmansworth, Herts. 1970.

LITTLEJOHN; BRUCE, 1975) realizou uma integração da equação anterior ao longo de todo comprimento da barra. O autor então concluiu que o valor de P é dado pela equação 2.6.

$$P = \frac{\pi * d^2 * \tau_0}{A} \quad (\text{equação 2.6})$$

Portanto, substituindo a equação 2.5 na equação 2.6, tem-se a equação 2.7.

$$\frac{\tau_x}{P} * (\pi * d^2) = A * e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (\text{equação 2.7})$$

As equações 2.5 e 2.7 são representadas graficamente na Figura 2.23, que mostra a variação da tensão cisalhante ao longo da ancoragem e depende do valor da constante A. Quanto maior o valor de A, maior será a concentração de tensão na extremidade livre ou na extremidade de aplicação de carga na barra. Quanto menor o valor de A, mais bem distribuídas serão as tensões ao longo da barra. É importante salientar que esses valores de A foram obtidos para barras de aço em concreto, porém podem ser aplicáveis para ancoragens em rocha.

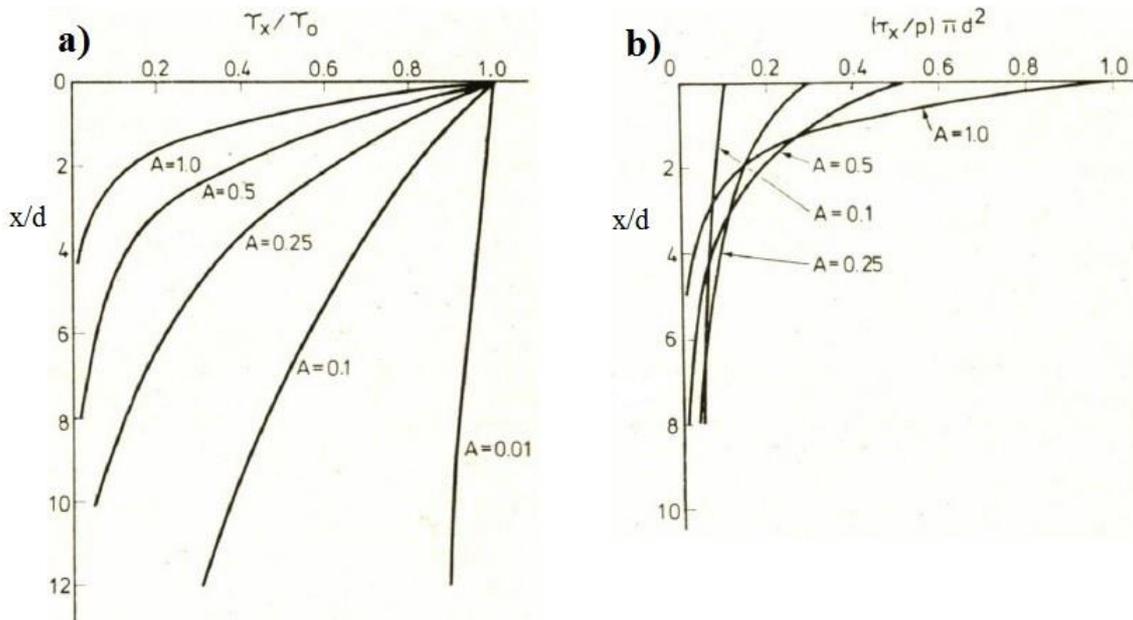


Figura 2.23 – a) Distribuição teórica de tensões ao longo da ancoragem (HAWKES; EVANS, 1951 apud LITTLEJOHN; BRUCE, 1975); b) Distribuição de carga ao longo da ancoragem assumindo AL/d grande (PHILLIPS, 1970 apud LITTLEJOHN; BRUCE, 1975)

Segundo Brown¹⁴ (1970, apud SPRINGER, 2006), com base em trabalhos experimentais realizados em maciços rochosos, a equação 2.8 e a equação 2.9, para tensão de aderência no contato nata-barras, podem ser propostas para barras lisas e nervuradas, respectivamente. Ancoragens com barras nervuradas apresentam uma tensão de arrancamento cinco vezes maior do que ancoragens com barras lisas.

$$\tau_{uB} = 0,17 * \sqrt{C_0} \quad (\text{equação 2.8})$$

$$\tau_{uB} = 0,96 * \sqrt{C_0} \quad (\text{equação 2.9})$$

Sendo:

C_0 = resistência à compressão uniaxial da nata de cimento (MPa).

2.3.3.3 Ruptura por perda de carga

As ancoragens protendidas passam por situações variáveis de estado de tensões ao longo do tempo. A carga aplicada na cabeça de ancoragem é equilibrada pela reação do maciço rochoso, que, por este motivo, sofre uma certa deformação. Devido a características intrínsecas das rochas, esta deformação não é constante e aumenta com o tempo, causando perda de carga por fluência (MACEDO, 1993).

De acordo com o autor, existem outros mecanismos que causam perda de carga na ancoragem além da fluência, são eles: a relaxação da armadura, o deslizamento da armadura durante a incorporação, a deformação do apoio da placa na cabeça da ancoragem, o atrito das armaduras dentro da bainha, o efeito da componente tangencial à placa, o efeito de grupo e os fenômenos de corrosão a médio e longo prazo.

A NBR 5629 (ABNT, 2006b) exige que sejam realizados ensaios de fluência em 1% das ancoragens por obra, por tipo de terreno e por tipo de tirante, obedecendo a um mínimo de dois ensaios por obra. Tais ensaios são realizados com carga constante e medições de deslocamentos na cabeça do tirante são realizadas. Ensaios de fluência podem ser executados em conjunto com os ensaios de qualificação, visto que os níveis de carregamentos são os mesmos.

¹⁴ BROWN, D. G. Uplift Capacity of routed rock anchors. **Ontario Hydro Research Quarterly**, v. 22, n. 4, p. 18-24. 1970.

2.3.3.4 Ruptura da armadura, da zona de apoio e da cabeça de ancoragem

A NBR 5629 (ABNT, 2006b) faz uma diferenciação no dimensionamento da seção de aço para tirantes ancorados permanentes e provisórios. O cálculo deve ser feito a partir do esforço máximo a que o tirante é submetido, conforme a equação 2.10 e a equação 2.11 abaixo, para ancoragens permanentes e provisórias, respectivamente. As equações diferem apenas no fator de segurança, sendo este igual a 1,75 para o primeiro caso, e igual a 1,50 para o segundo. A tensão admissível deve ser considerada, ainda, como 90% da resistência característica do aço à tração.

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} * 0,9 \quad (\text{equação 2.10})$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} * 0,9 \quad (\text{equação 2.11})$$

Sendo:

σ_{adm} = tensão admissível (MPa);

f_{yk} = resistência característica do aço à tração (MPa).

Ou seja, independente se a armadura é constituída por fios, barras ou cordoalhas, o dimensionamento da seção é função da tensão admissível especificada em projeto (MACEDO, 1993). Mitchell (1987) avalia que não há um consenso a respeito do valor dos coeficientes de segurança empregados para dimensionamento da armadura, sendo estes variáveis com os critérios de seleção.

É importante ressaltar que a ausência de falhas no processo executivo é de extrema importância para garantir a segurança da estrutura. De acordo com Floriano (2014), em observações em cortinas atirantadas no Rio Grande do Sul, o fator de segurança atribuído em nível de projeto para a armadura permanente não é suficiente se falhas executivas permitirem a corrosão das peças ancoradas.

A ruptura da zona de apoio deve-se à falha da estrutura de apoio, que pode ocorrer se a reação sobre esta estrutura promover puncionamento no apoio ou no próprio maciço, para o caso de rochas resistentes. Armaduras específicas (para puncionamento e fretagem), no caso do apoio ser de concreto armado ou projetado, podem evitar este mecanismo (FLORIANO, 2014).

Azambuja e Floriano (2017), ao avaliar diversas cortinas atirantadas com sinistros ou degradação acelerada, identificaram problemas na cabeça de ancoragem devido, principalmente, ao recobrimento insuficiente, uso de concreto de má qualidade, falta de injeção de nata de cimento neste local e falta de armadura de punção ou de fissuração superficial.

2.4 ENSAIO *COMPOSITE CYLINDER BOND TEST* (CCBT)

A presente seção visa detalhar a metodologia de ensaio *Composite Cylinder Bond Test* (CCBT) utilizada nesta dissertação. Esta metodologia foi desenvolvida na UFRGS, em parceria com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER-RS), no início da década de 1990, todavia, até o presente momento, foi pouco utilizada.

2.4.1 Introdução

O ensaio de laboratório denominado de *Composite Cylinder Bond Test* foi desenvolvido e testado inicialmente por Macedo et al. (1991) e por Macedo (1993) para obras de cortinas atirantadas em rochas efusivas da Formação Serra Geral, na região serrana do Rio Grande do Sul. Posteriormente, Floriano (2014) também validou a nova metodologia para rochas areníticas das Formações Botucatu e Rio do Rastro, na Serra do Espigão, em Santa Catarina.

A motivação de Macedo (1993) foi elaborar um novo método de ensaio de laboratório para estimar a tensão de contato entre a rocha e a selagem do trecho ancorado, de tal forma que pudesse ser um ensaio simples e possível de ser executado em pequenos laboratórios. Entretanto, o ensaio CCBT não determina a tensão de contato última (τ_{uR}), mas sim um valor de tensão de adesão (S_W), uma vez que a parcela de resistência devido ao atrito é desconsiderada. Portanto, espera-se que o valor da razão τ_{uR}/S_W seja maior que a unidade.

A desconsideração da parcela de atrito na interpretação desta metodologia salienta o conservadorismo do ensaio para fins práticos, mantendo assim, no trecho ancorado, um nível de tensões que preserva a integridade da nata de cimento, evitando sua fissuração e a penetração de agentes agressivos à armadura. O ensaio pode ser aplicado tanto em fase de projeto quanto durante a execução da obra, permitindo, neste último caso, verificar e, se necessário, redimensionar a estrutura (MACEDO, 1993).

A metodologia de Macedo (1993) consiste em obter a tensão de adesão na interface, por meio de uma série de ensaios de compressão axial que devem ser realizados em corpos de prova cilíndricos mistos (nata de cimento e rocha). O CCBT é baseado no ensaio de resistência de adesão entre concreto e resinas epóxi, da *American Society for Testing and Materials* (1984), vigente na época. Segundo Macedo (1993, p. 110):

A ruptura do corpo de prova, carregado axialmente, dispensa considerações sobre a reprodução, em laboratório, do estado de tensões de um ponto discreto do trecho ancorado em função da sua localização no interior do maciço rochoso e da variação das tensões normais durante o carregamento do trecho ancorado.

Ainda, conforme o autor, tais considerações seriam necessárias no ensaio de cisalhamento direto. Porém, há dificuldade de se dispor de um equipamento que suporte níveis de tensões coerentes com a realidade. Além disso, o efeito da dilatação da nata de cimento, apesar de pouco conhecido nas ancoragens em rochas, deveria ser quantificado, a fim de determinar essas tensões.

Para a realização dos ensaios CCBT, deve-se reproduzir as características físicas do furo onde o elemento ancorado é instalado com o máximo de precisão possível. Na prática, as coroas diamantadas definem uma superfície muito pouco rugosa, com textura definida pela matriz e mineralogia da rocha, fato que deve ser buscado nos cortes dos testemunhos. Testemunhos que apresentem feições descontínuas (falhas abertas) do maciço não devem ser utilizados nos ensaios (MACEDO, 1993).

A tensão de contato, obtida dos ensaios CCBT, resulta da ruptura das forças de adesão entre nata de cimento e rocha. Ou seja, é a máxima tensão alcançada pela componente de adesão, parcela que contribui na resistência ao deslizamento. Essa parcela de adesão atua enquanto os deslocamentos relativos entre as partes forem pequenos (MACEDO, 1993).

2.4.2 Descrição do método de ensaio

Os ensaios devem ser realizados, preferencialmente, com dois conjuntos de corpos de prova compostos, que constituem uma série. Os conjuntos são definidos pelos ângulos de corte, sendo eles de 30° e 45° em relação à vertical, em uma das extremidades, e a 90° com o eixo do testemunho na outra. As amostras devem ser cortadas com serra diamantada, com auxílio de gabaritos para corte nos ângulos corretos. Dois corpos de prova podem ser talhados com um mesmo corte, sendo a superfície final da junta em formato elíptico. Além dos corpos de prova

mistos nata-rocha, devem ser moldados corpos de prova exclusivamente de nata de cimento (utilizando a mesma mistura confeccionada para moldagem dos corpos de prova mistos), conforme normatização vigente (MACEDO, 1993).

Macedo (1993) ainda salienta que os testemunhos de sondagem devem possuir uniformidade de diâmetro e serem representativos do maciço rochoso quanto às características mecânicas, texturais e microestruturais. As características estruturais, como fendas e fraturas, devem ser evitadas.

Um conjunto deve ter 12 corpos de prova, totalizando uma série com 24 corpos de prova (12 para cada ângulo), porém, quando a amostragem não for suficiente, pode-se admitir, excepcionalmente, uma quantidade inferior de corpos de prova. Sugere-se a utilização da mesma mistura de nata de cimento para toda a série, necessitando-se, assim, de 24 formas cilíndricas para os ensaios CCBT, além de mais 6 formas cilíndricas para os ensaios de compressão simples apenas da nata de cimento (MACEDO, 1993). No trabalho do autor, esse mesmo número de corpos de prova mistos foi confeccionado para cada série. No entanto, na presente dissertação, não foi seguida a recomendação de Macedo (1993) quanto à separação em séries e conjuntos, mas foram realizadas moldagens misturando-se aleatoriamente as litologias e ângulos de corte para eliminar possíveis fatores externos nos resultados (procedimentos que serão detalhados no capítulo 4).

A moldagem dos corpos de prova é iniciada com a nata de cimento sendo despejada sobre o testemunho cortado da rocha, previamente posicionado dentro de um molde cilíndrico, untado com óleo, ou outro produto, para facilitar a desmoldagem. Cuidados devem ser tomados para que os testemunhos fiquem perfeitamente acomodados dentro das formas e para que a superfície da junta não seja contaminada pelo óleo desmoldante. A nata de cimento deve ser preparada com o mesmo tipo de cimento e o mesmo fator água/cimento em massa (a/c) utilizado na prática em campo (MACEDO, 1993).

Conforme a NBR 7215 (ABNT, 1996), os corpos de prova devem ser curados em câmara úmida ou por imersão em água por 28 dias até o dia do ensaio, e os procedimentos de ruptura por compressão axial devem seguir a mesma norma.

2.4.3 Interpretação dos resultados

Segundo Macedo (1993, p. 114):

A obtenção da resistência de junta é um assunto bastante discutido quando se estuda, em mecânica das rochas, a resistência de maciços anisotrópicos. Dentre os ensaios realizados com esta finalidade, destacam-se o cisalhamento direto e o triaxial. Eles fornecem os resultados mais adequados aos níveis de sollicitação da maioria dos projetos de engenharia, nos quais se incluem a estabilidade de taludes, fundações de barragens e, algumas vezes, obras subterrâneas.

No entanto, Franklin e Dusseault (1989) salientam que o ensaio triaxial é aplicado quase que exclusivamente para avaliar propriedades mecânicas de rochas intactas, não sendo adequado para avaliar resistência de junta. Isso se deve ao fato de que pequenas deformações cisalhantes fazem com que a rocha entre em contato com as paredes e os pratos metálicos da célula triaxial, podendo causar ruptura da membrana.

Já no ensaio de cisalhamento direto, a aplicação de uma tensão constante e normal ao plano, enquanto uma tensão tangencial é incrementada até que ocorra o deslizamento da junta ou do plano de fraqueza, permite medir a resistência da junta (MACEDO, 1993). Franklin e Dusseault (1989) complementam ao afirmar que rochas intactas são normalmente muito resistentes para serem submetidas a este ensaio, exceto quando estas forem brandas o suficiente para serem cisalhadas ao longo de um plano de fraqueza, como pode ocorrer em folhelhos, por exemplo.

As resistências de pico e residual podem ser identificadas e medidas por um gráfico de tensões cisalhantes por deformações cisalhantes, conforme a Figura 2.24 (a). A resistência de pico corresponde à máxima tensão cisalhante que o corpo de prova pode suportar, enquanto a resistência residual é a menor tensão cisalhante, obtida com o deslocamento máximo da caixa de cisalhamento, que deve ser pelo menos 10% da dimensão do corpo de prova. A razão entre a resistência de pico e a residual, para juntas de rochas, raramente excede o valor de 4, mas é sempre maior que 1, a não ser que a junta possua uma camada de preenchimento ou tenha sido polida no início do ensaio. Essa razão diminui com o aumento da tensão normal de ensaio (FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989).

As envoltórias de resistência (de pico e residual) podem ser plotadas ao lado, em outro gráfico, conforme pode ser visualizado na Figura 2.24 (b). Essas envoltórias relacionam a resistência ao cisalhamento com a tensão normal, sendo que a primeira é tanto maior quanto maior for a tensão normal (FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989).

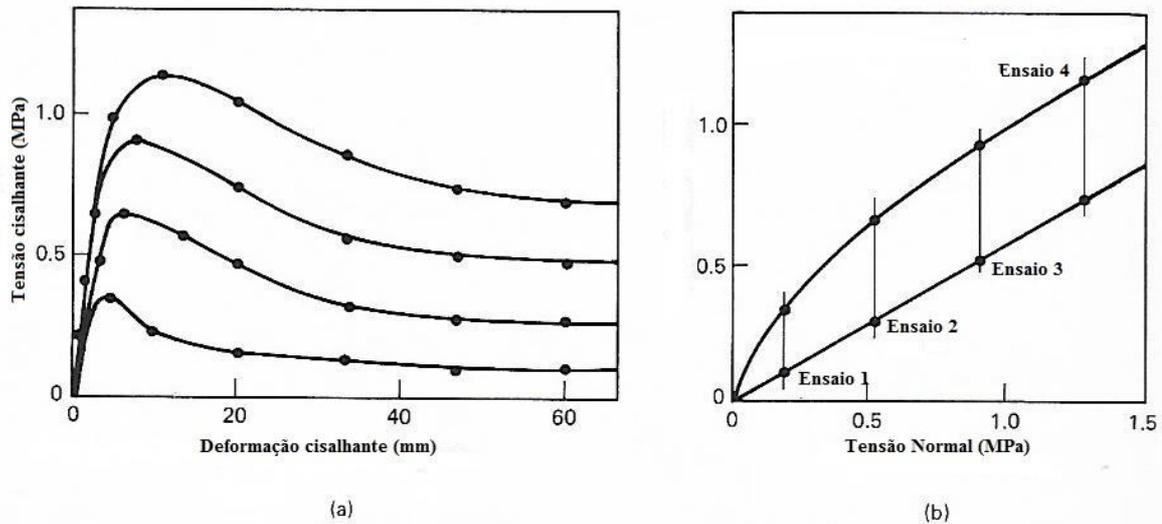


Figura 2.24 – Apresentação de resultados em ensaios de cisalhamento direto: a) tensão cisalhante x deformação cisalhante; b) resistência ao cisalhamento x tensão normal (adaptado de FRANKLIN; DUSSEAULT, 1989, p. 348)

Segundo Macedo (1993), o resultado de S_W do CCBT é obtido pelas equações 2.12 e 2.13, sendo σ_{1A} igual à média das tensões de ruptura do conjunto com juntas a 30° e σ_{1B} igual à média das tensões de ruptura do conjunto com juntas a 45° . Define-se também φ como sendo igual ao ângulo de atrito da junta. A dedução dessas equações em função do estado de tensões está descrita nos parágrafos seguintes. O autor salienta ainda que devem ser considerados apenas os corpos de prova que sofreram a ruptura na junta nata de cimento-rocha, o que será discutido no capítulo de resultados deste trabalho.

$$S_W = \frac{\sigma_{1A}}{4} * (\sqrt{3} - \tan \varphi) \quad (\text{equação 2.12})$$

$$S_W = \frac{\sigma_{1B}}{2} * (1 - \tan \varphi) \quad (\text{equação 2.13})$$

Jaeger (1960) desenvolveu uma teoria, com base nos fundamentos geométricos do círculo de Mohr, abordada também em Jaeger et al. (2007), para um único plano de fraqueza em uma rocha, que serve de embasamento para a interpretação dos ensaios CCBT. Essa teoria baseia-se no estudo dos efeitos da descontinuidade sobre a resistência da rocha.

Segundo Macedo (1993, p. 115), a teoria de Jaeger (1960), para a situação de tensões da Figura 2.25 (situação do ensaio CCBT), tem as seguintes aplicações:

- no estudo do escorregamento através de juntas abertas ou de superfícies cortadas da rocha para o qual o critério de deslizamento é aquele encontrado experimentalmente, e dado pela equação de Coulomb;
- no caso das juntas serem preenchidas com um material de menor resistência, a mesma teoria poderá ser aplicada;
- um material anisotrópico, com planos paralelos de fraqueza, comportar-se-á do mesmo modo que o material do caso b, com um plano de fraqueza único.

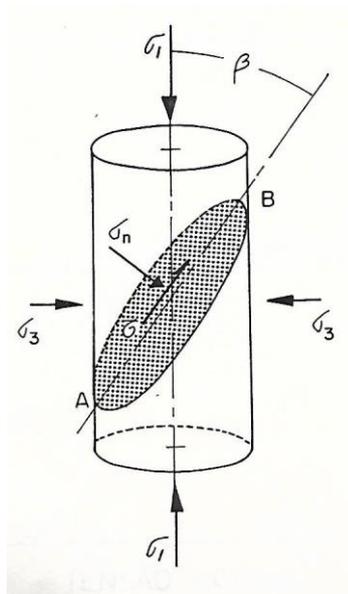


Figura 2.25 – Estado de tensões em um corpo de prova com um plano de fraqueza (AB) no ensaio triaxial (MACEDO, 1993, p. 123)

Sendo a equação de Coulomb, descrita por Macedo (1993), dada pela equação 2.14:

$$S = S_w + \sigma_n * \tan \varphi \quad (\text{equação 2.14})$$

Sendo:

S = resistência ao cisalhamento no plano AB (MPa);

σ_n = tensão normal atuante no plano de fraqueza AB (MPa).

Quando a resistência ao cisalhamento (S) no plano AB da Figura 2.25 for menor ou igual à tensão cisalhante (τ) neste mesmo plano, o deslizamento neste plano de fraqueza do corpo de prova misto será iminente. O plano de fraqueza AB na referida figura forma um ângulo (β), com a direção da tensão principal maior (σ_1). As tensões normais (σ_n) e cisalhantes (τ) no plano de fraqueza AB são dadas pelas equações 2.15 e 2.16 abaixo, respectivamente (JAEGER et al., 2007; MACEDO, 1993).

$$\sigma_n = \frac{1}{2} * (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} * (\sigma_1 - \sigma_3) * \cos 2\beta \quad (\text{equação 2.15})$$

$$\tau = \frac{1}{2} * (\sigma_1 - \sigma_3) * \text{sen } 2\beta \quad (\text{equação 2.16})$$

Substituindo σ_n na equação 2.14 e tomando S igual a τ , e com algumas transformações trigonométricas, obtém-se a equação 2.17, conforme Jaeger et al. (2007).

$$\sigma_1 \geq \sigma_n + \frac{2*(S_w + \sigma_3 * \tan \varphi)}{(1 - \tan \varphi * \tan \beta) * \text{sen } 2\beta} \quad (\text{equação 2.17})$$

No entanto, o ensaio CCBT é um ensaio não confinado, portanto é possível resolver a inequação acima para a situação particular de tensão principal menor nula ($\sigma_3 = 0$). Logo, tem-se a equação 2.18 (MACEDO, 1993).

$$\sigma_1 \geq \frac{2*S_w}{(1 - \tan \varphi * \tan \beta) * \text{sen } 2\beta} \quad (\text{equação 2.18})$$

Portanto, o valor de σ_1 corresponde àquela tensão axial que provoca o deslizamento no plano de fraqueza AB de um corpo de prova submetido a um estado uniaxial de tensões. Para combinações de S_w , φ e β , para as quais a inequação não é satisfeita, não há deslizamento no plano de fraqueza, ocorrendo ruptura da rocha ou da nata de cimento. Quando a resistência da nata de cimento for semelhante à da rocha, tanto a ruptura na junta como a ruptura na rocha ou na nata de cimento pode ser graficamente representada na Figura 2.26. O ponto de mínimo pode ser obtido diferenciando-se a equação 2.18, sendo função apenas do ângulo de atrito, conforme a equação 2.19 (MACEDO, 1993).

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \quad (\text{equação 2.19})$$

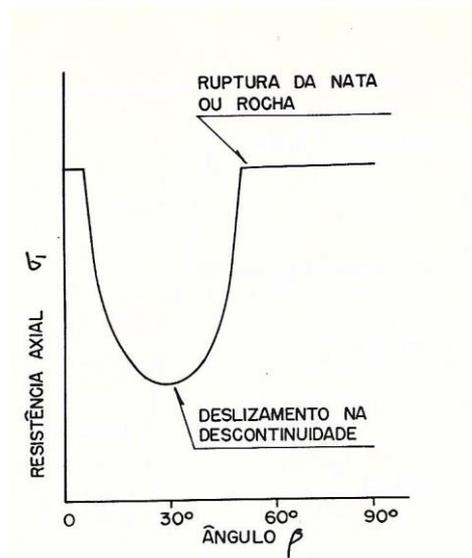


Figura 2.26 – Relações entre as tensões principais na ruptura e o ângulo de junta β (MACEDO, 1993, p. 124)

A metodologia CCBT arbitra duas inclinações de junta diferentes, $\beta_A = 30^\circ$ e $\beta_B = 45^\circ$. Assim sendo, a partir da equação 2.18, duas inequações (equação 2.20 e equação 2.21) com duas variáveis (S_w e φ) são obtidas e formam um sistema determinado, uma vez que as tensões σ_{1A} e σ_{1B} podem ser conhecidas. Estas são as tensões de ruptura no ensaio de carregamento uniaxial dos corpos de prova com juntas a 30° e 45° , respectivamente. Essas equações abaixo são as mesmas descritas na equação 2.12 e na equação 2.13, sendo apenas rearranjadas. (MACEDO, 1993).

$$\sigma_{1A} \geq \frac{4 \cdot S_w}{\sqrt{3} - \tan \varphi} \quad (\text{equação 2.20})$$

$$\sigma_{1B} \geq \frac{2 \cdot S_w}{1 - \tan \varphi} \quad (\text{equação 2.21})$$

Os parâmetros de resistência S_w e φ são as componentes de adesão e atrito, respectivamente, da junta (contato nata de cimento-rocha). A representação gráfica pode ser visualizada na Figura 2.27, onde são mostrados círculos de Mohr para os dois estados de tensões (duas inclinações de junta). Através da interpolação e da declividade da reta que passa pelos pontos de coordenadas (σ_n, τ) , obtém-se os valores de adesão e ângulo de atrito, respectivamente. Essas coordenadas são as tensões mobilizadas (normal e cisalhante) na superfície de contato entre os materiais, e variam conforme o ângulo da junta. Essas tensões são definidas fazendo-se $\sigma_3 = 0$

na equação 2.15 e na equação 2.16, obtendo, assim, as equações 2.22 e 2.23. Estas equações também estão demonstradas na Figura 2.27 (MACEDO, 1993).

$$\sigma_n = \sigma_1 * (\text{sen } \beta)^2 \quad (\text{equação 2.22})$$

$$\tau = \frac{\sigma_1}{2} * \text{sen } 2\beta \quad (\text{equação 2.23})$$

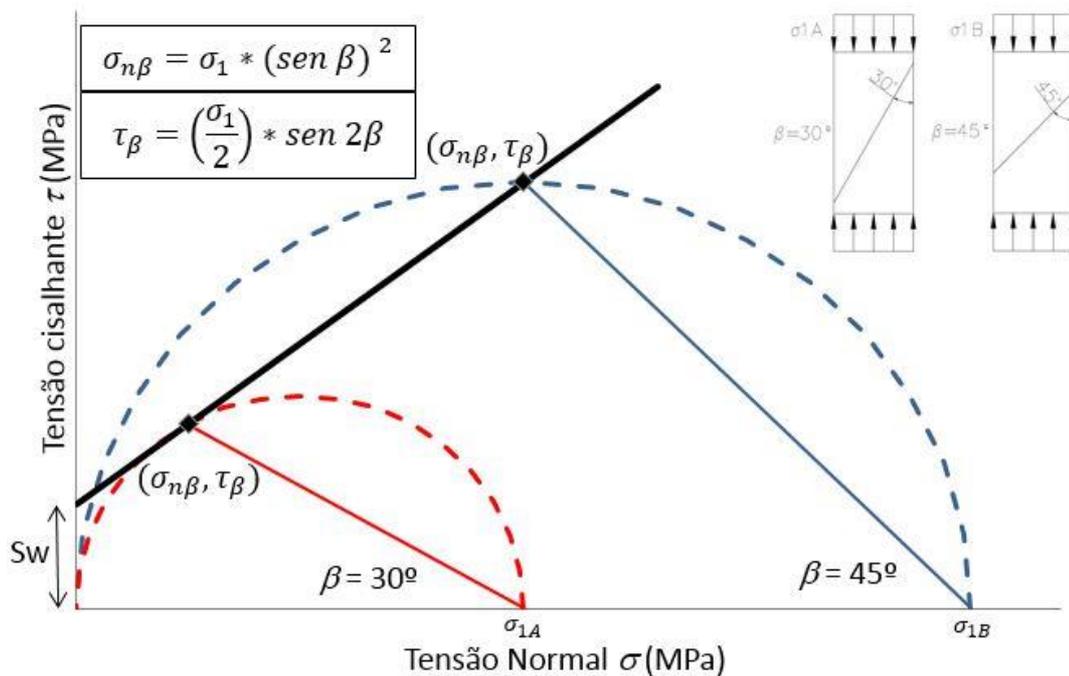


Figura 2.27 – Interpretação gráfica do ensaio CCBT (adaptado de MACEDO, 1993)

Uma vez que o ensaio CCBT fornece apenas as tensões de pico axiais, a parcela de atrito na resistência ao cisalhamento, que é função da tensão normal, deve ser desconsiderada, a favor da segurança. Assim, faz-se a resistência no contato nata de cimento-rocha como função apenas da parcela de adesão, de acordo com a equação 2.24 (MACEDO, 1993).

$$S = S_W \quad (\text{equação 2.24})$$

2.4.4 Resultados anteriores

Até o momento, os únicos trabalhos a abordarem a metodologia CCBT foram os de Macedo (1993) e Floriano (2014). Os dois autores compararam os resultados da nova metodologia de laboratório com ensaios de arrancamento realizados em campo, nos mesmos locais onde

obtiveram suas amostras para os ensaios CCBT. Macedo (1993) encontrou valores de tensões de aderência de campo (q_s) superiores aos valores de tensões de adesão de laboratório (S_w), nas taxas de 34% e 183%. Já Floriano (2014) encontrou valores de tensões de aderência de campo de 3,4% a 8,9% superiores às tensões de adesão obtidas nos ensaios de laboratório. Os valores encontrados pelos autores estão demonstrados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Valores encontrados por Floriano (2014) e Macedo (1993)

Litologia	q_s médio (MPa)	S_w médio (MPa)	q_s/S_w
Dacito* (Formação Serra Geral)	1,70	1,27	1,34
Basalto* (Formação Serra Geral)	4,40	1,55	2,84
Arenito subarcosiano** (Formação Botucatu)	0,39	0,38	1,03
Arenito lítico fino** (Formação Rio do Rastro)	0,40	0,37	1,08
* Dados obtidos de Macedo (1993)			
**Dados obtidos de Floriano (2014)			

O fato de Macedo (1993) ter estudado rochas vulcânicas, enquanto Floriano (2014) estudou rochas sedimentares, pode explicar essa diferença entre as relações de resistência dos ensaios de laboratório com os resultados dos ensaios de arrancamento de campo. Floriano (2014) indica que, entre outros motivos, o elevado grau de fraturamento das rochas vulcânicas favorece a formação de microinjeções ao longo do contato aderente em campo, com a nata de cimento consolidando o furo e elevando a resistência ao arrancamento. Tal fenômeno é bem menos pronunciado em rochas sedimentares.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO

Os testemunhos utilizados para a avaliação deste trabalho são provenientes de sondagens rotativas de um projeto de extração mineral a ser realizado no município de Caçapava do Sul, na região central do Estado do Rio Grande do Sul. A região das sondagens está situada na localidade Minas do Camaquã, distante aproximadamente 45 km do centro da cidade de Caçapava do Sul/RS. Salienta-se que, ao contrário dos trabalhos de Macedo (1993) e Floriano (2014), esta não é uma região onde estão previstas obras utilizando a técnica de ancoragem, portanto, não há disponibilidade de ensaios de arrancamento no local, sendo objetivo deste trabalho a avaliação da diferença do comportamento de adesão em diferentes litologias sedimentares apenas em laboratório.

Na Figura 3.1 abaixo, uma imagem de satélite da região destaca os três furos de sondagem identificados como 131, 132 e 146, assim como a localidade de Minas do Camaquã nas proximidades. Os furos foram georreferenciados com coordenadas do sistema Universal Transversa de Mercator (UTM) apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Coordenadas UTM dos furos de sondagem

Furo nº	Coordenadas UTM		Cota Z (m)	Profundidade do furo (m)
	X (m) - Oeste	Y (m) - Sul		
131	262665	6576165	217	30,65
132	262749	6576382	244	31,45
146	263265	6576975	294	291,70



Figura 3.1 – Localização exata dos furos de sondagem (GOOGLE INCORPORATION, 2017)

3.2 CONTEXTO GEOLÓGICO

A região de Minas do Camaquã está localizada no extremo sul do Brasil, na porção central do Escudo Sul-Rio-Grandense (ESRG), conforme a Figura 3.2, e está inserida no contexto evolutivo da Bacia do Camaquã (BC). O ESRG abrange uma região de 65.000 km² e destaca-se em geologia pré-cambriana do Brasil por uma grande diversidade de associações petrotectônicas em uma área de dimensões reduzidas (CHEMALE JUNIOR, 2000). De acordo com Hartmann e Remus (2000), a BC recobre parcialmente as quatro unidades principais do ESRG (Batólito Pelotas, Cinturão Porongos, Bloco São Gabriel e Bloco Taquarembó) em diversos riftes. Conforme Paim et al. (2000), a BC está assentada sobre os terrenos ígneos e metamórficos do ESRG.

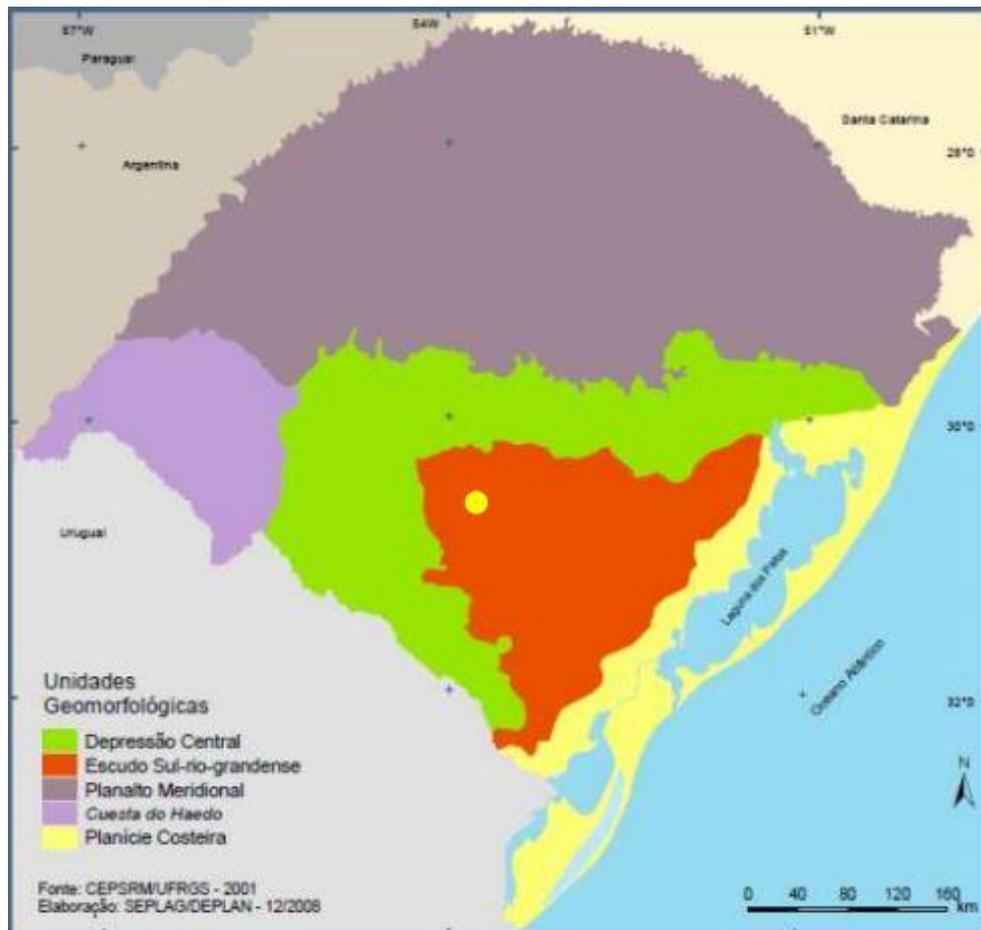


Figura 3.2 – Unidades geomorfológicas do Rio Grande do Sul (a área em estudo encontra-se destacada por um ponto amarelo no Escudo Sul-Rio-Grandense) (GEOPROSPEC GEOLOGIA E PROJETOS AMBIENTAIS LTDA., 2016)

A evolução geológica da BC pode ser caracterizada por uma alternância entre intervalos predominantemente deposicionais, caracterizados por acúmulo de espessos pacotes sedimentares e vulcano-sedimentares, sendo estas fases dominadas por uma intensa subsidência aliada a um volumoso aporte sedimentar. Também ocorreram intervalos erosionais, caracterizados por domínio de deformação e consequente erosão parcial das sucessões acumuladas no cenário geológico (PAIM et al., 2000).

Os furos de sondagem foram localizados, de acordo com classificação em mapa da CPRM (2006), no supergrupo da Bacia do Camaquã, no Grupo Guaritas e na Formação Varzinha, nas proximidades com a Formação Pedra do Segredo. A Formação Varzinha é caracterizada por conglomerados polimíticos (ou seja, com clastos provenientes de diversas rochas), arenitos e pelitos relacionados a sistemas fluvial e desértico, e possui formação datada da era Paleozóica e período Ordoviciano médio (460 a 488 milhões de anos). A localização das sondagens no

mapa pode ser visualizada na Figura 3.3. Na referida figura, a região dos furos está destacada em um círculo preto.

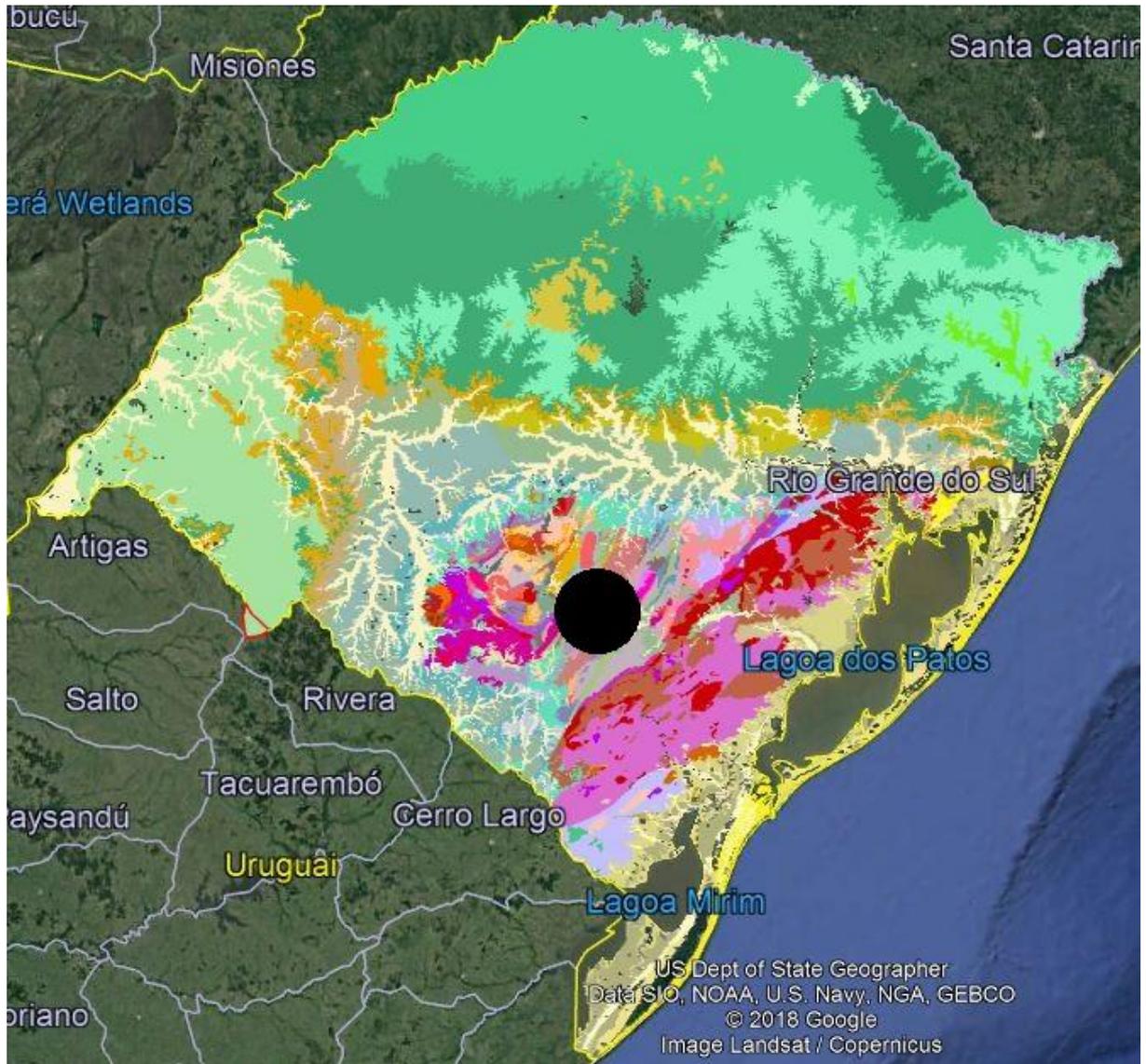


Figura 3.3 – Localização dos furos de sondagem no contexto geológico do Rio Grande do Sul (GOOGLE INCORPORATION, 2017)

O Grupo Guaritas, depositado durante o Eocambriano, constitui-se na unidade de topo do Supergrupo Camaquã e é formado por rochas areníticas e conglomeráticas, de origem aluvial e eólica. Este grupo registra o final da sedimentação em bacia extensional do tipo rifte durante o Cambriano, desenvolvida em área que posteriormente seria recoberta por ampla bacia intracratônica (a Bacia do Paraná), a partir do Ordoviciano. Os arenitos apresentam intensa cimentação carbonática e correspondem, predominantemente, a arcóseos e subarcóseos e,

subordinadamente, a arenitos líticos (ALMEIDA, 2005; ALMEIDA et al. 2010; NÓBREGA et al., 2008; ROS et al., 1994). Segundo Paim et al. (2000), a Formação Varzinha corresponde à unidade superior do Grupo Guaritas (a inferior é denominada Formação Pedra Pintada), e é caracterizada por fácies aluviais, substituídas, seção acima, por uma sucessão deltaica.

Nóbrega (2011), por meio de petrografia de seções delgadas, concluiu que as amostras por ele obtidas da formação Varzinha possuem cimentação carbonática, com cimentação ferruginosa associada. Quanto ao arcabouço, há predomínio de grãos sub-angulosos, com ocorrência de grãos angulosos e sub-arredondados.

Conforme o autor supracitado, o conhecimento da proveniência dos detritos que originaram rochas sedimentares é fundamental para reconstruir a história dos sedimentos e conhecer as rochas que deram origem a elas. Pode-se, assim, deduzir as características das áreas fontes por meio das propriedades composicionais e texturais dos sedimentos. A proveniência de rochas areníticas pode ser avaliada pela caracterização dos principais componentes do arcabouço (quartzo, feldspato, fragmentos líticos), fornecendo informações indiretas sobre as rochas fonte. Por outro lado, em rochas conglomeráticas, o grau de fragmentação do cascalho pode fornecer informações importantes sobre as rochas de origem. Nas lâminas delgadas de rochas da Formação Varzinha, o autor encontrou, nos arcóseos e arcóseos líticos identificados, fragmentos de quartzito, granito, xisto e arenito, às vezes em tamanho milimétrico.

Segundo análises modais de Ros et al. (1994), os fragmentos líticos dos arenitos do grupo Guaritas abrangem, em média, 5,5% de rochas vulcânicas, 4,3% de rochas metamórficas e 0,1% de rochas sedimentares. Esses autores concluíram que a principal fonte de sedimentos do grupo Guaritas estaria a oeste da Bacia do Camaquã, sendo formada por rochas plutônicas (granitos), vulcânicas (riolitos, tufos ácidos e ignimbritos) e metamórficas (ardósias, filitos, xistos, metavulcânicas, metassedimentares e gnaisses). Os autores classificam essas rochas como arcóseos líticos e litoarenitos arcoseanos. Já Nóbrega (2011) identificou as rochas do Grupo Guaritas como arcóseos, subarcóseos e sublitoarenitos.

4 METODOLOGIA

Este capítulo descreve a metodologia da pesquisa, abordando a caracterização física, granulométrica, textural e composicional das rochas avaliadas, assim como os ensaios que objetivam estudar suas propriedades mecânicas.

4.1 IDENTIFICAÇÃO DE LITOLOGIAS

Por meio de análise tátil-visual dos testemunhos de sondagem disponíveis (furos de sondagem previamente citados), foram separadas três litologias típicas para avaliação do comportamento de aderência. Estes testemunhos têm origem em estudos realizados no Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro (LPM) da UFRGS, a partir de sondagens profundas de uma área de prospecção. Tais litologias foram identificadas como **conglomerado (C)**, **arenito muito fino (AMF)**, de maior resistência, coloração avermelhada e com planos de estratificação visíveis e inclinados em ângulo em relação ao eixo de sondagem e **arenito médio (AM)**, de menor resistência, coloração clara e sem planos de estratificação visíveis a olho nu. A Figura 4.1 ilustra as três litologias separadas, identificadas por letras.

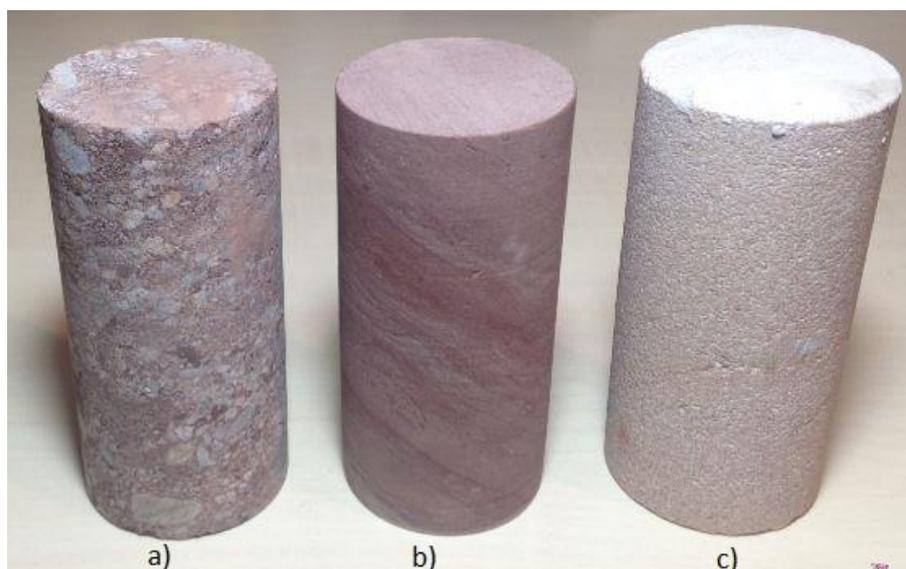


Figura 4.1 – Amostras típicas das três litologias avaliadas: a) conglomerado; b) arenito muito fino; c) arenito médio

Salienta-se que, após sua seleção, esses testemunhos foram cuidadosamente embalados em plástico tipo bolha e armazenados em caixas de resistência adequada para serem transportados com segurança, conforme a Figura 4.2.



Figura 4.2 – Armazenamento dos testemunhos para transporte

4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS

O peso específico real dos grãos (γ_s) foi obtido seguindo a NBR 6458 (ABNT, 2016b), no Laboratório de Geotecnologia (LAGEOtec) da UFRGS. As amostras foram preparadas em conformidade com a NBR 6457 (ABNT, 2016a), com secagem prévia ao ar. As rochas foram previamente apiloadas utilizando-se equipamentos manuais como mão de gral, marreta e almofariz, conforme as fotos da Figura 4.3. Esses procedimentos são normatizados para solos, não sendo comumente realizados em rochas, entretanto, foram utilizados como referência a fim de ampliar a caracterização dos materiais e verificar a viabilidade de aplicação também para rochas, comparando com as análises petrográficas.



Figura 4.3 – Apiloamento manual: amostras naturais e após o apiloamento

As amostras cortadas para os ensaios de resistência à compressão simples e ensaios CCBT foram medidas e pesadas a fim de determinar o peso específico natural (γ_n).

Adicionalmente, foram realizados ensaios para determinação do peso específico aparente seco ($\gamma_{a_{sec}}$) e saturado ($\gamma_{a_{sat}}$), porosidade aparente (η_a) e absorção d'água aparente (α_a). A caracterização dessas propriedades é realizada por meio de um ensaio, para cada litologia, padronizado pela NBR 12766 (ABNT, 1992). Para a realização desse ensaio é necessário a disponibilidade de uma estufa capaz de manter a temperatura em $110 \pm 5^\circ \text{C}$ e uma balança para pesagem hidrostática, a fim de obter o peso das amostras na condição submersa, conforme preconiza a norma. Essas atividades foram realizadas no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.

4.3 GRANULOMETRIA

A granulometria dos materiais foi obtida conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016c), também no LAGEOtec (UFRGS). De acordo com essa norma, as amostras foram preparadas em concordância com a NBR 6457 (ABNT, 2016a), sendo previamente apiloadas como descrito na seção anterior. Da mesma forma que descrito no item 4.2, esses procedimentos são práticas usuais em solos, porém a possibilidade de caracterizar a distribuição granulométrica motivou a adaptação para rochas, sendo possível comparar com os resultados de granulometria da análise petrográfica e verificar a coerência e similaridade entre eles.

4.4 ANÁLISE PETROGRÁFICA

De acordo com Bogg Junior (1992), a análise petrográfica microscópica é uma das principais maneiras de avaliar a composição das partículas de arenitos.

Para a análise das litologias, lâminas delgadas impregnadas foram confeccionadas no Laboratório de Preparação de Amostras do Instituto de Geociências (IGEO) da UFRGS. Foram interpretadas seis lâminas delgadas, sendo que em três delas (uma para cada litologia em estudo neste trabalho) foi realizada uma análise petrográfica qualitativa, considerando textura, composição primária, composição diagenética, tipos de poros, classificação e interpretação de sequências e ambientes diagenéticos e proveniência, além de documentação fotomicrográfica

óptica com legendas descritivas. Nas demais, foi feita apenas documentação fotomicrográfica óptica com legendas descritivas.

As análises foram realizadas por meio de luz paralela (polarizadores descruzados) e luz polarizada (polarizadores cruzados), de forma que os minerais pudessem ser melhor caracterizados. As amostras de onde foram obtidas as lâminas podem ser visualizadas na Figura 4.4, já as lâminas confeccionadas estão ilustradas na Figura 4.5. A identificação delas e o modo de interpretação a que foram submetidas pode ser verificado na Tabela 4.1. A lâmina de número 4 não foi submetida à interpretação, por isso não está na Figura 4.5 e na Tabela 4.1.



Figura 4.4 – Amostras de onde foram obtidas as lâminas delgadas

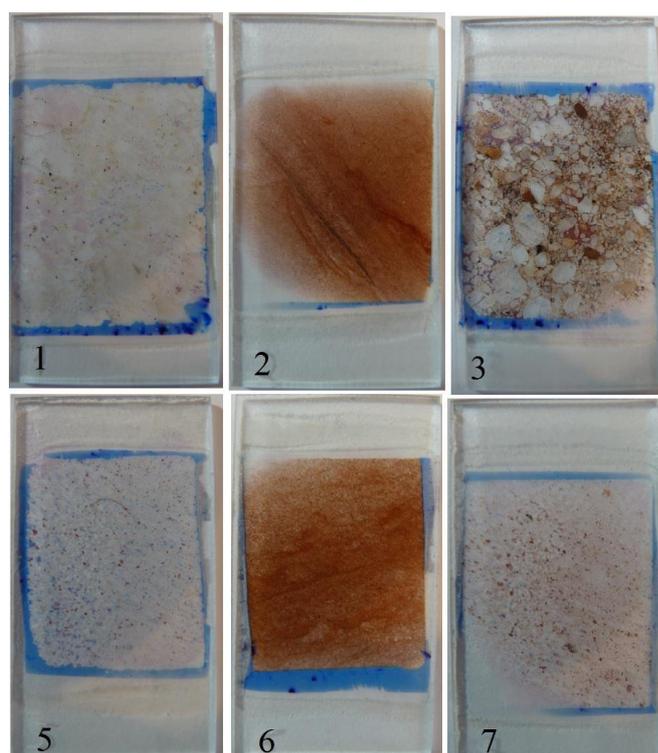


Figura 4.5 – Lâminas delgadas impregnadas numeradas

Tabela 4.1 – Identificação das lâminas delgadas

Lâmina nº	Litologia	Análise qualitativa	Documentação fotomicrográfica
1	Conglomerado	Não	Sim
2	Arenito muito fino	Sim	Sim
3	Conglomerado	Sim	Sim
5	Arenito médio	Sim	Sim
6	Arenito muito fino	Não	Sim
7	Arenito médio	Não	Sim

As lâminas permitem uma melhor identificação da formação do material, corroborando com a análise das rupturas observadas macroscopicamente. Por meio da classificação textural e da classificação composicional, ambas de Folk (1968), pode-se classificar as rochas sedimentares. A classificação textural baseia-se no tamanho dos grãos que constituem a composição primária das rochas (arcabouço e matriz), ao passo que a classificação composicional separa essas em termos do conteúdo mineralógico apenas do arcabouço.

4.5 CORTE DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM

Após seleção tátil-visual dos testemunhos de sondagem, buscando identificar litologias semelhantes, foram realizados os cortes dos mesmos com um disco diamantado de 7 polegadas de diâmetro. É importante evitar características estruturais como fendas e fissuras nos segmentos a serem cortados para posteriormente serem submetidos aos ensaios CCBT e resistência à compressão simples (RCS). O sistema de corte foi refrigerado com água.

Primeiramente, os testemunhos eram cortados em ângulos de 90° com o seu eixo, com auxílio de um gabarito de madeira (conforme fotos na Figura 4.6), formando cilindros. O gabarito deve possuir uma fenda para marcar a dimensão do corpo de prova. A Figura 4.6 (a) ilustra o gabarito de cortes a 90°, enquanto a Figura 4.6 (b) ilustra o momento do corte. As amostras eram então inspecionadas visualmente para avaliar possíveis imperfeições macroscópicas do corte, no caso dessa ocorrência, os testemunhos eram descartados. Após essa etapa, as amostras submetidas ao ensaio de resistência à compressão simples já estavam prontas para serem ensaiadas.

Por outro lado, os corpos de prova a serem ensaiados na metodologia CCBT eram cortados em ângulos de 30° e 45°, com auxílio de outro gabarito de madeira, conforme as fotos na Figura 4.7. Este segundo gabarito deve possuir fendas para a serra cortar os corpos de prova nos ângulos requeridos, além de duas bases com diferentes orientações de modo que formem um

ângulo de 90° com as respectivas fendas (Figura 4.7 (a)), para que possam ser apoiadas na mesa de cortes (Figura 4.7 (b)). Todos esses procedimentos foram realizados no LEME (UFRGS).

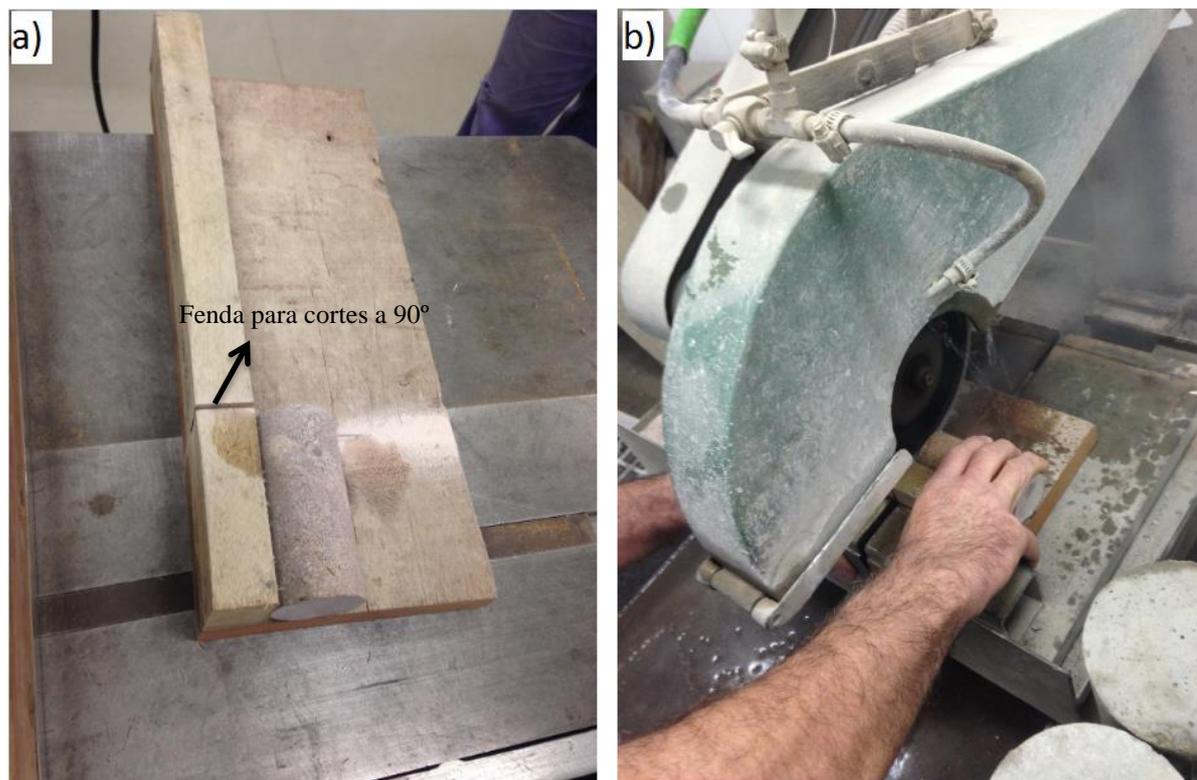


Figura 4.6 – Cortes a 90° com o eixo em testemunhos a serem utilizados nos ensaios de resistência à compressão simples e nos ensaios CCBT: a) detalhe do gabarito; b) detalhe do momento do corte

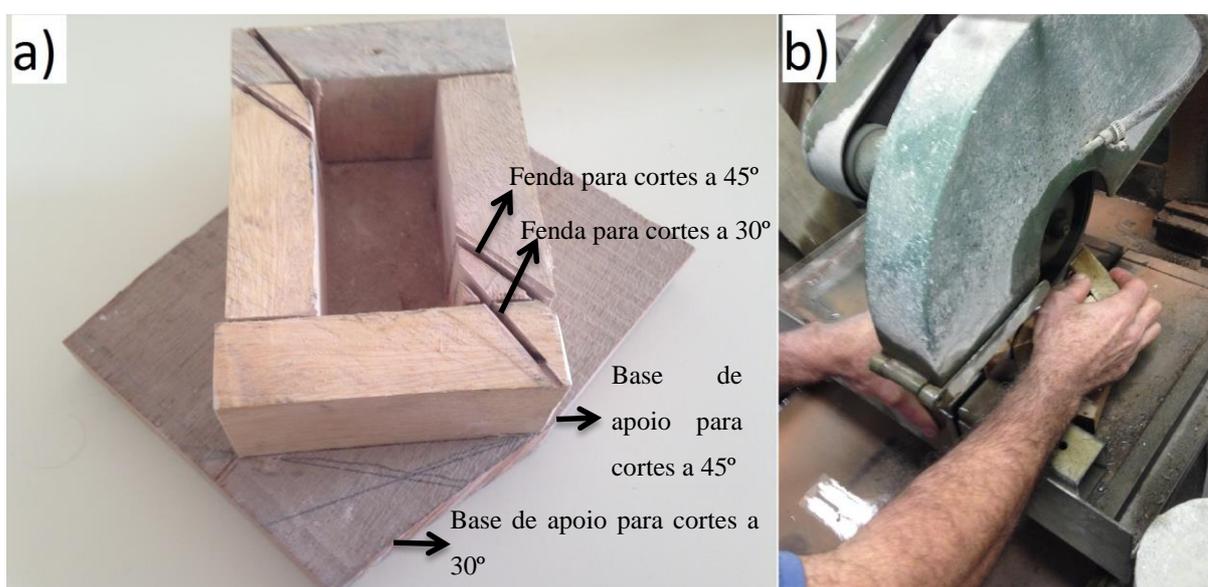
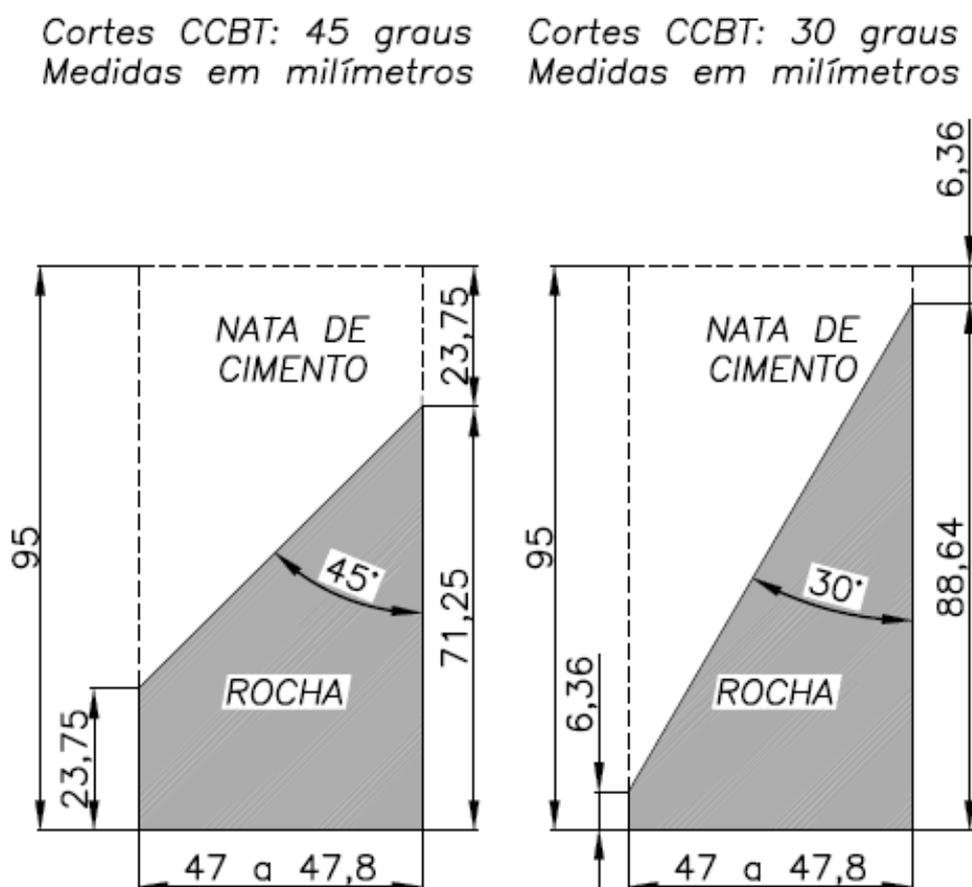


Figura 4.7 – Cortes a 30° e 45° em testemunhos a serem utilizados nos ensaios CCBT: a) detalhe do gabarito de cortes montado para este fim; b) detalhe do momento do corte

Buscou-se obter corpos de prova com as dimensões ilustradas na Figura 4.8. Uma vez que o diâmetro dos testemunhos varia entre 47,0 mm e 47,8 mm, objetivou-se realizar os cortes com intuito de que o corpo de prova atingisse uma altura final de 95 mm após o incremento da nata de cimento, aproximadamente duas vezes o diâmetro da amostra. Na referida figura, a parte rochosa está hachurada, enquanto a linha tracejada corresponde ao preenchimento com nata de cimento, que será descrito posteriormente.



Legenda
 — Rocha posicionada dentro do molde cilíndrico
 ---- Preenchimento com nata de cimento

Figura 4.8 – Dimensões dos cortes das amostras

Após efetuar os cortes nos ângulos para os ensaios CCBT, é fundamental realizar conferências destes ângulos, uma vez que as tensões normais e cisalhantes mobilizadas na junta nata-rocha são fortemente influenciadas por eles, conforme as equações já detalhadas na seção 2.4. A verificação foi realizada em cada amostra, conforme mostrado na Figura 4.9.

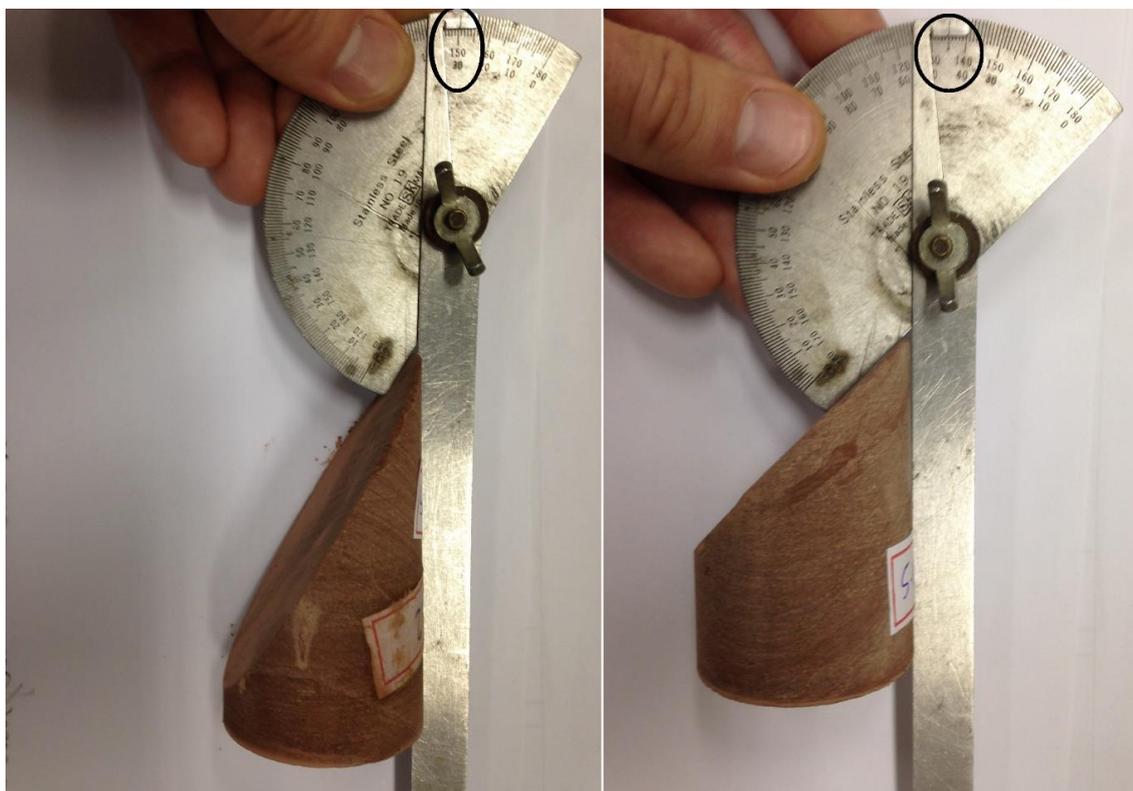


Figura 4.9 – Conferência dos ângulos de corte

Os cortes nos ângulos de 30° e 45° eram realizados na direção oposta aos planos estratigráficos das rochas, quando estes eram visíveis a olho nu. Essa consideração foi tomada a fim de buscar interceptar o maior número de camadas estratigráficas possíveis da rocha na superfície da junta, visto que um corte na mesma direção interceptaria um menor número de camadas e seria menos representativo da litologia. A Figura 4.10 ilustra um corpo de prova em que é possível visualizar o corte na direção oposta às camadas estratigráficas, evidenciando, portanto, uma maior quantidade de camadas de diferentes características na superfície que posteriormente estará em contato com a nata de cimento.



Figura 4.10 – Cortes em direção oposta aos planos estratigráficos da rocha

Ao realizar os cortes, foi observada uma variabilidade de material impregnado na superfície elíptica cortada. Em um dos dias de preparação dos corpos de prova, foi verificada maior presença de material impregnado na superfície cortada do que nos outros três dias, possivelmente devido a uma quantidade de água para refrigeração diferente no momento do corte. Optou-se por não realizar qualquer limpeza, a fim de avaliar também como isso afetaria a adesão.

O número total de corpos de prova cortados, e aprovados na inspeção visual, para ensaios CCBT pode ser visualizado na Tabela 4.2. Observa-se que o número de corpos de prova do arenito médio para cada ângulo é inferior a 12, valor sugerido por Macedo (1993), devido à limitação de testemunhos disponíveis dessa litologia. Para as demais litologias, foram cortadas amostras em número superior à recomendação do autor, a fim de melhorar a acurácia dos resultados.

Tabela 4.2 – Número total de corpos de prova cortados

Litologia	Ângulo de corte		Total
	30°	45°	
Conglomerado	21	17	38
Arenito muito fino	16	17	33
Arenito médio	9	10	19
		Total	90

4.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de resistência à compressão simples é amplamente utilizado na engenharia para avaliar propriedades mecânicas dos materiais, como concreto, solos e rochas. Jaeger et al. (2007) afirmam que este é o ensaio mais antigo e simples utilizado para avaliar propriedades mecânicas das rochas, portanto continua sendo amplamente utilizado, constituindo-se na compressão de um cilindro entre duas superfícies metálicas paralelas. A tensão na qual ocorre a ruptura da rocha é conhecida como sua resistência à compressão simples (uniaxial ou não confinada), que, por definição, é a carga de ruptura dividida pela área da seção transversal do corpo de prova. Segundo Goodman (1989), este é o ensaio de resistência mais frequentemente utilizado em rochas.

A ASTM D 4543/08 (ASTM, 2008) recomenda que as alturas dos corpos de prova devam ser entre 2,0 e 2,5 vezes maiores que os diâmetros, sendo que estes não devem ser inferiores a 47 mm. Os cortes foram realizados para que as alturas das amostras fossem de aproximadamente 98 mm, de modo que, após a retificação (procedimento a ser descrito a seguir), a altura final fosse próxima a 95 mm, como descrito no item anterior. Esta norma também salienta que as extremidades não devem possuir irregularidades superiores a 0,5 mm. Já a recomendação da ISRM (1979) é de que as irregularidades não excedam 0,02 mm.

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados no LEME (UFRGS) em uma prensa da marca Shimadzu com capacidade para 200 toneladas (2.000 kN). A velocidade de carregamento empregada foi de 0,5 MPa/s, em conformidade com as recomendações da ISRM (1979), que sugerem que a velocidade deve ser entre 0,5 MPa/s e 1 MPa/s, de forma que a ruptura ocorra entre 5 e 10 minutos de carregamento. A ASTM D 7012/14 (ASTM, 2014) não especifica valores de velocidade, mas sugere que deve ser tal que a ruptura ocorra entre 2 e 15 minutos.

A garantia das irregularidades nas extremidades inferiores ao limite normativo foi realizada por meio da máquina retificadora do LEME (UFRGS) utilizando água para refrigeração. Antes da ruptura, foram realizadas, em cada amostra, 6 medidas de diâmetro e 3 de altura, além das suas pesagens. Na ruptura, uma camada de couro foi posicionada entre a superfície da prensa e os corpos de prova, a fim de minimizar concentrações de tensões indesejadas.

Foram realizados 19 ensaios de resistência à compressão simples da rocha, sendo 10 amostras de conglomerado, 5 amostras de arenito muito fino e 4 amostras de arenito médio. Todas elas foram previamente molhadas com água corrente e deixadas em câmara úmida por 4 dias a fim de aproximar as condições de umidade das amostras ensaiadas na metodologia CCBT, explicitada no item seguinte. A câmara úmida era mantida nas condições preconizadas pela NBR 9479 (ABNT, 2006a). Alguns corpos de prova submetidos ao ensaio RCS podem ser visualizados na Figura 4.11.



Figura 4.11 – Corpos de prova de rocha para ensaios de resistência à compressão simples

4.7 ENSAIOS CCBT

Nas seguintes seções serão detalhados o planejamento experimental, os materiais e os procedimentos de ensaio. Todas as etapas deste ensaio aqui descritas foram realizadas no LEME (UFRGS). Ressalta-se que a nata de cimento foi confeccionada em 5 dias distintos, sendo que apenas uma mistura era produzida por dia e usada para moldagem dos corpos de prova, tanto para os mistos como para os de controle de nata de cimento.

4.7.1 Planejamento experimental

Para cada dia de moldagem buscou-se aleatorizar os corpos de prova, de modo que fatores externos que poderiam influenciar nos resultados fossem distribuídos em todos os dias

(RIBEIRO; CATEN, 2014). Assim, em cada dia de moldagem, foram confeccionados corpos de prova de diferentes litologias e ângulos de corte, e, para cada mistura de nata de cimento realizada para moldar um lote de corpos de prova mistos, foram moldados 6 corpos de prova apenas com este material.

O número de corpos de prova mistos moldados em cada mistura foi de aproximadamente 18. A escolha de separar em 5 dias distintos foi tomada para não sobrecarregar as atividades no dia da ruptura dos corpos de prova, em função de outros trabalhos sendo desenvolvidos no mesmo laboratório, que também necessitavam utilizar a prensa. As atividades relacionadas à moldagem dos corpos de prova poderiam ser realizadas em um único dia, caso não houvesse essa limitação, devido ao pouco tempo demandado para esses procedimentos.

A Tabela 4.3 abaixo demonstra o planejamento das moldagens. A primeira coluna refere-se ao número de identificação (ID) dos corpos de prova (aleatorizado) e a segunda coluna à ordem em que estes foram moldados. A nomenclatura da quinta coluna refere-se àquela utilizada no momento dos cortes. A aleatorização foi feita com auxílio do *software Minitab* para 9 corpos de prova por litologia e por ângulo (totalizando os 54 corpos de prova das três primeiras moldagens mais o corpo de prova de ID = 90 que foi inserido posteriormente). Isso porque, para o *software*, os números de amostras devem ser iguais para as diferentes variáveis e 9 é o menor número de amostras obtidas com as mesmas características, conforme verificado na Tabela 4.2. Os demais 35 corpos de prova foram aleatorizados pelo *software Excel*.

Tabela 4.3 – Planejamento de moldagens

ID	Ordem moldagem	Litologia	Ângulo de corte (°)	Amostra número	Moldagens
14	1	Arenito médio	45	3-2a	
39	2	Arenito muito fino	30	5-12-1b	
16	3	Arenito muito fino	45	5-9-2b	
36	4	Conglomerado	45	4-12a	
40	5	Arenito muito fino	45	5-13-1b	
6	6	Conglomerado	45	4-2a	
25	7	Arenito médio	30	3-8b	Moldagem 1
26	8	Arenito médio	45	3-9a	
29	9	Conglomerado	30	4-8a	
24	10	Conglomerado	45	4-10a	
49	11	Arenito médio	30	3-13b	
27	12	Arenito muito fino	30	5-28-1b	
2	13	Arenito médio	45	3-1a	

ID	Ordem moldagem	Litologia	Ângulo de corte (°)	Amostra número	Moldagens
4	14	Arenito muito fino	45	5-9-1a	
38	15	Arenito médio	45	3-10a	
23	16	Conglomerado	30	4-3b	
7	17	Arenito médio	30	3-4a	
44	18	Arenito médio	45	3-10b	
37	19	Arenito médio	30	3-11b	
20	20	Arenito médio	45	3-2b	
42	21	Conglomerado	45	4-12b	
32	22	Arenito médio	45	3-9b	
45	23	Arenito muito fino	30	5-13-2a	
12	24	Conglomerado	45	4-4a	
10	25	Arenito muito fino	45	5-9-1b	
48	26	Conglomerado	45	4-14a	
9	27	Arenito muito fino	30	5-16-1a	
52	28	Arenito muito fino	45	5-11-1b	Moldagem 2
46	29	Arenito muito fino	45	5-11-1a	
41	30	Conglomerado	30	4-9b	
51	31	Arenito muito fino	30	5-13-2b	
50	32	Arenito médio	45	3-12a	
5	33	Conglomerado	30	4-1a	
43	34	Arenito médio	30	3-13a	
30	35	Conglomerado	45	4-10b	
53	36	Conglomerado	30	4-13a	
90	37	Conglomerado	30	4-24a	
11	38	Conglomerado	30	4-1b	
21	39	Arenito muito fino	30	5-28-1a	
3	40	Arenito muito fino	30	5-15-1a	
17	41	Conglomerado	30	4-3a	
35	42	Conglomerado	30	4-9a	
1	43	Arenito médio	30	3-3b	
22	44	Arenito muito fino	45	5-12-2a	
15	45	Arenito muito fino	30	5-16-1b	
28	46	Arenito muito fino	45	5-12-2b	
19	47	Arenito médio	30	3-8a	Moldagem 3
47	48	Conglomerado	30	4-11a	
34	49	Arenito muito fino	45	5-13-1a	
31	50	Arenito médio	30	3-11a	
54	51	Conglomerado	45	4-14b	
33	52	Arenito muito fino	30	5-12-1a	
18	53	Conglomerado	45	4-4b	
13	54	Arenito médio	30	3-4b	
8	55	Arenito médio	45	3-1b	
69	56	Arenito muito fino	45	5-11-4b	

ID	Ordem moldagem	Litologia	Ângulo de corte (°)	Amostra número	Moldagens
89	57	Conglomerado	30	4-23b	
59	58	Conglomerado	45	4-17c	
72	59	Arenito muito fino	30	5-11-2b	
75	60	Conglomerado	45	4-19b	
78	61	Conglomerado	30	4-20a	
60	62	Arenito muito fino	30	5-17-1b	
80	63	Arenito muito fino	30	5-14-1b	Moldagem 4
56	64	Arenito muito fino	30	5-17-1a	
74	65	Conglomerado	30	4-17b	
73	66	Arenito muito fino	45	5-19-1a	
84	67	Arenito muito fino	45	5-8-1b	
66	68	Conglomerado	30	4-15b	
68	69	Arenito muito fino	30	5-11-2a	
79	70	Conglomerado	45	4-21c	
81	71	Arenito muito fino	45	5-8-1a	
87	72	Conglomerado	30	4-21b	
62	73	Conglomerado	30	4-15a	
67	74	Conglomerado	45	4-18b	
88	75	Conglomerado	30	4-23a	
57	76	Arenito muito fino	45	5-11-3a	
64	77	Arenito muito fino	30	5-17-2a	
77	78	Arenito muito fino	45	5-19-1b	
71	79	Conglomerado	45	4-19a	
82	80	Conglomerado	30	4-20b	
61	81	Arenito muito fino	45	5-11-3b	
58	82	Conglomerado	30	4-13b	Moldagem 5
65	83	Arenito muito fino	45	5-11-4a	
55	84	Arenito médio	45	3-12b	
86	85	Conglomerado	45	4-22b	
76	86	Arenito muito fino	30	5-14-1a	
70	87	Conglomerado	30	4-17a	
83	88	Conglomerado	45	4-22a	
85	89	Conglomerado	30	4-21a	
63	90	Conglomerado	45	4-18a	

4.7.2 Materiais

Foram utilizados os testemunhos de sondagens rotativas da região de Caçapava do Sul/RS, descritos no item 4.1.

Em relação à nata de cimento, a bibliografia consultada diverge pouco a respeito do fator água/cimento em massa (a/c) a ser utilizado na injeção de tirantes ancorados e grampos. Uma

empresa brasileira consagrada no ramo, a Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda. (2015), afirma que o fator a/c utilizado na injeção da bainha de tirantes ancorados e nas demais fases de injeção deve ser de aproximadamente 0,5 em peso. Já para a técnica de grampeamento, esse fator pode variar entre 0,5 e 0,7. A NBR 5629 (ABNT, 2006b) sugere a utilização de fator a/c igual a 0,5 para a bainha de tirantes ancorados, salientando que a resistência aos 28 dias deve superar 25 MPa. Yassuda e Dias (1998) afirmam que o fator a/c igual a 0,5 é o mais usual na prática brasileira de tirantes para o trecho ancorado. Já em um manual da FHWA, a respeito de solo grampeado, Lazarte et al. (2015) destacam que o fator a/c deve variar entre 0,4 e 0,5, devendo assegurar os mesmos 25 MPa de resistência à compressão simples aos 28 dias de cura. A norma britânica BS 8006-2 (BSI, 2011), também para a técnica de grampeamento, recomenda a utilização do fator a/c entre 0,4 e 0,45, com a mesma exigência da resistência de 25 MPa aos 28 dias de cura.

Verifica-se, portanto, que mesmo com a ausência de uma norma brasileira que regule a técnica de grampeamento no terreno, a norma britânica e o manual técnico rodoviário norte-americano sobre essa técnica exigem, aos 28 dias de cura, os mesmos 25 MPa de resistência à compressão simples da nata de cimento exigidos pela norma brasileira de tirantes ancorados no terreno no mesmo período de cura.

Macedo (1993) e Floriano (2014) realizaram os ensaios CCBT com fatores a/c próximos ou iguais àqueles utilizados em campo para injeção dos tirantes ancorados e grampos submetidos a ensaios de arrancamento, com os quais compararam seus resultados. Os valores de fator a/c testados por esses autores variaram entre 0,4 e 0,6. Macedo (1993) realizou ensaios com fatores a/c variando entre 0,45 e 0,6, enquanto Floriano (2014) optou por utilizar predominantemente o valor de 0,5, realizando apenas uma série de ensaios com fator a/c igual a 0,4. No entanto, o autor percebeu que um fator a/c igual a 0,4 diminuiu muito a trabalhabilidade da nata de cimento, podendo dificultar a injeção em campo. Portanto, optou-se por utilizar, neste trabalho, um fator a/c igual a 0,5, uma vez que é o mais utilizado na prática e ainda seria possível comparar com os resultados obtidos pelos autores que já realizaram essa mesma metodologia de ensaio.

O cimento utilizado é do tipo Portland Pozolânico CP-IV-32, ou seja, o cimento comum com uso de pozolana, da marca Votorantim Cimentos, fabricado segundo a NBR 5736 (ABNT, 1991). O mesmo tipo de cimento foi utilizado por Macedo (1993) e Floriano (2014) e é amplamente utilizado na prática para injeções no sul do Brasil. Segundo a NBR 15900-1

(ABNT, 2009a), água de abastecimento público é adequada para uso em concreto sem a necessidade de ser ensaiada, sendo esta utilizada para produção da nata de cimento.

4.7.3 Procedimentos de moldagem dos corpos de prova mistos

Devido à peculiaridade dos testemunhos de sondagem possuírem entre 47,0 e 47,8 mm de diâmetro (coroas rotativas), os moldes metálicos cilíndricos de 50 mm de diâmetro, disponíveis e amplamente utilizados em laboratórios de Engenharia Civil, não puderam ser utilizados para a moldagem dos corpos de prova mistos. A solução adotada foi adaptar tubos de PVC com diâmetro interno adequado, cortados com aproximadamente 98 mm de altura. Existem, ainda, pequenas variações de espessura entre marcas dos tubos de PVC comerciais, e, entre elas, a marca Krona foi a que melhor se adaptou para servir como molde das amostras. O fato da altura dos moldes de PVC ser 3 mm superior à altura meta do corpo de prova final se deve ao fato de que essa é aproximadamente a espessura de perda na retificação das extremidades, atividade a ser descrita nas próximas seções. As etapas de preparação para moldagem, moldagem e cura serão descritas a seguir.

A preparação para moldagem é realizada com a cuidadosa colocação dos testemunhos, cortados conforme descrito no item 4.5, dentro dos moldes de PVC previamente preparados. Os moldes de PVC devem ser previamente untados com uma fina camada de óleo desmoldante, tanto na parte interna como na parte externa, para facilitar a desmoldagem posteriormente, conforme a NBR 7215 (ABNT, 1996). Deve-se atentar para evitar a contaminação com óleo desmoldante da superfície da rocha que deverá entrar em contato com a nata de cimento, uma vez que a avaliação das tensões nesta superfície de contato entre os materiais é justamente o objetivo principal do ensaio. Para evitar essa contaminação, é adequado deixar o óleo desmoldante escorrer por alguns minutos antes da colocação da rocha no molde. Os seis moldes metálicos cilíndricos para os ensaios RCS da nata de cimento realizados a cada moldagem também devem ser preparados e untados nesta etapa. A Figura 4.12 ilustra as etapas de preparação citadas.

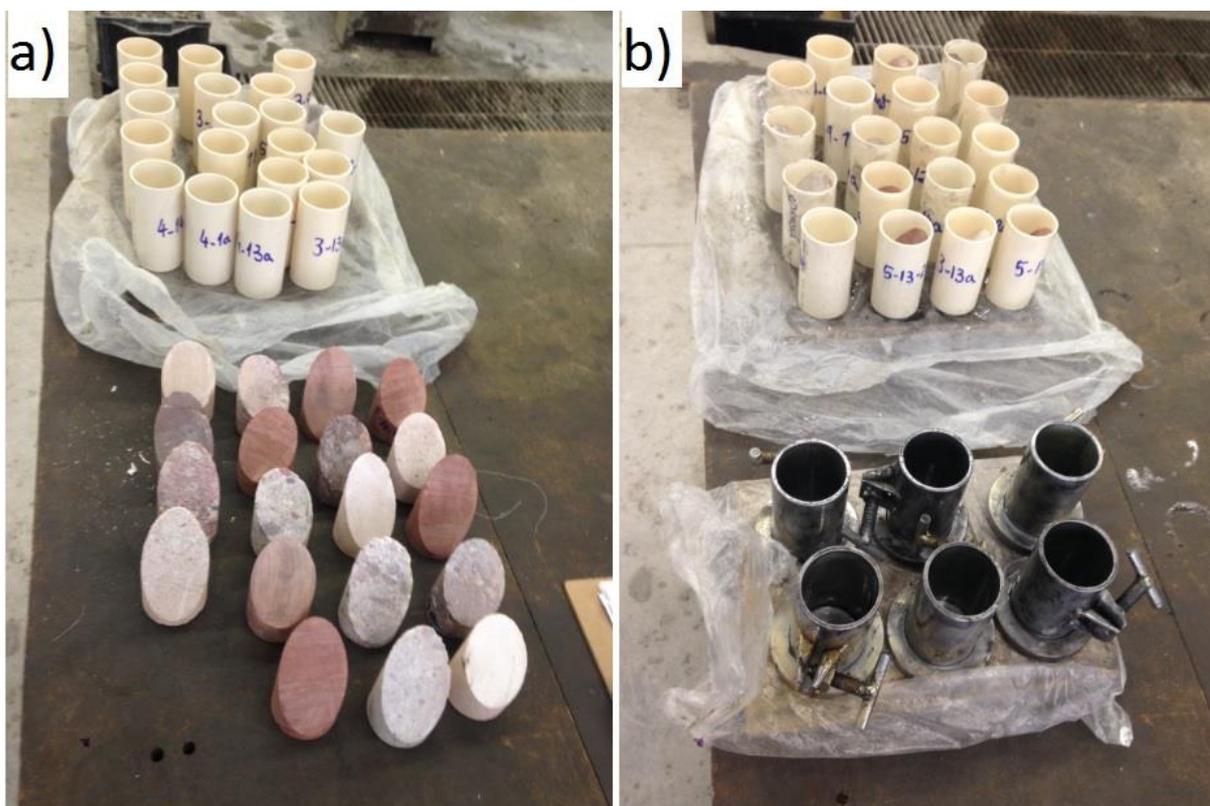


Figura 4.12 – a) moldes de PVC e amostras de rocha; b) moldes de PVC e moldes metálicos preparados para moldagem com nata de cimento

As misturas da nata de cimento foram realizadas em uma argamassadeira, conforme a NBR 7681-1 (ABNT, 2013a). A massa total de cada mistura era de aproximadamente 9 kg (3 kg de água e 6 kg de cimento), sendo esta suficiente para moldar aproximadamente 18 corpos de prova CCBT e 6 corpos de prova de nata de cimento. A moldagem dos corpos de prova mistos era realizada, dentro do possível, em conformidade com a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b), norma brasileira que regula ensaios de resistência à compressão simples em corpos de prova de nata de cimento.

A moldagem deve ser realizada vertendo a nata de cimento lentamente dentro do molde em uma só etapa e imediatamente após a mistura. De acordo com a recomendação de Macedo (1993), deve-se tomar o cuidado para evitar a formação de bolhas de ar, por isso a importância da nata ser vertida lentamente.

No primeiro dia de moldagem, foram colocadas placas de vidro planas sobre os moldes, conforme preconizam a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b) e NBR 7215 (ABNT, 1996), porém notou-se que a nata desprendia junto com o vidro quando da retirada da placa no dia seguinte

da moldagem. Após isso, foram realizados testes com uso de óleo desmoldante na placa de vidro, entretanto, ainda assim, houve desprendimento de nata junto com a placa na remoção. Logo, a técnica de utilização de placas de vidro não foi mais utilizada a partir do segundo dia de moldagens. A utilização dessas placas no primeiro dia de moldagens justifica o fato da altura dos corpos de prova neste dia ter sido inferior à desejada, uma vez que uma quantidade significativa de nata de cimento ficou presa à ela, sendo necessária uma retificação maior das extremidades. A partir do segundo dia de moldagens, não foi utilizado outro sistema em substituição às placas de vidro. Também foi testada a utilização de um funil plástico adaptado, porém este procedimento não se mostrou adequado.

Após a moldagem, os corpos de prova eram levados à câmara úmida, também mantida nas condições da NBR 9479 (ABNT, 2006a), onde ficavam durante todo o período de 28 dias de cura devidamente identificados (apenas eram retirados para retificação das extremidades). Destaca-se que os corpos de prova mistos eram mantidos nos moldes de PVC durante quase todo o período de cura, sendo desmoldados apenas depois dos procedimentos de retificação das extremidades (a ser detalhado no item 4.7.5), fato que ocorria poucos dias antes da ruptura. Assim, optou-se por mantê-los dentro dos moldes de PVC, porque estes também serviram para adaptar o diâmetro das amostras com a máquina retificadora.

As atividades descritas nos parágrafos anteriores estão ilustradas na Figura 4.13.

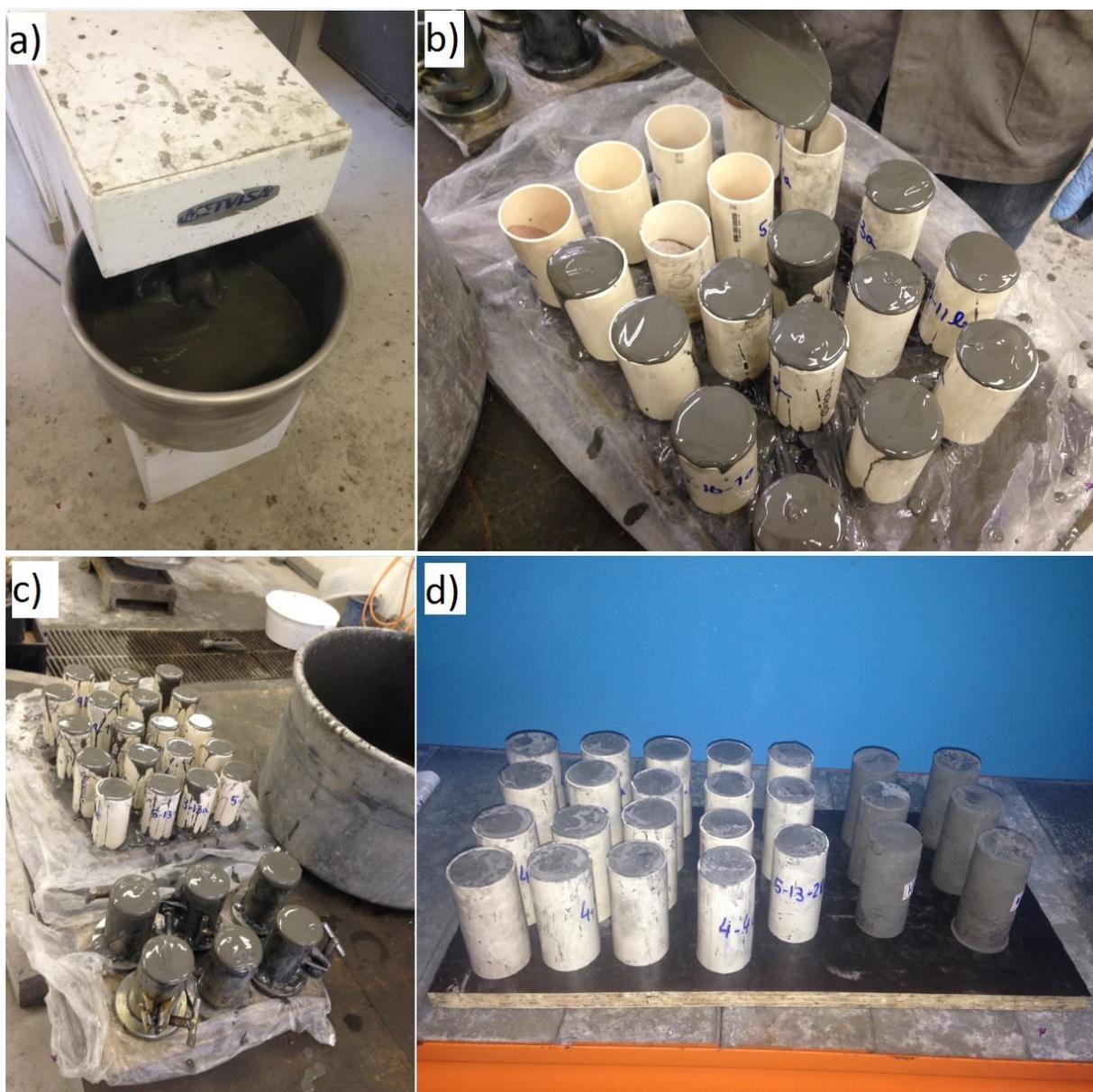


Figura 4.13 – Moldagem: a) argamassadeira utilizada; b) nata de cimento sendo vertida nos moldes; c) moldes de PVC para corpos de prova mistos e moldes metálicos para corpos de prova de nata de cimento imediatamente após a moldagem; d) cura em câmara úmida após desmoldagem dos corpos de prova de nata de cimento (à direita na foto)

Na eventual indisponibilidade de uma câmara úmida (fato que era previsto no início do planejamento desta dissertação), pode-se realizar os procedimentos de cura inicial ao ar e cura final em água, conforme recomenda a NBR 7215 (ABNT, 1996). De fato, os ensaios piloto desta dissertação, publicados em Azevedo et al. (2017), utilizaram cura por imersão, porque a câmara úmida do laboratório não estava em funcionamento. Na cura inicial ao ar, a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b) recomenda que uma placa de vidro plana deva ser colocada sobre os moldes

imediatamente após o preenchimento com nata de cimento e deve permanecer sobre eles durante as primeiras 24 horas de cura. Todavia, como já relatado, esse procedimento apresentou inconveniências quando testado nesta pesquisa. Outras soluções, como o cobrimento com uma lona plástica, podem ser testadas. Após isso, os corpos de prova devem ser imersos em tanque com água, constituindo a cura final em água.

4.7.4 Procedimentos de moldagem dos corpos de prova de nata de cimento

A cada moldagem de corpos de prova mistos, realizava-se também a moldagem de 6 corpos de prova de nata de cimento, utilizando a mesma mistura, para avaliar a resistência à compressão simples apenas deste material, conforme a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b). A moldagem dos corpos de prova de nata de cimento seguiu o mesmo rigor das normas brasileiras que regulamentam ensaios com este material, sendo que para estes foram utilizados moldes metálicos cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, também untados com óleo desmoldante nas partes internas e externas.

A diferença fundamental para os ensaios mistos é que os corpos de prova de nata de cimento eram desmoldados 24 horas após a moldagem, ao passo que os mistos permaneciam nos moldes de PVC até poucos dias antes da ruptura. Foi testada a necessidade de impermeabilizar a junta dos moldes, pois estes são destinados a corpos de prova de concreto e argamassa, menos fluídos que a nata de cimento aqui empregada. Entretanto, não ocorreram problemas de vazamento de nata pela junta sem a utilização de qualquer impermeabilizante, dispensando a necessidade desse procedimento. A Figura 4.14 mostra os corpos de prova de nata de cimento imediatamente após a moldagem nos moldes metálicos cilíndricos.



Figura 4.14 – Corpos de prova de nata de cimento imediatamente após a moldagem

4.7.5 Procedimentos de retificação e ruptura dos corpos de prova

Após no mínimo 14 dias de cura, tanto os corpos de prova mistos como os de nata de cimento passaram pela retificação das extremidades. Este procedimento foi realizado na máquina retificadora, em conformidade com a NBR 5738 (ABNT, 2015), utilizando água para refrigeração. Posterior a esse processo, os corpos de prova mistos eram finalmente removidos dos moldes de PVC, realizando-se um corte na lateral destes. Tanto os corpos de prova mistos como os de nata de cimento retornavam, então, para a câmara úmida para completar seu período de cura. Antes da ruptura, foram realizadas 6 medidas de diâmetro e 3 de altura em cada corpo de prova, além de suas pesagens, a fim de determinar o peso específico natural das amostras.

A ruptura era realizada 28 dias após a moldagem, preferencialmente no mesmo horário, na mesma prensa da marca Shimadzu com capacidade para 200 toneladas (2.000 kN) utilizada para os ensaios RCS das rochas. Assim como nos ensaios com rocha, uma camada de couro foi colocada entre a prensa e os corpos de prova para minimizar concentrações de tensões indesejadas. A velocidade adotada, tanto para os corpos de prova mistos como para os de nata de cimento, foi de 0,25 MPa/s, em conformidade com a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b). A Figura

4.15 mostra fotos da retificação, configuração final dos corpos de prova, desmoldagem dos corpos de prova mistos e ensaio de ruptura.

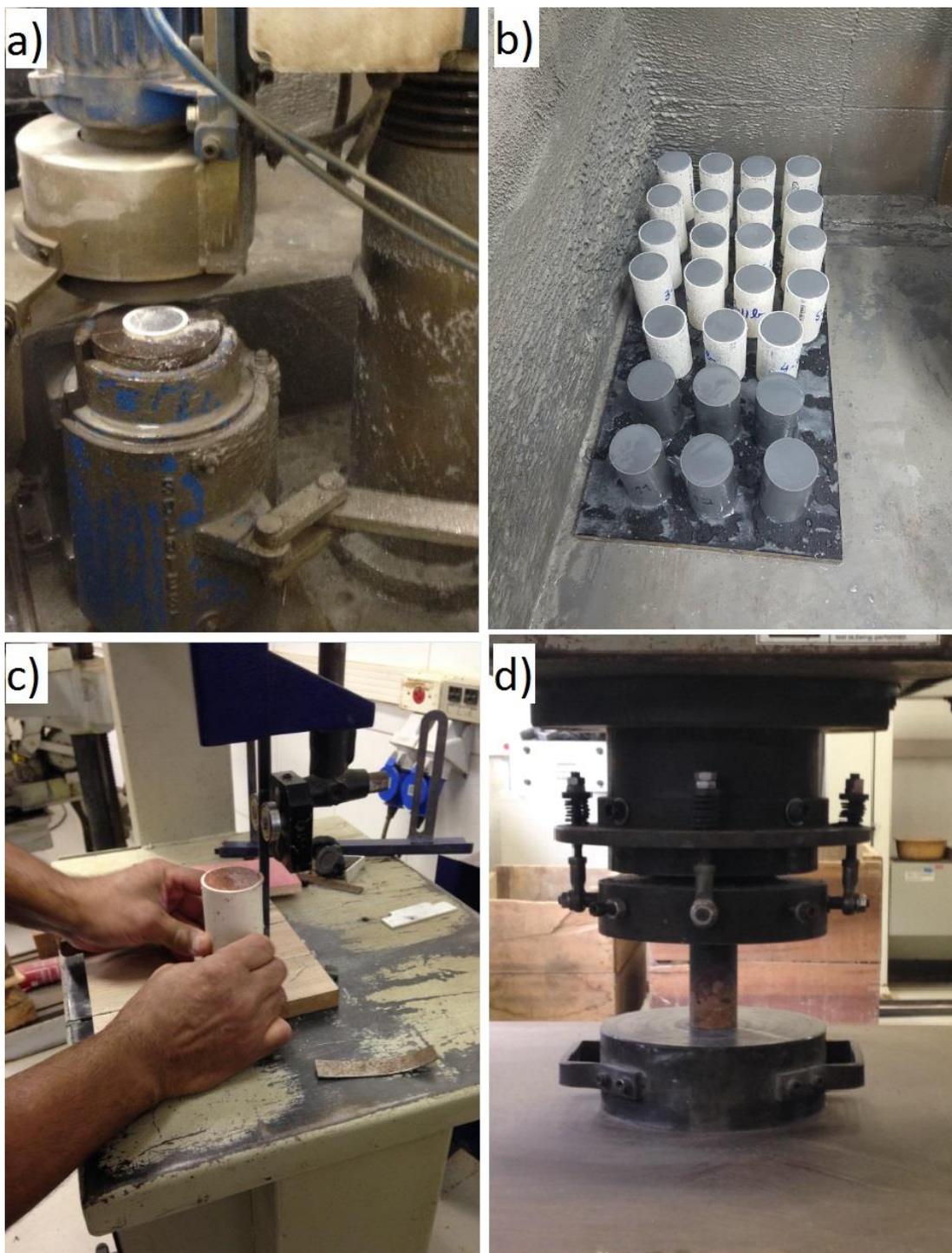


Figura 4.15 – a) corpo de prova misto dentro do molde sendo submetido à retificação de extremidades; b) corpos de prova mistos e de nata de cimento após retificação de extremidades; c) desmoldagem de um corpo de prova misto; d) ruptura de um corpo de prova misto (mesmo procedimento era realizado para corpos de prova de nata de cimento)

5 RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

Neste capítulo serão abordados os resultados obtidos dos ensaios e procedimentos de caracterização e dos ensaios mecânicos detalhados no capítulo anterior. A interpretação dos mesmos, assim como análises de como se relacionam, também será apresentada.

5.1 PROPRIEDADES FÍSICAS

Os resultados de peso específico real dos grãos, obtidos por ensaios com picnômetro com calibração de temperatura, assim como o peso específico natural das litologias podem ser visualizados na Tabela 5.1. O peso específico natural foi obtido realizando medições nos corpos de prova cortados e fazendo a média entre eles para cada litologia. Os valores de peso específico aparente seco e saturado, porosidade aparente e absorção d'água aparente também se encontram na referida tabela, obtidos conforme ensaio da NBR 12766 (ABNT, 1992), utilizando equipamentos como estufa e balança para pesagem hidrostática. Na última linha da mesma tabela, podem ser inferidos os valores de porosidade (η), calculados conforme conceitos consagrados da Mecânica dos Solos, com base nos valores de peso específico real dos grãos e peso específico aparente seco de cada litologia.

Tabela 5.1 – Propriedades físicas das litologias

Propriedade física	Litologia		
	Conglomerado	Arenito muito fino	Arenito médio
Peso específico natural – γ_n (kN/m ³)	24,53	25,15	23,44
Peso específico real dos grãos – γ_s (kN/m ³)	26,01	26,38	26,22
Peso específico aparente seco – $\gamma_{a\text{sec}}$ (kN/m ³)	24,24	24,87	23,42
Peso específico aparente saturado – $\gamma_{a\text{sat}}$ (kN/m ³)	24,83	25,39	24,30
Porosidade aparente – η_a (%)	5,93	5,11	8,94
Absorção d'água aparente – α_a (%)	2,40	2,01	3,75
Porosidade – η (%)	6,77	5,72	10,68

Nota-se que o arenito médio possui os maiores valores de porosidade aparente e absorção d'água aparente. Essas propriedades são de fundamental importância para a análise em estudo

neste trabalho, uma vez que estão diretamente relacionadas com a absorção da nata de cimento pela rocha. Valores maiores dessas grandezas favorecem a penetração da nata de cimento na rocha, favorecendo também a adesão no contato entre os dois materiais. Esta consideração não é normalmente avaliada nos estudos de aderência nata-rocha em ancoragens, no entanto, conforme foi relatado na seção 2.2.2, a porosidade de um substrato é um dos principais fatores na determinação da aderência de revestimentos argamassados na construção civil. Portanto, é interessante realizar essa analogia com esse outro ramo da Engenharia Civil que também trabalha com o conceito de aderência entre dois materiais distintos.

O arenito médio também é a litologia que apresenta a maior diferença entre peso específico aparente saturado e seco, justamente em virtude de sua maior capacidade de absorção d'água e de sua maior porosidade aparente.

Comparando os valores de porosidade com os valores de porosidade aparente, nota-se que os primeiros são de 1,11 a 1,19 vezes superiores aos últimos. Portanto, verifica-se que há coerência entre valores obtidos por diferentes ensaios normatizados para solos e rochas.

5.2 GRANULOMETRIA

A Tabela 5.2 mostra as porcentagens de cada fração granulométrica, obtidas por peneiramento e sedimentação, para as três litologias, após apiloamento das amostras, conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016c). A tabela está separada por tamanho de partículas de solo, em conformidade com a NBR 6502 (ABNT, 1995). A Figura 5.1 ilustra a distribuição granulométrica com defloculante das litologias.

Tabela 5.2 – Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (% passante)

Partícula	Tamanho dos grãos (mm)	Litologia		
		Conglomerado	Arenito muito fino	Arenito médio
Argila	< 0,002	4,5	9,4	9,6
Silte	0,002 - 0,06	14	37,3	14,4
Areia fina	0,06 - 0,2	11,7	15,0	23,0
Areia média	0,2 - 0,6	13,9	11,0	44,8
Areia grossa	0,6 - 2,0	15,3	27,0	8,2
Pedregulho	> 2,0	40,6	0,3	-

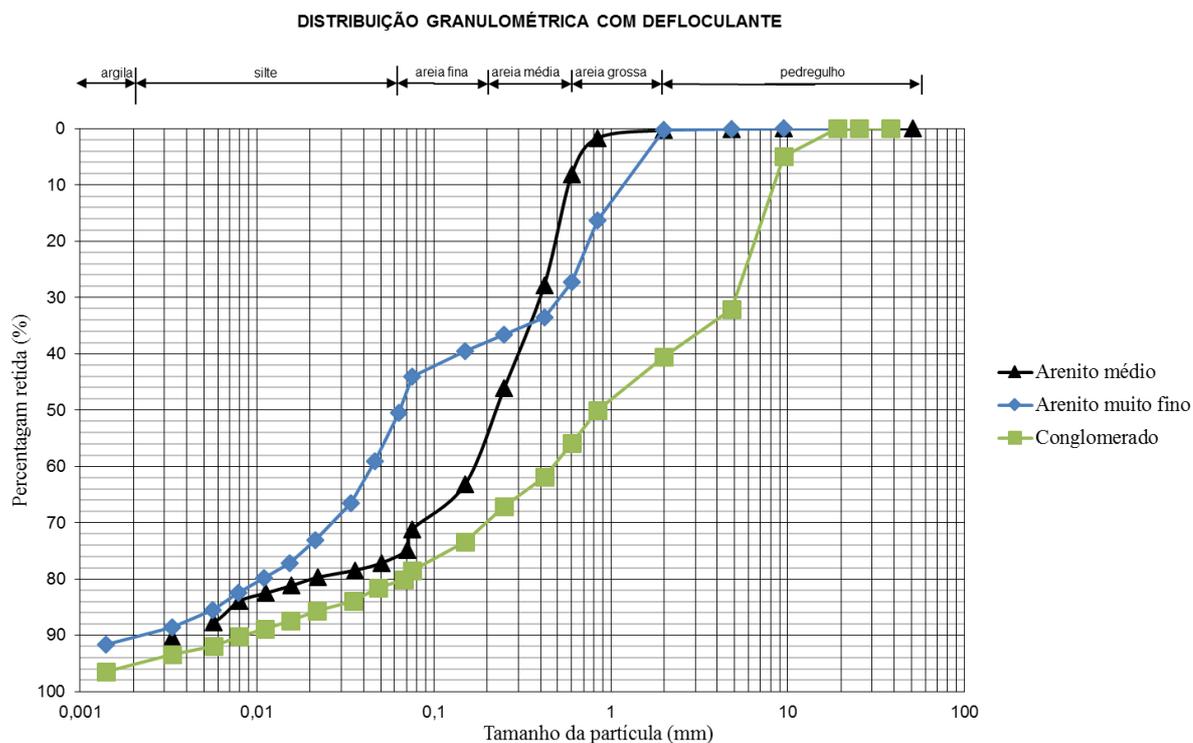


Figura 5.1 – Distribuição granulométrica com defloculante das três litologias avaliadas

Destaca-se, entre os dois arenitos, a maior presença de finos no arenito muito fino, como era esperado. Este apresentou maior resistência ao apiloamento e menor friabilidade. O arenito médio apresenta a maior parte de seus grãos na fração areia, enquanto o conglomerado apresenta uma porcentagem significativa de grãos na fração pedregulho, fato que caracteriza essa litologia.

5.3 ANÁLISE PETROGRÁFICA

A análise petrográfica descrita nessa seção é baseada em caracterização realizada por Armelenti e Ros (trabalho não publicado)¹⁵.

A Tabela 5.3 abaixo demonstra um comparativo entre a distribuição granulométrica por peneiramento e sedimentação, descrita no item 5.2, e a distribuição granulométrica obtida por

¹⁵ Interpretação baseada em relatório técnico não publicado realizado pelo geólogo MSc. Garibaldi Armelenti e pelo Prof. PhD. Luiz Fernando de Ros, do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em setembro de 2017.

meio de análise das lâminas. A nomenclatura das partículas na tabela está em conformidade com a da Tabela 2.2.

Tabela 5.3 – Comparativo entre análises granulométricas por petrografia e por peneiramento e sedimentação

Partícula	Conglomerado		Arenito muito fino		Arenito médio	
	Petrografia (%)	Peneiramento e sedimentação (%)	Petrografia (%)	Peneiramento e sedimentação (%)	Petrografia (%)	Peneiramento e sedimentação (%)
Cascalho	52,38	40,60	0,00	0,30	0,00	0,00
Areia	44,76	40,90	80,00	53,00	100,00	76,00
Lama	2,86	18,50	20,00	46,70	0,00	24,00

Apesar de alguns valores serem bem distintos, nota-se tendências semelhantes entre as duas análises, salientando a possibilidade de adaptar, para rochas de resistência não muito elevada, os procedimentos normatizados para solos, que demandam menores recursos financeiros, tempo e equipamentos mais simples do que análises petrográficas. Essas tendências comuns podem ser verificadas ao avaliar que, nas duas análises, o conglomerado é a única litologia com teor significativo de cascalho e o arenito muito fino é a litologia com maior teor de lama. Já o arenito médio, da mesma forma, apresenta os maiores teores de partículas na fração areia. De fato, conforme a análise petrográfica, esta litologia apresenta 100% de seus grãos nesse tamanho.

Nota-se que em todas as litologias há maiores teores de finos na análise por peneiramento e sedimentação do que na análise petrográfica. Isso se deve, possivelmente, à energia requerida para o apiloamento manual das rochas, que deve ter quebrado alguns grãos nos procedimentos que antecedem à análise por peneiramento e sedimentação. Em rochas mais brandas, com menor resistência ao apiloamento manual, a proximidade entre as duas análises deve ser maior. No entanto, em rochas de maior resistência, como por exemplo granitos, os procedimentos de apiloamento manual podem ser inviáveis. Ainda, deve-se considerar que a análise petrográfica não considera minerais diagenéticos nas porcentagens.

Ressalta-se que a informação mais precisa e confiável é a da análise petrográfica, sendo que os procedimentos de peneiramento e sedimentação foram realizados para uma estimativa inicial dos materiais em estudo e por demandarem menores recursos financeiros, tempo e equipamentos menos tecnológicos. Entretanto, ainda assim, a análise petrográfica possui

limitações, uma vez que corresponde à interpretação de lâminas delgadas que interceptam seções de amostras rochosas. Portanto, essas seções podem não corresponder exatamente à granulometria da litologia, pois podem interceptar grãos em seções menores do que eles realmente são. Diferenças entre as duas análises também são causadas por diferentes amostras utilizadas para cada uma delas.

Verifica-se que apenas o arenito muito fino apresenta teores significativos de grãos na fração lama (argila e silte). Essa consideração é importante, visto que esses finos podem vedar os poros da rocha, devido ao material impregnado resultante dos cortes, assim como podem contribuir para a massa cimentante entre grãos. Ou seja, na análise da adesão com a nata de cimento, esse significativo teor de finos pode agir a favor ou contra o ganho de resistência no contato.

De acordo com a classificação textural de Folk (1968), baseada nas porcentagens de cada fração granulométrica pelas análises petrográficas e definidas para as litologias desta pesquisa na Tabela 5.3, o arenito muito fino pode ser classificado como arenito lamoso; o arenito médio pode ser classificado como arenito, uma vez que 100% dos seus grãos se localizam na fração areia; enquanto o conglomerado pode ser classificado como conglomerado arenoso. A posição da fração de cada litologia no diagrama ternário de Folk (1968) pode ser verificada na Figura 5.2, onde os vértices do diagrama correspondem às frações lama, areia e cascalho (de acordo com a análise petrográfica), enquanto as subdivisões dentro dos triângulos correspondem à nomenclatura da rocha.

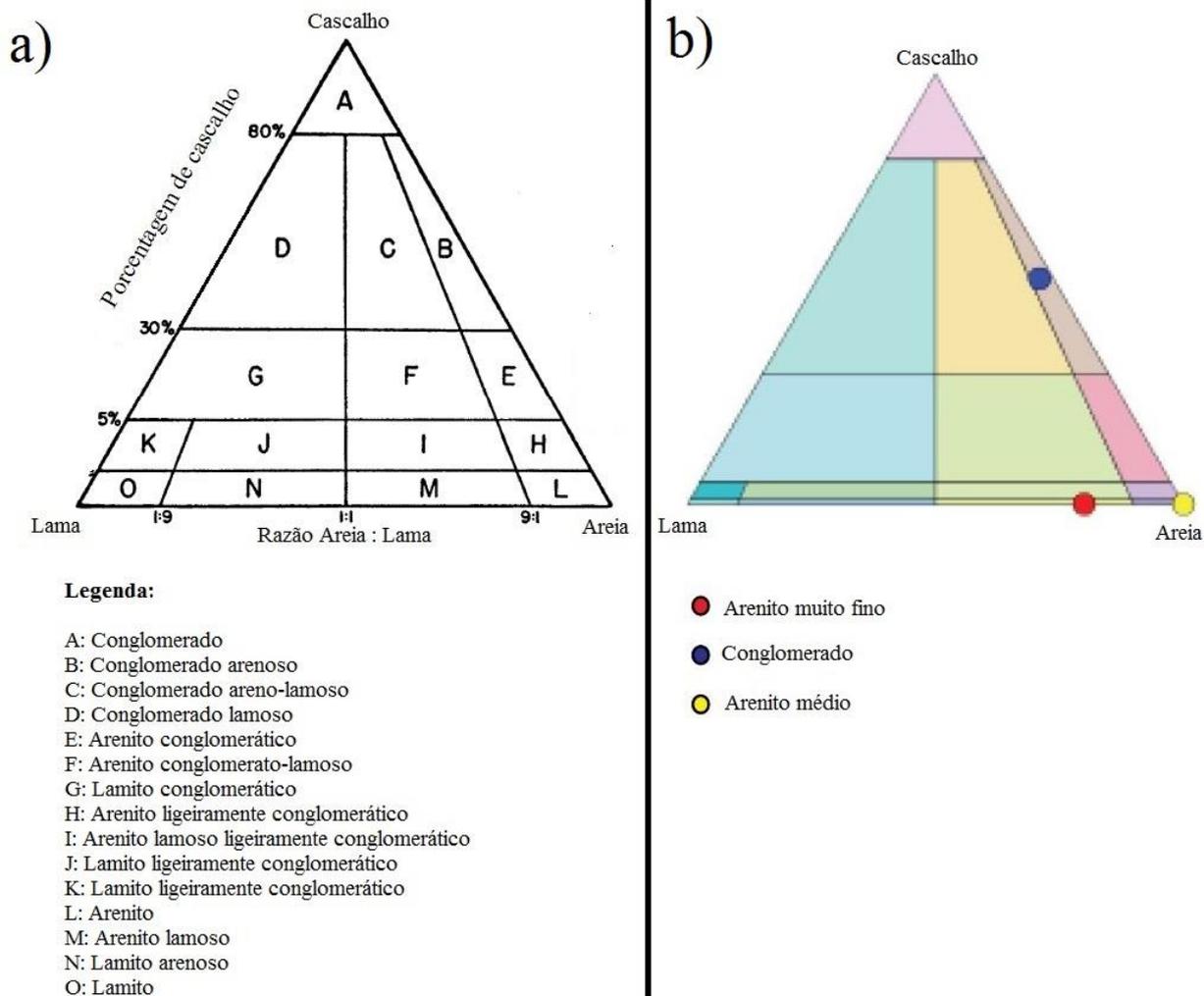


Figura 5.2 – Classificação textural das litologias no diagrama ternário de Folk (1968): a) diagrama original (adaptado de FOLK, 1968); b) posição das litologias do presente estudo no diagrama

O quadro representado na Tabela 5.4 mostra as considerações a respeito da fábrica de cada uma das lâminas interpretadas. Os termos usados para os contatos são, em ordem crescente de ocorrência: traço, raro, comum e abundante. Os mesmos termos são empregados posteriormente para caracterizar conteúdo mineral, poros e outras características das litologias.

Tabela 5.4 – Quadro comparativo da fábrica de cada litologia

Fábrica	Conglomerado (lâmina 3)	Arenito muito fino (lâmina 2)	Arenito médio (lâmina 5)
Orientação	Caótica	Heterogênea	Sem orientação
Suporte	Grãos	Grãos	Grãos
Empacotamento	Normal	Apertado	Apertado
Contatos pontuais	Comum	Traço	-
Contatos longos	Comum	Abundante	Abundante
Contatos côncavos-convexos	Raro	Comum	Comum
Contatos suturados	Traço	Raro	Comum

Todas as litologias possuem fábrica suportada pelos grãos, fato que, de acordo com Tucker (2001), é ocasionado pelos contatos entre os grãos. Uma vez que há diversos tipos de contatos, é isso que promove o suporte, e não a matriz.

O empacotamento, conforme Tucker (2001), é de fundamental importância pois afeta a porosidade e a permeabilidade. Um empacotamento mais apertado resulta, usualmente, em menores porosidades. Nota-se que o arenito médio possui empacotamento apertado, enquanto o conglomerado possui empacotamento normal, todavia a primeira rocha apresentou maiores porosidade e absorção d'água aparentes. Isso ocorreu devido aos poros secundários, fato que será discutido em maiores detalhes nas seções a seguir.

A classificação quanto à seleção dos grãos foi realizada conforme formulação proposta por Folk e Ward (1957), com base nas lâminas. De acordo com o proposto por esses autores, o conglomerado pode ser classificado como muito mal selecionado, enquanto o arenito muito fino e o arenito médio podem ser classificados como moderadamente selecionados. Essa classificação está de acordo com a distribuição granulométrica por peneiramento e sedimentação exposta na Figura 5.1.

A seguir, cada litologia será, separadamente, melhor caracterizada.

5.3.1 Conglomerado

A caracterização das lâminas 1 e 3 identificou essa litologia como conglomerado arenoso bimodal (nas frações grânulo e areia média), de acordo com a classificação textural de Folk (1968). O intervalo de tamanho dos grãos varia entre silte (0,03 mm) e seixo (6,16 mm). O conglomerado é muito mal selecionado, de estrutura maciça, formado por grãos subangulares,

de esfericidade média, conforme pode ser verificado nas imagens da Figura 5.3. A litologia é rica em fragmentos de rochas vulcânicas, plutônicas e metamórficas.

De acordo com Boggs Junior (1992) e Tucker (2001), o termo estrutura maciça refere-se a acamamentos de rochas sedimentares que não possuem (ou possuem poucas) laminações visíveis. Segundo os autores, o termo acamamento atribui-se a camadas sedimentares de espessuras superiores a 1 cm, enquanto que camadas mais finas, da ordem de milímetros, são chamadas de laminações, estas sendo comumente estruturas internas de acamamentos. A NBR 6502 (ABNT, 1995) usa o mesmo critério para definir lâminas.

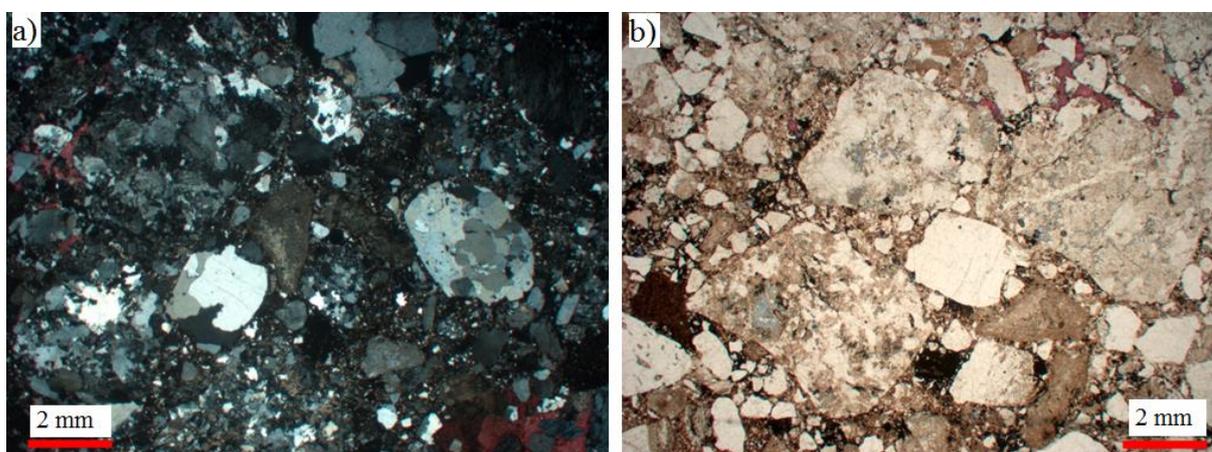


Figura 5.3 – Imagens da lâmina 3 – Conglomerado arenoso muito mal selecionado com grãos predominantemente subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados

Em relação à composição primária, é comum a ocorrência de quartzo detrítico monocristalino e policristalino, como grão monominerálico. Também há ocorrência de quartzo, em abundância, em fragmentos de rocha plutônica. A ocorrência de feldspato microclínio detrítico é comum como grão monominerálico e abundante em fragmentos de rocha plutônica. Há traços de pertita detrítica, tanto como grão monominerálico como em fragmentos de rocha plutônica. Quanto aos fragmentos de rochas, é abundante a presença de fragmentos de rocha vulcânica com textura afírica e meta-siltito. Foram verificados, ainda, fragmentos de rocha vulcânica piroclástica, lamito, filito, meta-arenito e xisto, sendo os dois últimos de ocorrência comum (os demais possuem ocorrência de traço a raro). Exemplos de fragmentos de rocha vulcânica afírica e de rocha metamórfica (meta-siltito), os mais significativos dessa litologia, podem ser verificados na Figura 5.4. Em relação aos acessórios, destaca-se traços de zircão (mineral pesado), tanto

em fragmentos de rocha plutônica como grãos monominerálicos, rara presença de muscovita e minerais opacos, como grãos monominerálicos.

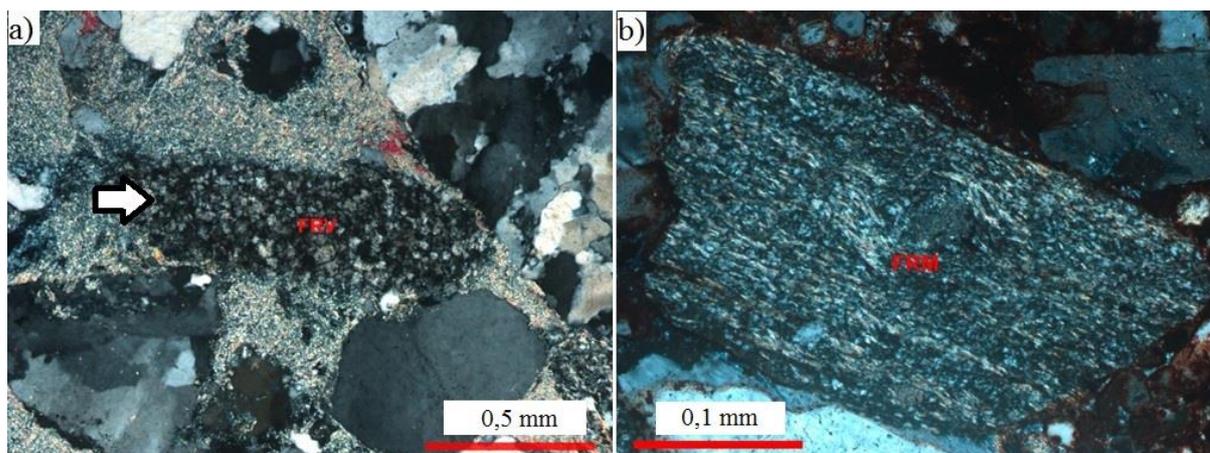


Figura 5.4 – Imagens de polarizadores cruzados: a) Lâmina 1: fragmento de rocha vulcânica afírica (seta); b) Lâmina 3: fragmento de rocha metamórfica (meta-siltito)

Quanto à composição diagenética, há abundância de cutículas contínuas de hematita cobrindo e cimentando grãos. Também há ocorrência comum de hematita microcristalina intergranular preenchendo poros e intragranular substituindo principalmente minerais pesados. Crescimentos descontínuos de quartzo e feldspato potássico cobrindo grãos são de ocorrência comum. Também há presença comum de crescimentos internos de feldspato potássico em fragmentos plutônicos com grãos de feldspato parcialmente dissolvidos. É comum a ocorrência de franjas descontínuas de illita cobrindo grãos e illita microcristalina substituindo grãos de feldspato (alguns previamente caulinizados). A presença de cimentação carbonática por calcita macrocristalina com bordas levemente ferrosas intergranular e substituindo grãos também foi verificada com ocorrência rara a comum. Dolomita macrocristalina intergranular preenchendo poros é de ocorrência comum e substituindo calcita é rara. A Figura 5.5 e a Figura 5.6 demonstram algumas dessas caracterizações. Na Figura 5.6 (b), é fácil visualizar os crescimentos de quartzo e feldspato potássico, pois pode-se identificar as cutículas cobrindo os grãos primários.

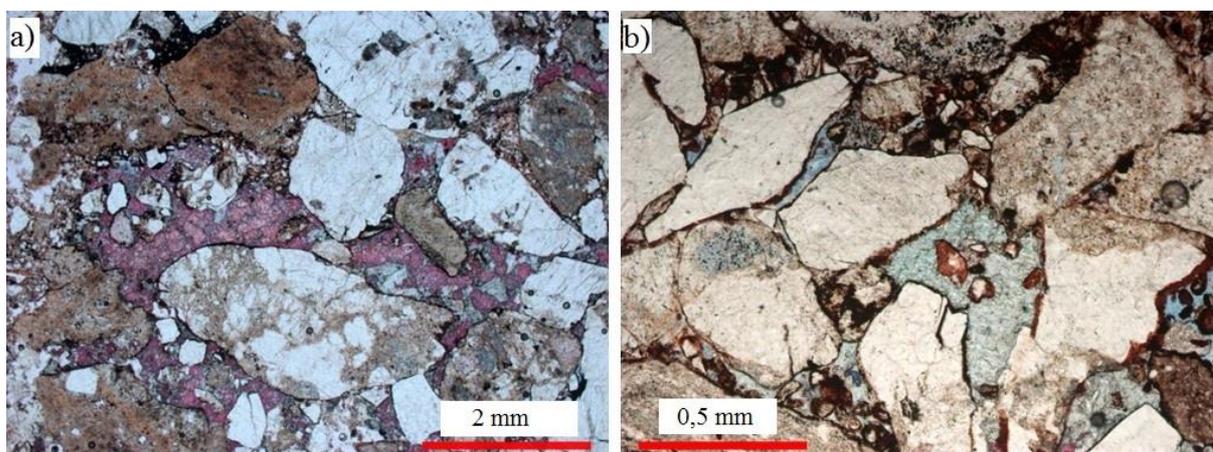


Figura 5.5 – Imagens da lâmina 3 (polarizadores descruzados): a) Calcita macrocristalina (rosa) tingida por solução de alizarina cimentando grãos; b) Finas cutículas de hematita cobrindo grãos

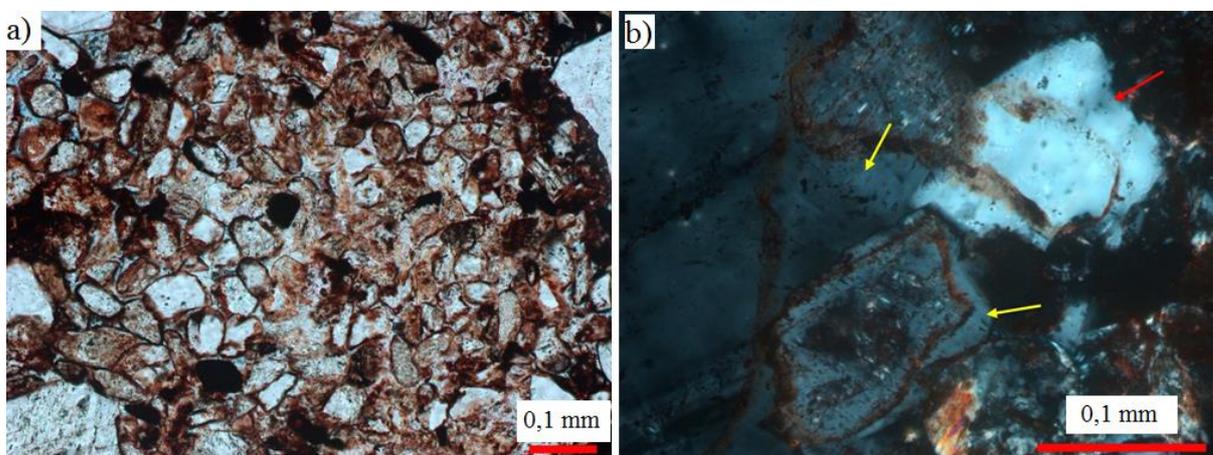


Figura 5.6 – Imagens da lâmina 3: a) Hematita microcristalina substituindo grãos indeterminados e em cutículas contínuas cobrindo grãos (polarizadores descruzados); b) Crescimentos bem desenvolvidos de quartzo (seta vermelha) e de feldspato potássico (setas amarelas) pós cutículas contínuas de hematita (polarizadores cruzados)

A porosidade intergranular primária e intragranular no arcabouço é rara, enquanto há traços de poro móldico no arcabouço, por dissolução de constituinte primário indiferenciado. Poros intragranulares são caracterizados por dissolução parcial dos grãos (ainda existem restos deles), ao passo que nos poros móldicos os grãos são totalmente dissolvidos, restando apenas seus moldes. Imagens desses tipos de porosidade podem ser visualizadas na Figura 5.7.

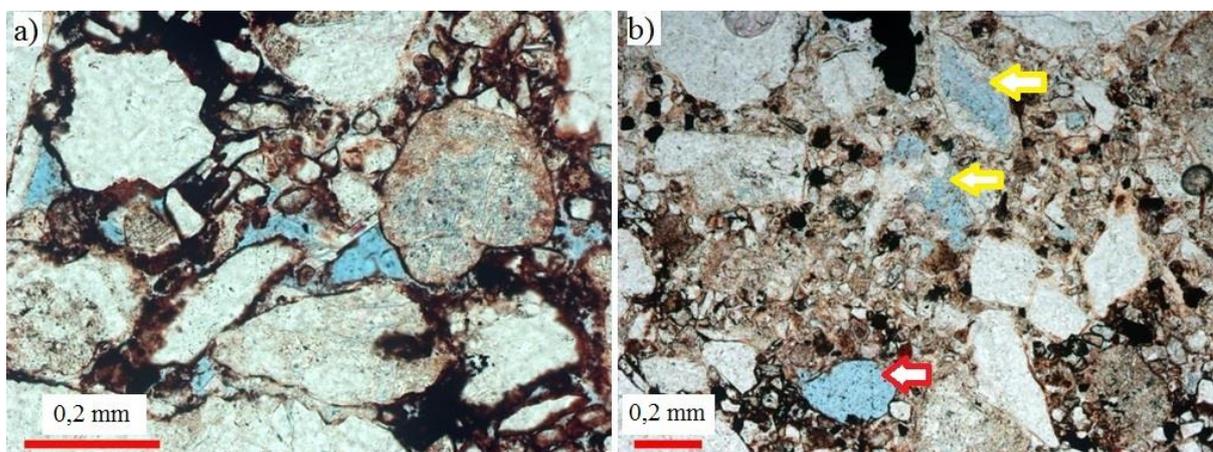


Figura 5.7 – Imagens da lâmina 3 (polarizadores descruzados): a) Rara porosidade intergranular primária (em azul), além de cutículas contínuas de hematita cobrindo e cimentando os grãos; b) Porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato (setas amarelas) e móldica (seta vermelha)

Com base nas relações paragenéticas entre os constituintes, a sequência diagenética interpretada pode ser visualizada no diagrama da Figura 5.8, que mostra a sequência de processos e produtos com o tempo. As espessuras das barras representam a importância do processo ou produto diagenético e sua representatividade. Já o comprimento indica o tempo de atuação do processo ou produto correspondente na evolução da rocha. Alguns são formados em uma fase inicial, influenciada pelas condições superficiais, chamada de eodiagênese, e outros em uma fase mais tardia, durante o soterramento, chamada de mesodiagênese.

Processos diagenéticos	Eodiagênese	Mesodiagênese
Hematita	██████████	
Compactação mecânica	████████████████████	
Compactação química		██████████
Crescimento de quartzo	██████████	██████████
Crescimento de K-feldspato	██████████	
Dissolução	██████████	
Caulinita	██████████	
Óxido de titânio	-----	
Ilita		██████████
Albita		-----
Calcita		██████████
Dolomita		██████████

Figura 5.8 – Conglomerado (lâmina 3): sequência diagenética

Quanto aos ambientes diagenéticos, há algumas evidências de eodiagênese continental meteórica sob clima seco, principalmente a significativa presença de hematita cobrindo grãos. Crescimentos de quartzo e feldspato potássico e óxido de titânio também são indícios de clima seco. A mesodiagênese profunda pode ser interpretada principalmente pelas presenças de ilita (esta sempre se forma nessa fase), calcita, dolomita (esta em hábito de sela) e crescimentos descontínuos de quartzo. Em menor ocorrência, mas também corroborando com isso, pode-se destacar a albitização.

5.3.2 Arenito muito fino

A caracterização das lâminas 2 e 6 identificou texturalmente essa litologia como arenito lamoso, devido ao seu teor significativo de grãos na fração lama. Do ponto de vista composicional, pode ser classificado, de acordo com Folk (1968), como arcóseo, ou seja, possui teores significativos de feldspato em sua composição. A Figura 5.9 mostra imagens que caracterizam a litologia.

O intervalo de tamanho dos grãos varia entre silte (0,03 mm) e areia média (0,35 mm), sendo que o tamanho de grão modal é de areia muito fina (0,08 mm). Os grãos são moderadamente

selecionados, de esfericidade média e subangulares. A litologia é rica em minerais pesados opacos, conforme as imagens da Figura 5.10, e destaca-se a ausência de porosidade. Sua estrutura é caracterizada por laminação irregular e bioturbação. Esta última, segundo Tucker (2001), ocorre quando organismos vivos atuam sobre as laminações.

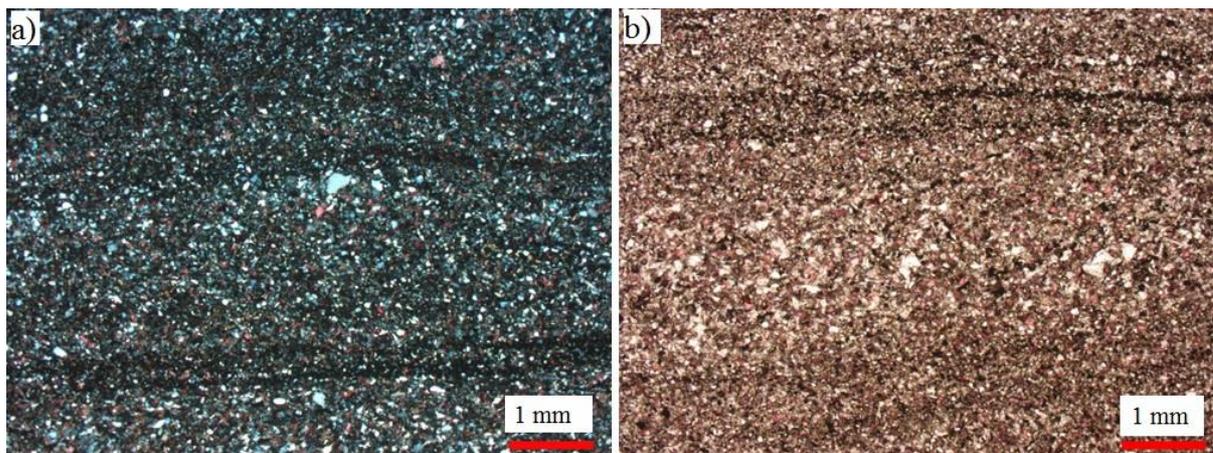


Figura 5.9 – Imagens da lâmina 2 – Arenito muito fino lamoso moderadamente selecionados com grãos subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados

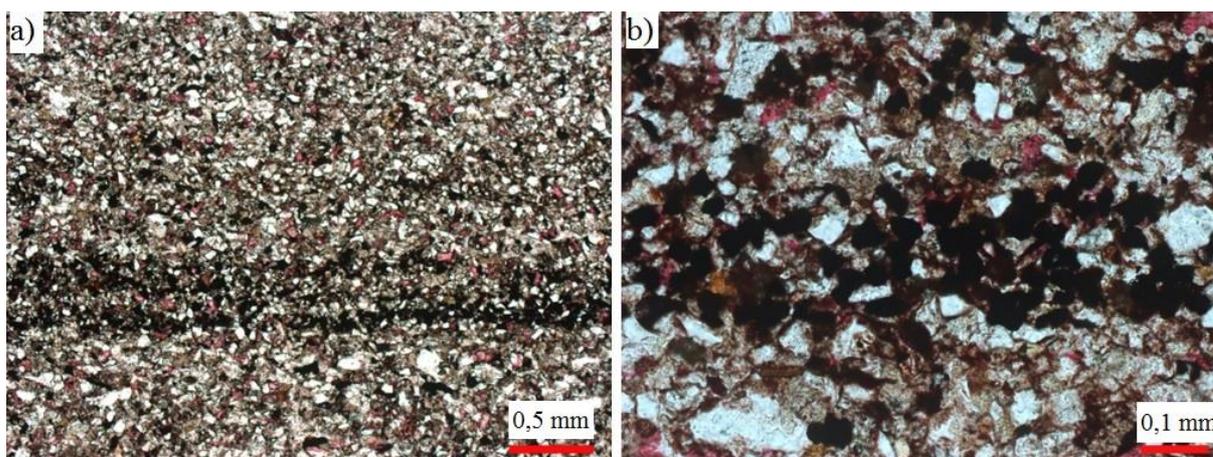


Figura 5.10 – Imagens da lâmina 2 (polarizadores descruzados): a) Laminação composicional marcada por nível concentrado de minerais opacos; b) Laminação composta predominantemente por minerais pesados opacos

A rocha apresenta apenas traços de contatos pontuais, conforme a Tabela 5.4, fato que é causado pela dissolução por pressão, fenômeno de compactação química, processo diagenético que ocorre na mesodiagenese. De acordo com Giannini e Melo (2009), isso significa que um elevado grau de compactação química dissolveu os contatos que tendem a não ser mais pontuais, mas sim côncavos-convexos e suturados. Segundo Tucker (2001), os contatos se

tornam côncavos-convexos quando um grão dissolve mais facilmente que o outro e se tornam suturados quando os grãos apresentam solubilidade e dureza similares. Nessa litologia há maior frequência de contatos côncavos-convexos.

Quanto à composição primária, ocorre quartzo detrítico monocristalino em abundância como grão monominerálico, e em traços em fragmentos de rocha plutônica. Feldspato microclínio detrítico ocorre em abundância como grão monominerálico, além de traços de pertita detrítica, também nessa forma. A parcela de fragmentos de rochas é formada principalmente por rochas metamórficas, predominantemente meta-siltito que ocorre em abundância, mas também ardósia, de rara ocorrência, e traços de filito. Imagens desses fragmentos podem ser verificadas na Figura 5.11. Fragmentos de rocha vulcânica com textura afírica e chert também possuem rara ocorrência. Como já foi relatado, há abundância de minerais pesados opacos, além da presença comum de muscovita e rara de zircão, todos como grão monominerálico.

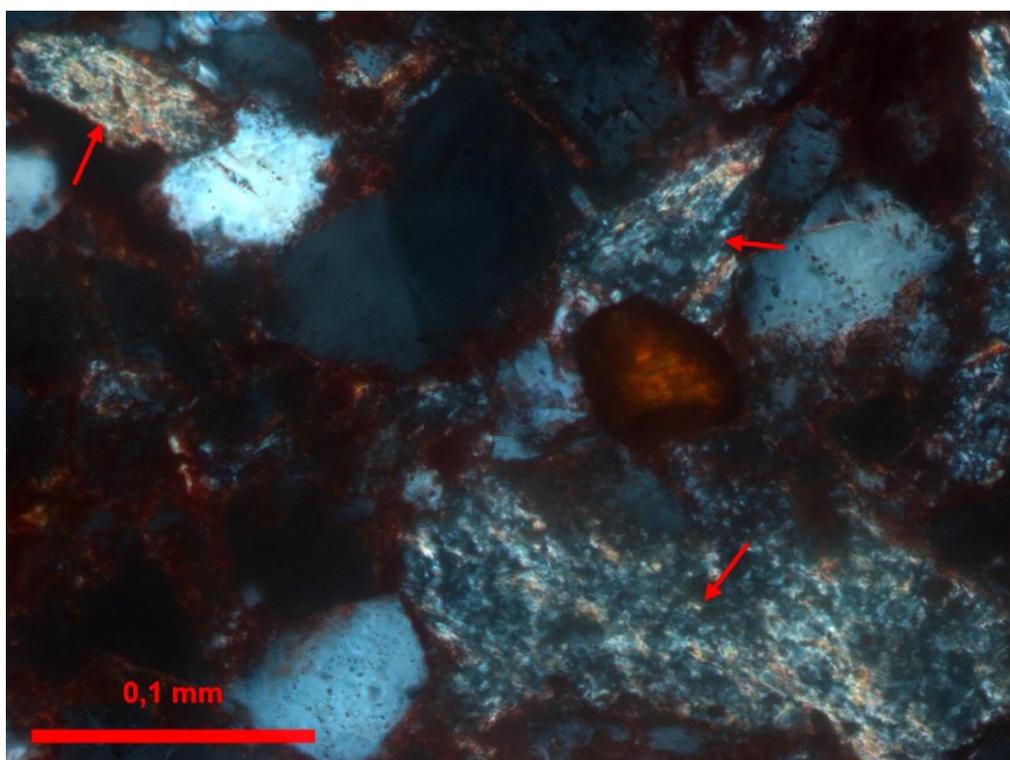


Figura 5.11 – Lâmina 6 (polarizadores cruzados) – Fragmentos de rocha metamórfica de baixo grau (ardósia e meta-siltitos)

Em relação à composição diagenética, destaca-se a abundância de hematita como cutículas contínuas cobrindo grãos, além de ser comum também sua presença microcristalina intergranular preenchendo poros e intragranular substituindo minerais pesados e grãos

indeterminados. De fato, a acentuada presença de hematita está relacionada à coloração avermelhada que essa rocha possui. De acordo com Tucker (2001), muitos sedimentos clásticos terrígenos possuem cor vermelha devido à presença de hematita. Há ainda abundância de calcita macrocristalina intragranular substituindo constituinte primário indiferenciado, além de outras substituições de menor ocorrência desse mesmo mineral. Imagens de cutículas de hematita e de calcita macrocristalina podem ser verificadas na Figura 5.12. Crescimentos descontínuos de quartzo e de feldspato potássico são comuns, cobrindo quartzo detrítico monocristalino e microclínio detrítico, respectivamente. Estes crescimentos podem ser vistos nas imagens da Figura 5.13. É possível verificar os crescimentos sobre as cutículas que cobrem os grãos.

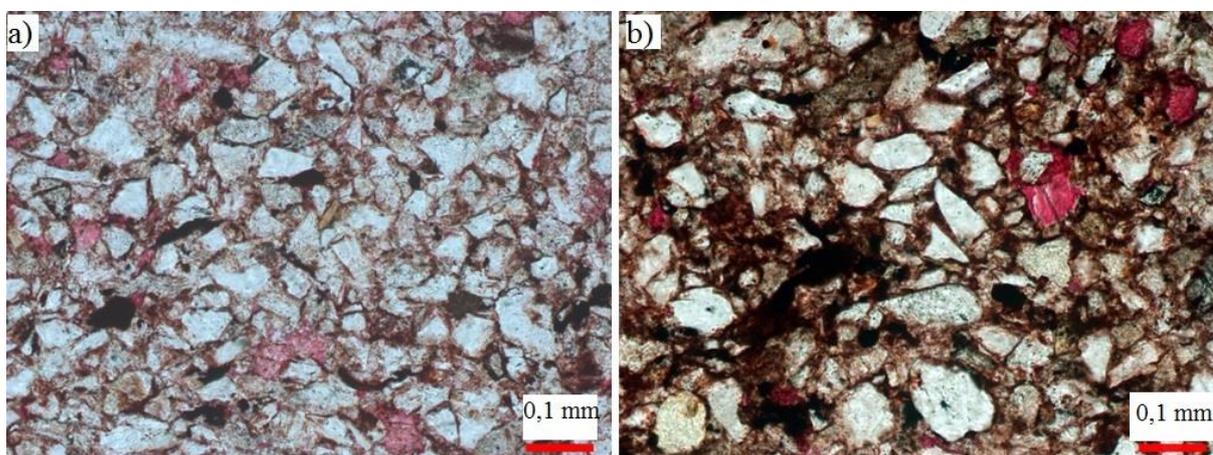


Figura 5.12 – Polarizadores descruzados: a) Lâmina 2: grãos subangulares cobertos por fina cutícula de hematita e cimentados por calcita macrocristalina (rosa) tingida por solução de alizarina; b) Lâmina 6: cutículas de hematita cobrindo e cimentando grãos

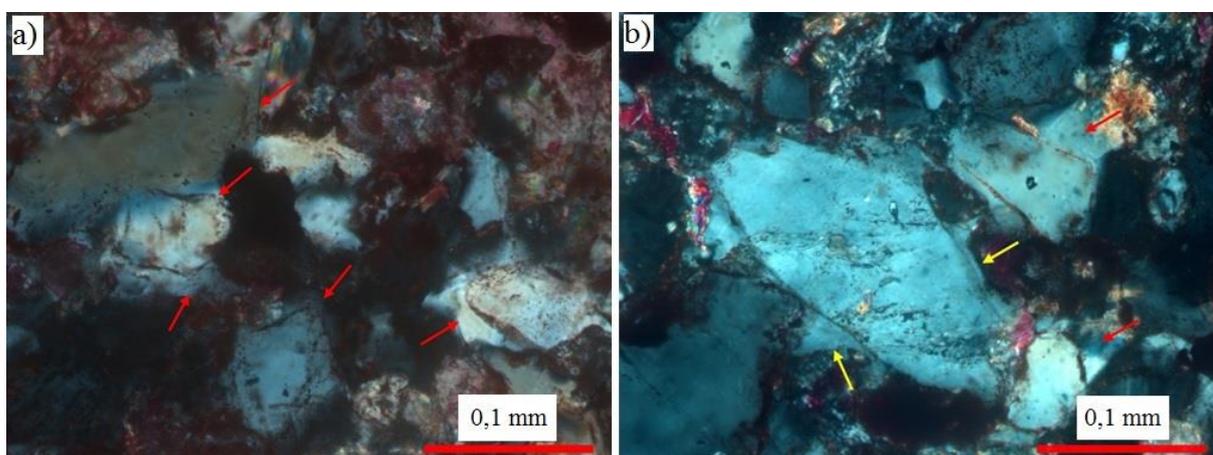


Figura 5.13 – Polarizadores cruzados: a) Lâmina 2: crescimentos descontínuos de quartzo (setas); b) Lâmina 6: crescimentos de quartzo (setas vermelhas) e de feldspato potássico (setas amarelas) cimentando grãos do arcabouço

Com base nas relações paragenéticas entre os constituintes, a sequência diagenética interpretada é apresentada no diagrama da Figura 5.14.

Processos diagenéticos	Eodiagênese	Mesodiagênese
Hematita	██████████	
Compactação mecânica	████████████████████	
Compactação química		──────────
Crescimento de quartzo	██████████	██████████
Crescimento de K-feldspato	──────────	
Albita		──
Calcita		████████████████████

Figura 5.14 – Arenito muito fino (lâmina 2): sequência diagenética

Destaca-se a forte compactação mecânica e elevados teores de hematita e calcita. De fato, a compactação mecânica corrobora com a ausência de porosidade dessa litologia. Conforme Tucker (2001), a compactação rapidamente reduz a porosidade à medida que o empacotamento se torna mais romboédrico. Também, verifica-se a ausência de dissolução que, caso ocorresse, tenderia a gerar poros secundários (intragranulares e móldicos). Assim como no conglomerado, a presença de hematita em grande quantidade fornece evidências de eodiagênese continental meteórica sob clima seco. Adicionalmente, crescimentos de quartzo e feldspato potássico também corroboram com essa interpretação. Além disso, a presença de crescimentos descontínuos, compactação química, albita e, principalmente, calcita dão evidências de mesodiagênese profunda.

5.3.3 Arenito médio

A caracterização das lâminas 5 e 7 identificou essa litologia como arenito, pois possui 100% dos grãos primários variando entre areia muito fina (0,09 mm) e areia muito grossa (1,5 mm). O tamanho de grão modal é de areia fina (0,23 mm). De acordo com a classificação composicional de Folk (1968), do ponto de vista mineralógico, pode ser caracterizado como arcóseo lítico, ou seja, possui teores significativos de feldspato e fragmentos de outras rochas. Essa litologia apresenta grãos subangulares, moderadamente selecionados e de esfericidade

média. Essas caracterizações podem ser inferidas nas imagens da Figura 5.15. Na Figura 5.15 (b), é possível notar os poros entre os grãos, representados em azul.

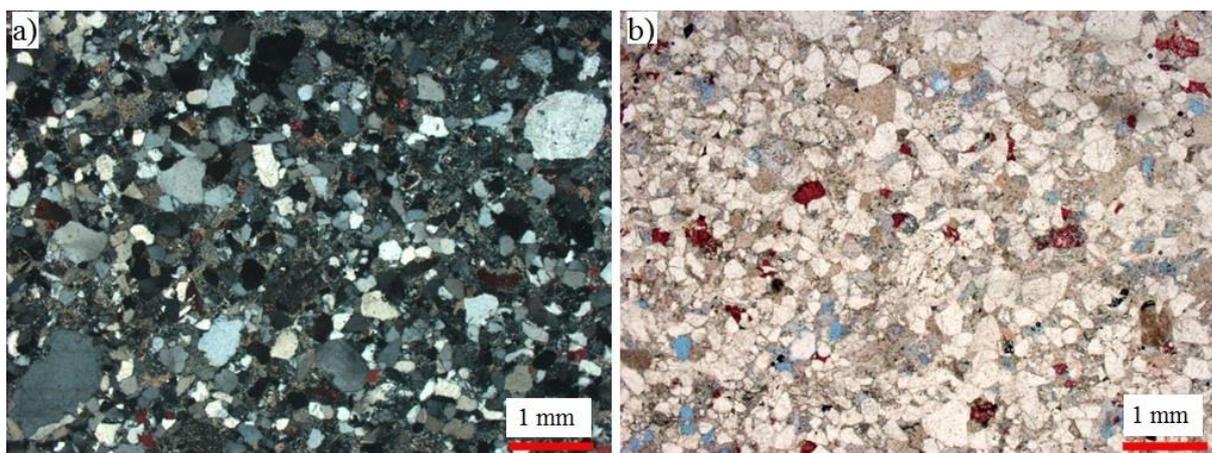


Figura 5.15 – Imagens da lâmina 5 – Arenito médio moderadamente selecionado com grãos subangulares: a) Polarizadores cruzados; b) Polarizadores descruzados

O fato da litologia não apresentar grãos na fração lama é um indício de ausência de matriz, fato que, de acordo com Tucker (2001), faz essa rocha ter maior maturidade textural que as demais. De acordo com o autor, a porosidade primária e a permeabilidade tendem a crescer com o aumento da maturidade textural, porque quanto maior for essa maturidade, menor o teor de matriz e maior a quantidade de poros.

Quanto à composição primária, a presença de quartzo detrítico monocristalino é abundante como grão monomineralico e comum em fragmentos de rocha plutônica. Também é comum a ocorrência de quartzo detrítico policristalino como grão monomineralico. Já o feldspato microclínio detrítico é abundante como grão monomineralico e comum em fragmentos de rocha plutônica, além da presença de traços de pertita detrítica como grão monomineralico. Em relação aos fragmentos de rochas, fragmentos de rocha vulcânica com textura afírica ocorrem em abundância. Assim como nas duas litologias avaliadas anteriormente, a presença de fragmentos de meta-siltito é significativa, sendo de ocorrência comum. De menor ocorrência, pode-se destacar ainda fragmentos de rocha vulcânica com textura esferulítica e rocha vulcânica piroclástica, filito, xisto e meta-arenito. Por fim, como acessórios, muscovita, de rara ocorrência, e traços de biotita e zircão também podem ser identificados, todos como grão monomineralico. A Figura 5.16 mostra que a litologia é rica em fragmentos de rochas de diversas origens e grãos de feldspato potássico microclínio.

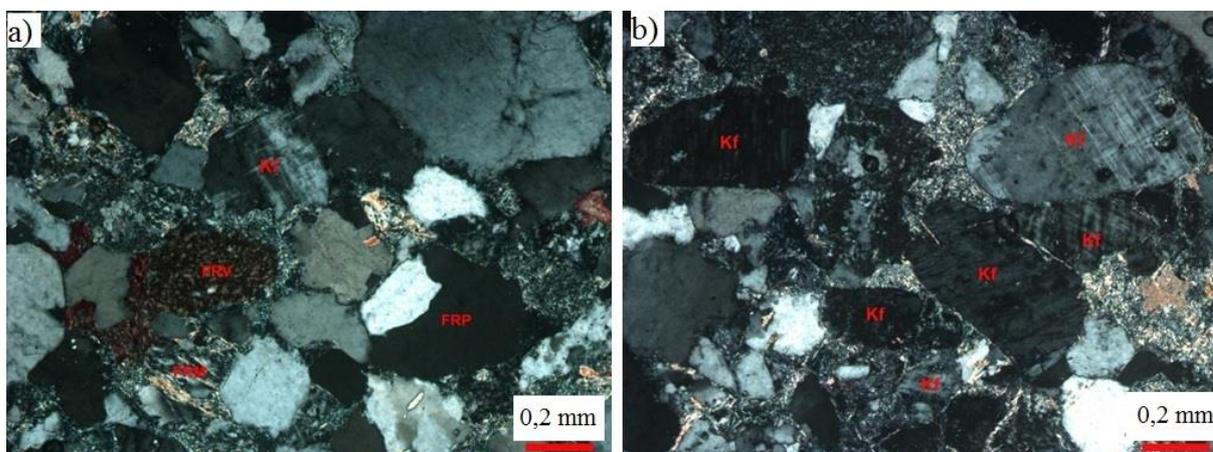


Figura 5.16 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Fragmentos de rocha vulcânica afírica (FRV), plutônica (FRP), metamórfica – meta-siltito (FRM) e feldspato potássico microclínio (Kf); b) Abundância de feldspato potássico microclínio (Kf)

Na composição diagenética, destaca-se a abundância de caulinita substituindo grãos de feldspato detrítico indiferenciado, fato que pode ser verificado na Figura 5.17. Há também rara ocorrência de caulinita expandindo grãos de muscovita. Ocorre ainda intensa ilitização de grãos de feldspato previamente substituídos por caulinita, conforme a Figura 5.18. A ilita também ocorre em franjas descontínuas cobrindo grãos e intergranular preenchendo poros. Há abundante crescimento descontínuo de quartzo cobrindo grãos de quartzo detrítico monocristalino. Calcita e dolomita macrocristalinas intergranulares e intragranulares substituem grãos previamente caulinizados e ilitizados. A Figura 5.19 ilustra dolomita substituindo grãos previamente caulinizados e crescimentos de quartzo. Há ainda traços de albita (plagioclásio sódico) microcristalina substituindo plagioclásio detrítico.

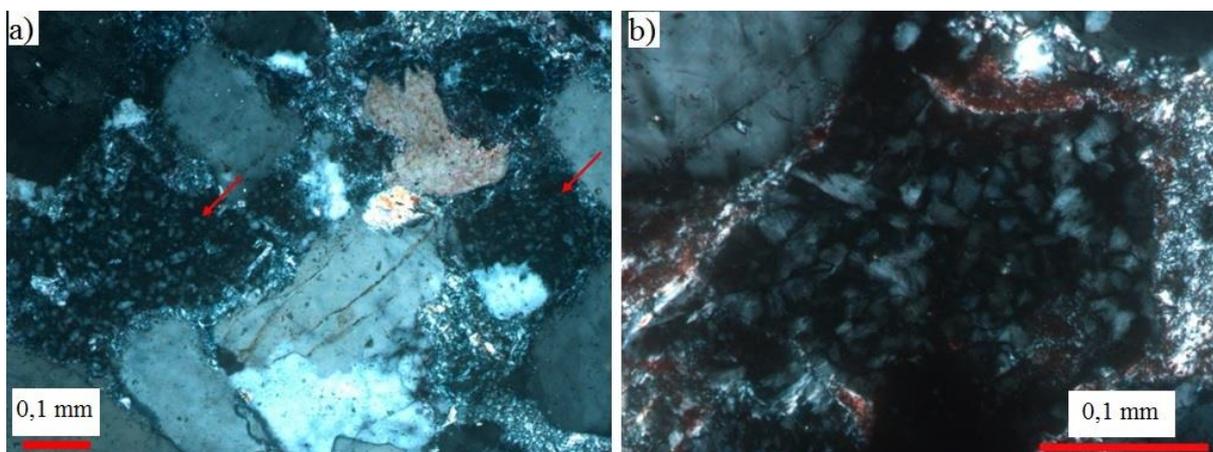


Figura 5.17 – Polarizadores cruzados: a) Lâmina 5: Grãos indeterminados, possivelmente feldspatos, substituídos por caulinita (setas); b) Lâmina 7: Caulinita substituindo grão indeterminado, possivelmente feldspato

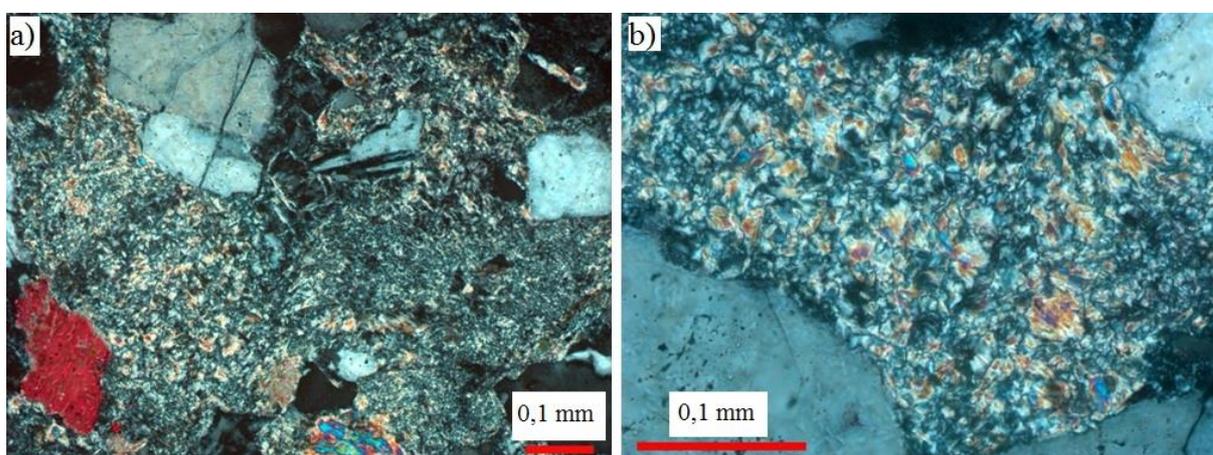


Figura 5.18 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Grãos indiferenciados previamente substituídos por caulinita e, posteriormente, por ilita; b) Detalhe da substituição da caulinita por ilita

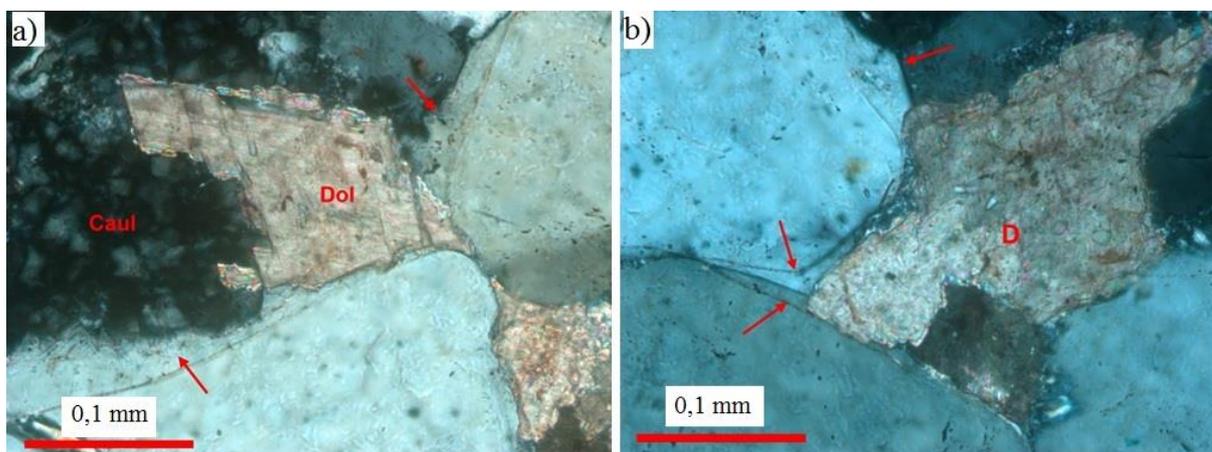


Figura 5.19 – Imagens da lâmina 5 (polarizadores cruzados): a) Dolomita (Dol) substituindo caulinita (Caul) intergranular e crescimentos de quartzo (setas); b) Dolomita macrocristalina (D) preenchendo poro intergranular e substituindo parcialmente crescimentos descontínuos de quartzo (setas)

Há raros poros intergranulares na porosidade primária. Quanto à porosidade secundária, é comum a ocorrência de poro intragranular em feldspato detrítico indiferenciado e rara em feldspato microclínio detrítico. Ainda, é comum a ocorrência de poro móldico em constituinte primário indiferenciado. Logo, essa considerável ocorrência de poros móldicos (caracterizados por dissolução total dos grãos) indica maior circulação de água no meio. A Figura 5.20 mostra a porosidade secundária dessa litologia (poros intragranulares e móldicos).

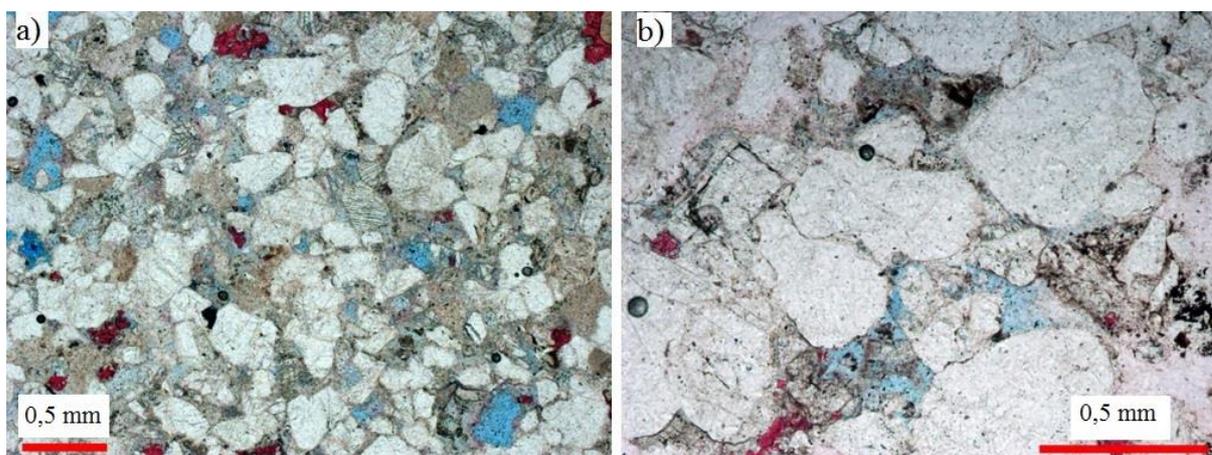


Figura 5.20 – Polarizadores descruzados: a) Lâmina 5: porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato e móldica; b) Lâmina 7: porosidade secundária intragranular em grãos de feldspato

A Figura 5.21 ilustra a sequência diagenética interpretada com base nas relações paragenéticas entre os constituintes.

Processos diagenéticos	Eodiagênese	Mesodiagênese
Compactação mecânica	████████████████████	
Compactação química		████████████
Crescimento de quartzo	██████████	████████████████
Dissolução	──────────	
Caulinita		██████████
Óxido de titânio		──
Ilita		████████████████
Albita		──
Calcita		████████████████
Dolomita		████████████████

Figura 5.21 – Arenito médio (lâmina 5): sequência diagenética

Na Tabela 5.4, destaca-se que essa litologia não apresenta contatos pontuais, fato que é consequência da dissolução por pressão, modificador de forma presente nessa litologia. De fato, a compactação química na mesodiagênese é mais significativa no arenito médio do que nas outras litologias aqui estudadas. O arenito muito fino também apresenta dissolução por pressão, no entanto, ainda assim, apresenta traços de contatos pontuais, como já relatado. Segundo Tucker (2001), a dissolução por pressão nos contatos é mínima quando o sedimento é cimentado cedo, antes do soterramento profundo, ou quando há muita matriz, pois neste caso o peso é distribuído e as pressões nos contatos reduzem. Ambos os casos não ocorrem nesta litologia.

Também pode-se notar a intensa ilitização e caulinitização. De acordo com Boggs Junior (1992) e Pettijohn et al. (1987), a caulinitização de feldspato potássico na diagênese é um forte indício da presença de água. A dissolução de grãos ocorre por mais tempo do que no conglomerado, formando poros intragranulares e móldicos na eodiagênese em maior significância.

Quanto aos ambientes diagenéticos interpretados, pode-se atribuir eodiagênese meteórica continental sob clima úmido devido à grande quantidade de caulinita substituindo feldspato. A ocorrência significativa de poros intragranulares e móldicos indica maior circulação de água meteórica no meio de sua formação, corroborando com a interpretação de clima úmido. Indícios de mesodiagênese profunda são compactação química, crescimentos descontínuos de quartzo, calcita, dolomita e albitização.

5.3.4 Considerações gerais

Nota-se que as análises petrográficas das três litologias em estudo concluíram que os grãos possuem arredondamento subangular, em concordância com as rochas da mesma formação estudadas por Nóbrega (2011), explanadas na seção 3.2. Logo, a distância de transporte em relação às rochas de origem provavelmente não foi muito grande, não sendo suficiente para suavizar as arestas dos grãos. Tanto as análises petrográficas de Nóbrega (2011) como as das rochas dessa pesquisa encontraram cimentação carbonática e ferruginosa. Entre os fragmentos de rochas, destaca-se fragmentos de meta-siltito, de ocorrência comum a abundante, nas três litologias avaliadas. Nóbrega (2011) e Ros et al. (1994) também identificaram arcóseos e arcóseos líticos nos seus estudos no Grupo Guaritas.

Ao comparar as três litologias, nota-se que o arenito médio teve como ambiente diagenético interpretado de eodiagênese meteórica continental sob clima úmido, ao passo que as demais litologias foram submetidas a esses processos sob clima seco. De acordo com Tucker (2001), em um ambiente diagenético de clima úmido, há tendência de maior ocorrência de quartzo e caulinita, esta última tendo alterado de feldspato.

Verifica-se que o arenito médio possui empacotamento apertado, devido à baixa porosidade intergranular, ao passo que o conglomerado possui empacotamento normal. No entanto, a primeira litologia apresenta ocorrência comum de poros intragranulares e móldicos, formados na diagênese, enquanto a segunda litologia apresenta esses poros em níveis de traço a raro. Isso indica que, apesar do empacotamento mais apertado do arenito médio, sua porosidade secundária é maior que a do conglomerado, o que contribuiu para possuir maiores absorção d'água aparente e porosidade aparente, conforme relatado anteriormente.

Todas as litologias apresentam mesodiagênese profunda. Alguns indícios disso são os crescimentos descontínuos de quartzo, illita, albitização e dolomita.

5.4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Esta seção aborda os resultados, análise e interpretação dos ensaios realizados a fim de avaliar a resistência à compressão simples das rochas estudadas.

5.4.1 Resultados

A Tabela 5.5 e a Figura 5.22 abaixo demonstram os resultados de todos os ensaios RCS realizados. Já a Tabela 5.6 expõem os cálculos de média, desvio padrão e coeficiente de variação (CV). Os valores de diâmetro (D) e altura (h) dos corpos de prova demonstrados na primeira tabela correspondem à média das medidas realizadas (6 de diâmetro e 3 de altura). A diferença entre a maior e a menor das três medidas de alturas de um mesmo corpo de prova variou entre 0,10 mm e 0,50 mm, atendendo, portanto à recomendação da ASTM D 4543/08 (ASTM, 2008), que limita essa diferença em 0,50 mm, mas não à recomendação da ISRM (1979), que limita a diferença em 0,02 mm. Todavia, a camada de couro posicionada entre a prensa e o corpo de prova minimiza efeitos indesejados de concentração de tensões.

Tabela 5.5 – Principais características e resultados dos ensaios RCS dos corpos de prova de rocha

Litologia	ID	D (mm)	h (mm)	h/d	Carga ruptura (kN)	RCS (MPa)	Data do ensaio
Arenito médio	AM1	47,08	97,50	2,07	31,6	18,16	05/12/2017
Arenito médio	AM2	47,47	95,95	2,02	42,4	23,96	05/12/2017
Arenito médio	AM3	47,21	96,18	2,04	22,2	12,68	05/12/2017
Arenito médio	AM4	47,46	96,18	2,03	49,4	27,93	18/12/2017
Arenito muito fino	AMF1	47,56	95,78	2,01	147,2	82,86	05/12/2017
Arenito muito fino	AMF2	47,10	97,68	2,07	87,8	50,39	05/12/2017
Arenito muito fino	AMF3	47,26	98,00	2,07	99,2	56,55	05/12/2017
Arenito muito fino	AMF4	47,56	96,73	2,03	124,8	70,25	18/12/2017
Arenito muito fino	AMF5	47,08	96,60	2,05	119,6	68,69	18/12/2017
Conglomerado	C1	47,60	97,55	2,05	130,8	73,50	05/12/2017
Conglomerado	C2	47,63	98,60	2,07	92,2	51,76	05/12/2017
Conglomerado	C3	47,68	97,02	2,04	73,8	41,33	05/12/2017
Conglomerado	C4	47,51	97,37	2,05	61,8	34,86	05/12/2017
Conglomerado	C5	47,23	95,50	2,02	94,6	54,01	18/12/2017
Conglomerado	C6	47,65	94,57	1,99	152,0	85,24	18/12/2017
Conglomerado	C7	47,58	94,95	2,00	113,4	63,77	18/12/2017
Conglomerado	C8	47,42	95,27	2,01	100,0	56,63	18/12/2017
Conglomerado	C9	47,47	96,48	2,03	118,8	67,14	18/12/2017
Conglomerado	C10	47,47	95,40	2,01	78,6	44,42	18/12/2017

Tabela 5.6 – Média, desvio padrão e CV dos valores de RCS para as três litologias

Litologia	RCS Média (MPa)	Desvio padrão	CV
Conglomerado (C)	57,26	15,449	0,270
Arenito muito fino (AMF)	65,75	12,671	0,193
Arenito médio (AM)	20,68	6,673	0,323

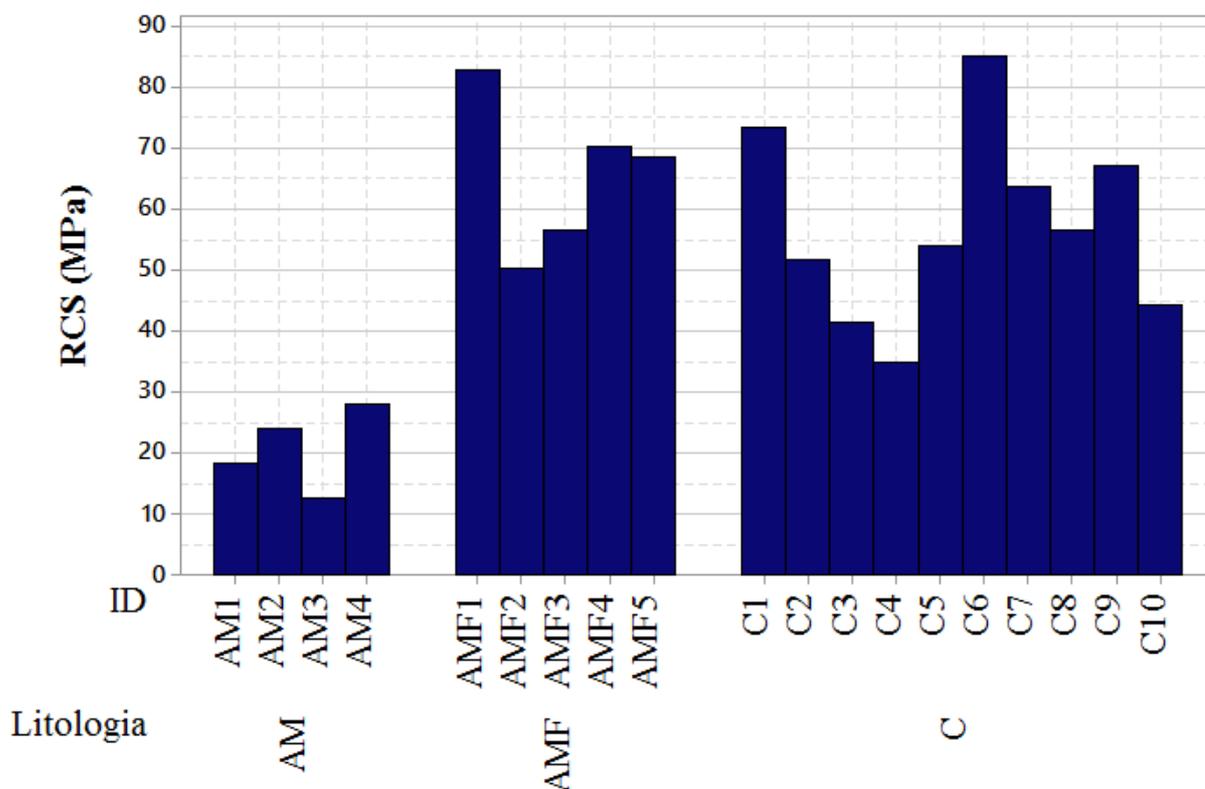


Figura 5.22 – Gráfico de colunas de todos os corpos de prova de rocha submetidos a ensaios RCS

5.4.2 Interpretação e análise

Destaca-se os elevados valores de RCS do conglomerado e do arenito muito fino em comparação ao arenito médio. De fato, o arenito médio apresentou uma facilidade muito maior ao apiloamento manual. Do ponto de vista geológico, a menor resistência desta litologia está relacionada à sua maior porosidade intragranular e móldica em comparação às outras devido à dissolução de grãos ocorrida na diagênese.

Além disso, a caracterização petrográfica identificou elevados teores de feldspato, caulinita e illita no arenito médio, minerais que tendem a ocasionar menor resistência da rocha. Argilominerais localizados nos espaços intergranulares também diminuem essa resistência. De

acordo com Tucker (2001), a estabilidade mecânica do feldspato é inferior à do quartzo, uma vez que são minerais menos duros e com clivagem mais relevante.

De posse dos valores médios de RCS de todas as litologias avaliadas neste trabalho, é possível classificá-las de acordo com aquelas propostas na seção 2.1.5. Essa classificação é ilustrada na Figura 5.23.

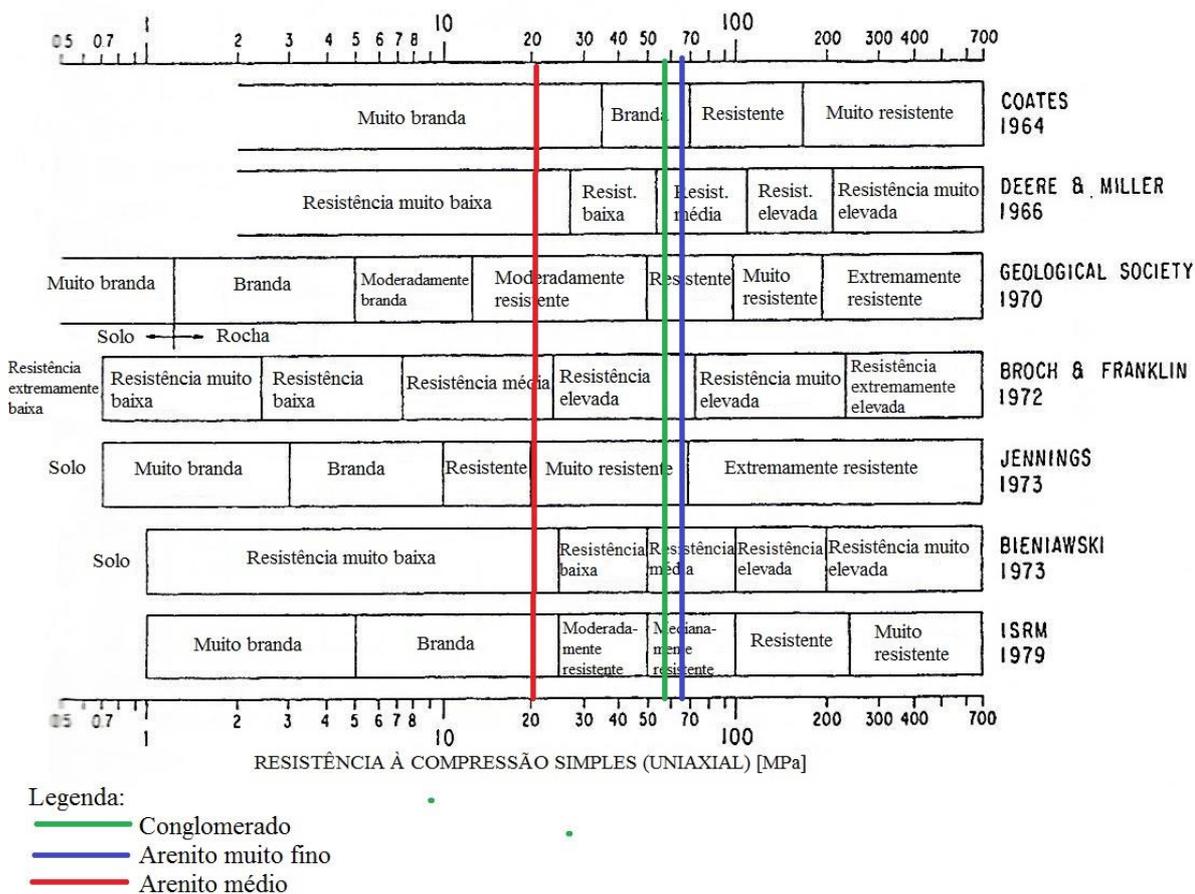


Figura 5.23 – Classificação quanto à resistência à compressão simples das rochas estudadas (adaptado de BIENIAWSKI, 1989)

De fato, não há um consenso entre as diferentes classificações propostas por vários autores, devido à grande divergência existente entre elas. Todavia, nota-se que o conglomerado e o arenito muito fino, de modo geral, podem ser classificados como rochas de resistência média a elevada, enquanto o arenito médio pode ser classificado como de resistência baixa a muito baixa. Destaca-se a classificação da ISRM (1979), por se tratar de um órgão internacional reconhecido em mecânica de rochas, que avalia o arenito médio como brando, enquanto o arenito muito fino e o conglomerado são classificados como medianamente resistentes.

5.5 ENSAIOS CCBT

Neste item, apresentam-se os resultados dos ensaios e, a seguir, a interpretação e análise dos mesmos com base nas caracterizações realizadas pelos procedimentos detalhados previamente. Posteriormente, é realizado um comparativo entre os valores de S_w aqui encontrados com valores de q_s da literatura e com valores de S_w obtidos de outros trabalhos que abordaram a metodologia CCBT. Por fim, em razão da variabilidade dos resultados dos ensaios, julgou-se necessário fazer uma avaliação estatística, a fim de melhor interpretar como essa variabilidade é importante e deve ser levada em consideração na escolha do parâmetro a nível de projeto e de pesquisa.

5.5.1 Resultados

Alguns resultados preliminares, obtidos em uma moldagem piloto realizada a fim de verificar todas as etapas do ensaio CCBT, foram publicados por Azevedo et al. (2017). Porém, estes dados não serão avaliados junto com os desta dissertação, uma vez que na época de sua realização a câmara úmida do laboratório não encontrava-se em funcionamento e os corpos de prova foram curados em água, configurando-se, portanto, uma cura diferente da realizada aqui.

A Tabela 5.7, a Tabela 5.8 e a Tabela 5.9 mostram os resultados dos ensaios CCBT para as três litologias separadamente: conglomerado, arenito muito fino e arenito médio, respectivamente. Os valores de tensão de ruptura, obtidos dos ensaios, e de tensão normal e tensão cisalhante, calculados no plano da junta, além do peso específico natural de cada corpo de prova, estão apresentados nas tabelas citadas. A identificação (ID) é a mesma utilizada na Tabela 4.3. As tensões axiais de ruptura foram calculadas em função das cargas de ruptura corrigidas para aqueles corpos de prova com relação altura/diâmetro (h/D) inferior a 1,94, conforme recomenda a NBR 5739 (ABNT, 2007). Nessas tabelas estão expostos apenas os resultados finais de tensões de ruptura e tensões calculadas na junta, enquanto no Apêndice A podem ser encontrados dados completos de dimensões e massas dos corpos de prova ensaiados, assim como os das amostras rochosas cortadas, antes da moldagem. As dimensões foram calculadas pela média das medidas realizadas.

Tabela 5.7 – Resultados ensaios CCBT: conglomerado

Ângulo de corte (°)	ID	γ_n (kN/m ³)	Tensão axial de ruptura* (MPa)	Tensões na junta (MPa)		Local de ruptura
				$\sigma_{n\beta}$	τ_β	
30	29	20,68	7,201	1,800	3,118	Junta
	23	20,04	8,730	2,183	3,780	Junta
	41	20,44	7,714	1,929	3,340	Junta
	5	20,87	10,894	2,723	4,717	Junta
	53	20,70	10,945	2,736	4,739	Junta
	90	21,00	11,956	2,989	5,177	Junta
	11	20,46	10,898	2,725	4,719	Junta
	17	20,95	6,449	1,612	2,793	Junta
	35	20,68	8,336	2,084	3,610	Junta
	47	21,25	8,223	2,056	3,561	Junta e Nata
	89	20,77	11,964	2,991	5,181	Junta
	78	20,95	17,485	4,371	7,571	Junta
	74	20,56	10,946	2,737	4,740	Junta
	66	20,87	12,119	3,030	5,248	Junta
	87	20,66	9,206	2,301	3,986	Junta
	62	20,49	9,343	2,336	4,046	Junta
	88	20,62	9,854	2,464	4,267	Junta
	82	20,48	9,584	2,396	4,150	Junta
	58	20,97	4,650	1,163	2,014	Junta
	70	20,50	16,423	4,106	7,111	Junta
85	21,11	8,726	2,181	3,778	Junta	
45	36	20,70	14,206	7,103	7,103	Junta
	6	20,52	10,426	5,213	5,213	Junta
	24	21,08	17,354	8,677	8,677	Junta
	42	20,69	25,373	12,687	12,687	Junta
	12	21,15	15,908	7,954	7,954	Junta
	48	20,60	23,938	11,969	11,969	Junta
	30	20,97	Sem dados	-	-	Não foi rompido
	54	20,79	15,304	7,652	7,652	Junta
	18	21,09	17,145	8,573	8,573	Junta
	59	20,45	18,740	9,370	9,370	Junta
	75	20,73	18,636	9,318	9,318	Junta
	79	20,89	24,090	12,045	12,045	Junta
	67	20,65	23,239	11,620	11,620	Junta
	71	21,03	22,022	11,011	11,011	Junta
	86	20,92	9,769	4,884	4,884	Junta
83	21,02	20,716	10,358	10,358	Junta	
63	20,99	24,574	12,287	12,287	Junta	

* Corrigida para corpos de prova com $h/D < 1,94$ conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007)

Tabela 5.8 – Resultados ensaios CCBT: arenito muito fino

Ângulo de corte (°)	ID	γ_n (kN/m ³)	Tensão axial de ruptura* (MPa)	Tensões na junta (MPa)		Local de ruptura
				$\sigma_{n\beta}$	τ_β	
30	39	21,04	8,979	2,245	3,888	Junta
	27	21,06	4,178	1,044	1,809	Junta
	45	21,01	6,590	1,647	2,854	Junta
	9	20,65	6,993	1,748	3,028	Junta
	51	20,81	13,308	3,327	5,762	Junta
	21	21,81	4,663	1,166	2,019	Junta
	3	21,54	3,193	0,798	1,382	Junta
	15	21,38	4,441	1,110	1,923	Junta
	33	20,98	5,571	1,393	2,412	Junta
	72	21,60	10,511	2,628	4,551	Junta
	60	21,18	8,768	2,192	3,797	Junta
	80	21,61	11,313	2,828	4,899	Junta
	56	21,19	10,272	2,568	4,448	Junta
	68	20,73	9,713	2,428	4,206	Junta
	64	21,45	8,555	2,139	3,704	Junta
	76	21,07	11,854	2,963	5,133	Junta
45	16	21,43	24,211	12,106	12,106	Junta
	40	21,19	19,386	9,693	9,693	Junta
	4	21,38	15,021	7,510	7,510	Junta
	10	21,03	21,900	10,950	10,950	Junta
	52	20,79	17,327	8,663	8,663	Junta
	46	21,17	19,720	9,860	9,860	Junta
	22	21,30	11,719	5,860	5,860	Junta
	28	21,13	29,363	14,681	14,681	Junta
	34	21,25	14,748	7,374	7,374	Junta
	69	21,11	16,083	8,041	8,041	Junta
	73	21,20	22,222	11,111	11,111	Junta
	84	20,98	25,421	12,711	12,711	Junta
	81	21,05	17,141	8,570	8,570	Junta
	57	21,36	17,575	8,788	8,788	Junta
	77	21,39	29,012	14,506	14,506	Junta
	61	21,43	Sem dados	-	-	Não foi rompido
65	21,23	25,027	12,513	12,513	Junta	

* Corrigida para corpos de prova com $h/D < 1,94$ conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007)

Tabela 5.9 – Resultados ensaios CCBT: arenito médio

Ângulo de corte (°)	ID	γ_n (kN/m ³)	Tensão axial de ruptura* (MPa)	Tensões na junta (MPa)		Local de ruptura
				$\sigma_{n\beta}$	τ_β	
30	25	20,41	10,811	2,703	4,681	Ruptura total do CP
	49	20,24	6,390	1,597	2,767	Junta
	7	20,64	0,392	0,098	0,170	Junta
	37	20,40	6,913	1,728	2,993	Junta
	43	20,49	12,060	3,015	5,222	Junta
	1	20,57	2,711	0,678	1,174	Junta
	19	20,61	2,656	0,664	1,150	Junta
	31	20,10	13,186	3,296	5,710	Junta
	13	20,29	1,354	0,339	0,586	Junta
45	14	20,36	19,612	9,806	9,806	Junta e Rocha
	26	20,62	23,788	11,894	11,894	Junta
	2	20,31	17,328	8,664	8,664	Junta e Rocha
	38	20,38	21,109	10,555	10,555	Junta
	44	20,65	16,336	8,168	8,168	Junta
	20	20,40	4,521	2,261	2,261	Junta
	32	20,58	16,191	8,095	8,095	Junta
	50	20,89	8,780	4,390	4,390	Junta e Nata
	8	20,73	15,701	7,850	7,850	Junta
55	21,32	15,092	7,546	7,546	Junta	

* Corrigida para corpos de prova com $h/D < 1,94$ conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007)

Dois corpos de prova (30 e 61) acabaram não sendo submetidos à ruptura devido a perdas acidentais. Outros dois corpos de prova (47 e 50) sofreram ruptura na nata de cimento, o que ocasionou o deslizamento entre as partes na junta. Devido à pouca ocorrência dessa forma de ruptura, esse fato deve ter sido ocasionado por alguma falha de moldagem dessas amostras, como, por exemplo, bolhas de ar indesejadas. Já os corpos de prova 2, 14 e 25 (todos eles da litologia arenito médio) sofreram ruptura por deslizamento na junta, porém a rocha também rompeu, sendo que no último o corpo de prova se destruiu completamente. Esse fenômeno se deu, possivelmente, devido à menor resistência do arenito médio em relação às demais litologias, salientando que nessas condições a ruptura da própria rocha acabou sendo tão crítica quanto a ruptura do contato entre nata de cimento e rocha. De fato, o arenito médio apresenta RCS inferior inclusive à nata de cimento.

Optou-se por utilizar os dados dos corpos de prova que não romperam na junta uma vez que os valores apresentam ordem de grandeza coerente com os demais. Também, a ruptura não ter ocorrido no contato entre os dois materiais indica que aquele contato resistiu no mínimo àquele

estado de tensões, sendo que o ponto crítico não é a superfície de contato entre os dois materiais. Imagens detalhadas das rupturas de cada corpo de prova podem ser verificadas no Apêndice B, que apresenta fichas individuais de cada um dos corpos de prova. A Figura 5.24 apresenta um exemplo típico de cada forma de ruptura notificada nas tabelas acima.

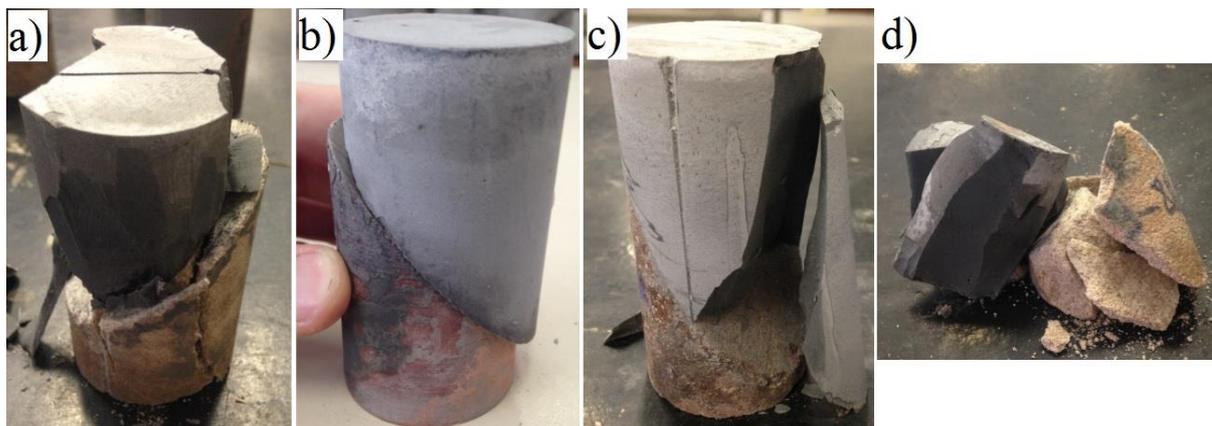


Figura 5.24 – Locais de ruptura identificados: a) Junta e rocha; b) Junta; c) Junta e nata; d) Ruptura total do CP

A Tabela 5.10 apresenta os resultados de RCS de todos os corpos de prova de nata de cimento ensaiados. Também foi realizada a correção da carga de ruptura para os corpos de prova com relação h/D menor que 1,94, conforme preconiza a NBR 5739 (ABNT, 2007). O peso específico das amostras de nata de cimento variou entre $17,03 \text{ kN/m}^3$ e $17,65 \text{ kN/m}^3$.

Os corpos de prova marcados com asterisco foram desprezados nos cálculos, em virtude de se afastarem mais do que 15% da média dos resultados. Portanto, conforme recomenda a NBR 7681-4 (ABNT, 2013b), um novo valor médio deve ser calculado sem eles. Por fim, a Tabela 5.11 mostra os valores de RCS médios calculados para cada dia de moldagem, além da média entre esses valores, desvio padrão e CV.

A Figura 5.25 mostra o gráfico de colunas com todos os valores de RCS de corpos de prova de nata de cimento ensaiados, separados por dia de moldagem, em concordância com a Tabela 5.10. Aqueles corpos de prova que divergiram mais do que 15% e não foram utilizados no cálculo da média estão em colunas cinzas, enquanto os que foram utilizados estão em colunas azuis.

Tabela 5.10 – Principais características e resultados dos ensaios RCS dos corpos de prova de nata de cimento

ID	γ_n (kN/m ³)	Carga ruptura (kN)	h/D	Carga de ruptura**(kN)	RCS (MPa)	Moldagem
N1	17,11	50,05	1,900	49,65	25,127	
N2	17,05	51,70	1,878	51,19	26,047	
N3*	17,08	36,70	1,948	36,70	18,598	Moldagem
N4*	17,20	54,35	1,940	54,09	27,464	1
N5	17,04	42,15	1,885	41,76	21,143	
N6	17,03	49,20	1,919	48,88	24,854	
N7	17,59	54,70	1,942	54,70	27,701	
N8	17,58	55,85	1,856	55,21	28,031	
N9	17,58	56,40	1,966	56,40	28,610	Moldagem
N10	17,51	47,55	1,884	47,11	23,937	2
N11	17,51	55,90	1,927	55,57	28,237	
N12	17,48	59,10	1,948	59,10	29,979	
N13	17,63	52,80	1,866	52,24	26,515	
N14	17,37	59,45	1,878	58,87	29,784	
N15	17,38	57,85	1,911	57,44	29,223	Moldagem
N16	17,40	60,55	1,901	60,07	30,513	3
N17	17,30	52,60	1,870	52,06	26,344	
N18	17,32	61,95	1,852	61,22	31,084	
N19*	17,45	35,55	1,915	35,31	17,935	
N20	17,41	54,30	1,921	53,96	27,253	
N21	17,56	48,10	1,918	47,79	24,248	Moldagem
N22*	17,51	61,75	1,906	61,29	31,068	4
N23	17,54	52,70	1,902	52,29	26,551	
N24	17,44	58,40	1,932	58,08	29,512	
N25	17,50	59,70	1,864	59,05	29,925	
N26*	17,48	36,40	1,855	35,98	18,202	
N27	17,49	54,50	1,869	53,93	27,337	Moldagem
N28	17,56	50,20	1,865	49,66	25,241	5
N29	17,55	61,35	1,887	60,80	30,840	
N30*	17,65	62,75	1,857	62,04	31,384	

* Valores não considerados para cálculo da média por divergirem mais do que 15%

** Corrigida para corpos de prova com h/D < 1,94 conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007)

Tabela 5.11 – Média, desvio padrão e CV dos valores de RCS da nata de cimento

Moldagem	Data ruptura	RCS Média (MPa)	Desvio padrão	CV
Moldagem 1	02/10/2017	24,293	2,161	0,089
Moldagem 2	06/11/2017	27,749	2,028	0,073
Moldagem 3	08/11/2017	28,911	2,024	0,070
Moldagem 4	13/11/2017	26,891	2,168	0,081
Moldagem 5	20/11/2017	28,336	2,541	0,090
RCS média (MPa)		27,236		

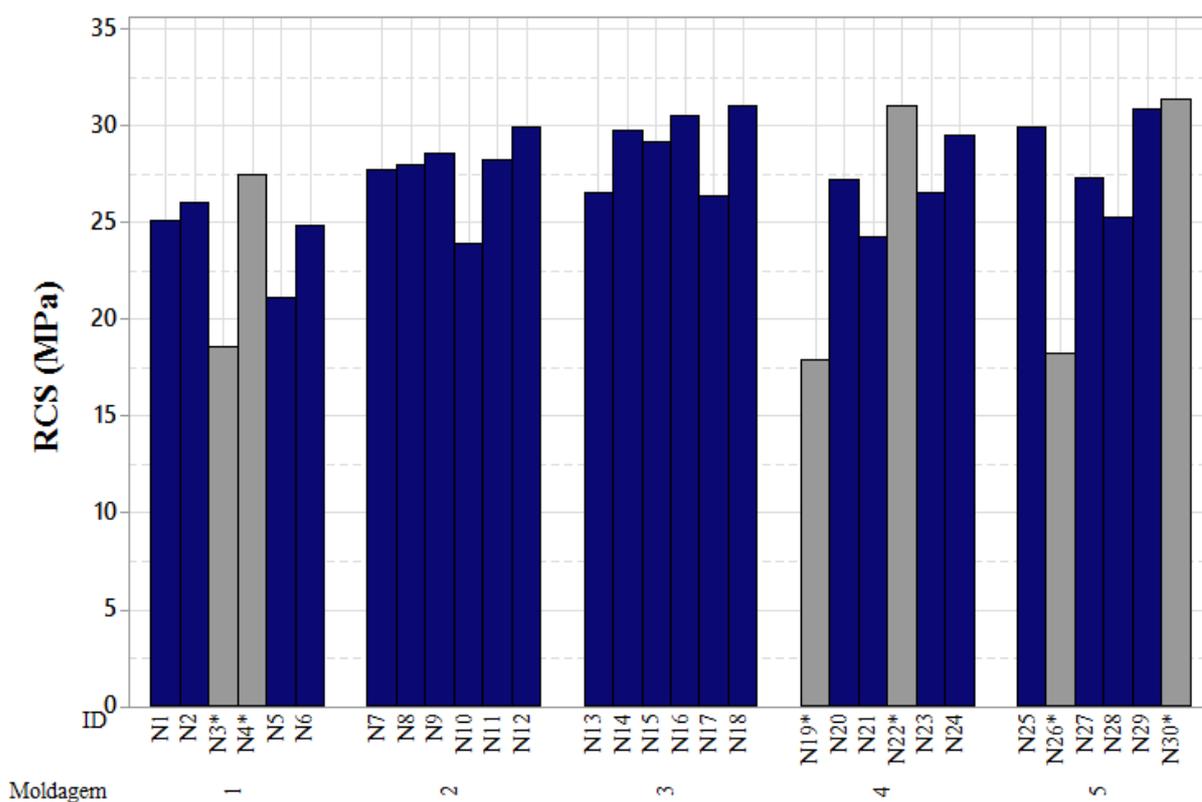


Figura 5.25 – Gráfico de colunas de todos os corpos de prova de nata de cimento submetidos a ensaios RCS. Em colunas azuis: dados utilizados no cálculo da média; em cinza: dados não utilizados no cálculo da média

Destaca-se a proximidade dos valores médios calculados em cada dia de moldagem com a exigência da NBR 5629 (ABNT, 2006b) para tirantes ancorados, que é de 25 MPa, mesma exigência feita por manuais internacionais para a técnica de grampeamento, conforme já relatado no capítulo de revisão bibliográfica desta dissertação. Apenas no primeiro dia de moldagem a média calculada foi inferior a 25 MPa, no entanto muito próxima ao valor normatizado. Portanto, a utilização de um fator a/c de 0,5, utilizando CP-IV-32, mostra-se adequada para injeção de tirantes ancorados e grampos.

Na Tabela 5.10, nota-se que três corpos de prova de nata de cimento tiveram seus valores de RCS inferiores a 20 MPa: N3, N19 e N26, confeccionados nos dias de moldagem 1, 4 e 5, respectivamente. Esses valores demonstram certa preocupação, apesar da NBR 7681-4 (ABNT, 2013b) recomendar excluí-los dos cálculos por divergirem mais do que 15% da média. Tal preocupação se deve ao fato de que essa divergência poderia ser tanto relacionada a uma falha de moldagem como a uma nata heterogênea na mistura. No entanto, nota-se que o peso específico dessas amostras de menor resistência é muito similar aos demais, que apresentaram

uma discrepância de no máximo 2% entre os resultados extremos moldados em um mesmo dia. Adicionalmente, nenhum corpo de prova misto moldado com as misturas que ocasionaram essas amostras de menor resistência de nata de cimento sofreu ruptura na nata de cimento. Portanto, esses valores inferiores a 20 MPa devem ser decorrentes de falha na moldagem do corpo de prova de nata de cimento e não de falha na mistura.

5.5.2 Interpretação e análise dos ensaios mistos

De acordo com a interpretação do ensaio CCBT, explanada na seção 2.4, e com base nos resultados individuais de cada ensaio, expostos na seção 5.5.1, é possível obter os valores de tensão de adesão e ângulo de atrito. Esses valores estão demonstrados na Tabela 5.12. Médias, desvios padrões e coeficientes de variação das tensões axiais de ruptura estão calculados na referida tabela. As tensões médias na junta foram calculadas com base no valor médio da tensão axial de ruptura. A Figura 5.26, a Figura 5.27 e a Figura 5.28 mostram as envoltórias para as três litologias, com base na Figura 2.27 definida por Macedo (1993).

Tabela 5.12 – Cálculo da adesão e ângulo de atrito na junta nata de cimento-rocha

Litologia	Ângulo de corte (°)	Tensão axial de ruptura (MPa)			Tensões médias na junta (MPa)		S _w (MPa)	Ângulo de Atrito (°)
		Média	Desvio padrão	CV	$\sigma_{n\beta}$	τ_{β}		
Conglomerado	30	10,078	2,978	0,296	2,520	4,364	2,52	36,2
	45	18,840	4,919	0,261	9,420	9,420		
Arenito muito fino	30	8,056	3,062	0,380	2,014	3,488	1,84	39,3
	45	20,367	5,200	0,255	10,184	10,184		
Arenito médio	30	6,275	4,833	0,770	1,569	2,717	1,43	39,3
	45	15,846	5,640	0,356	7,923	7,923		

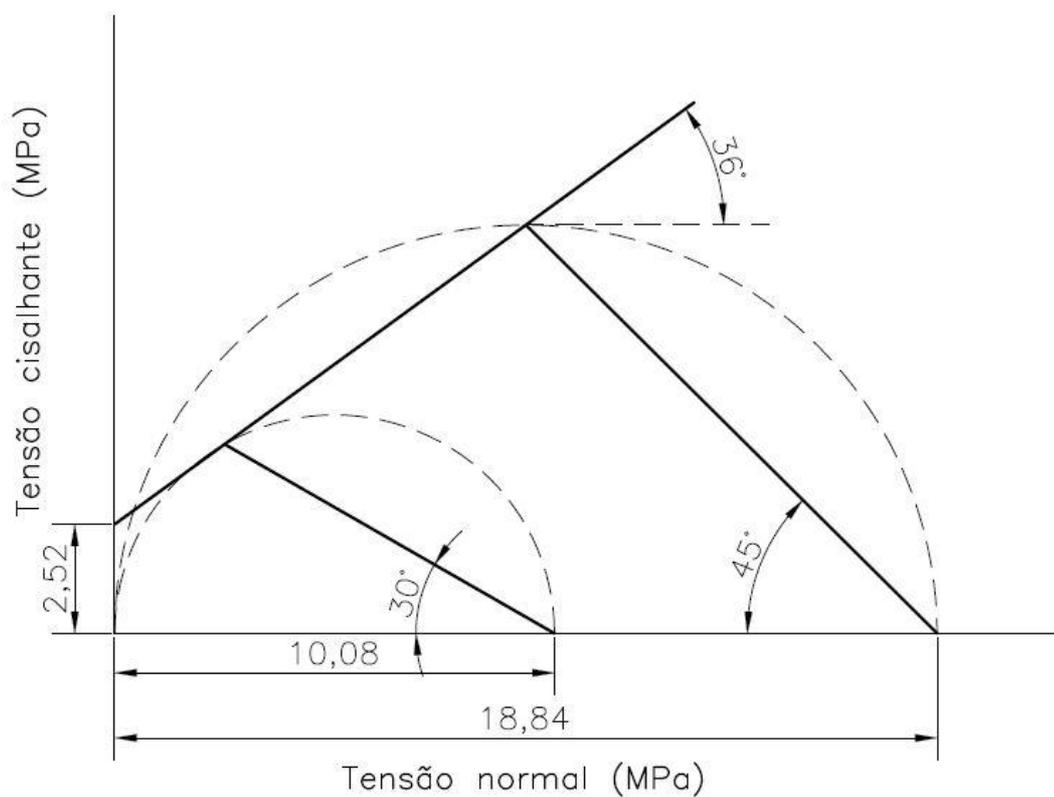


Figura 5.26 – Conglomerado: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)

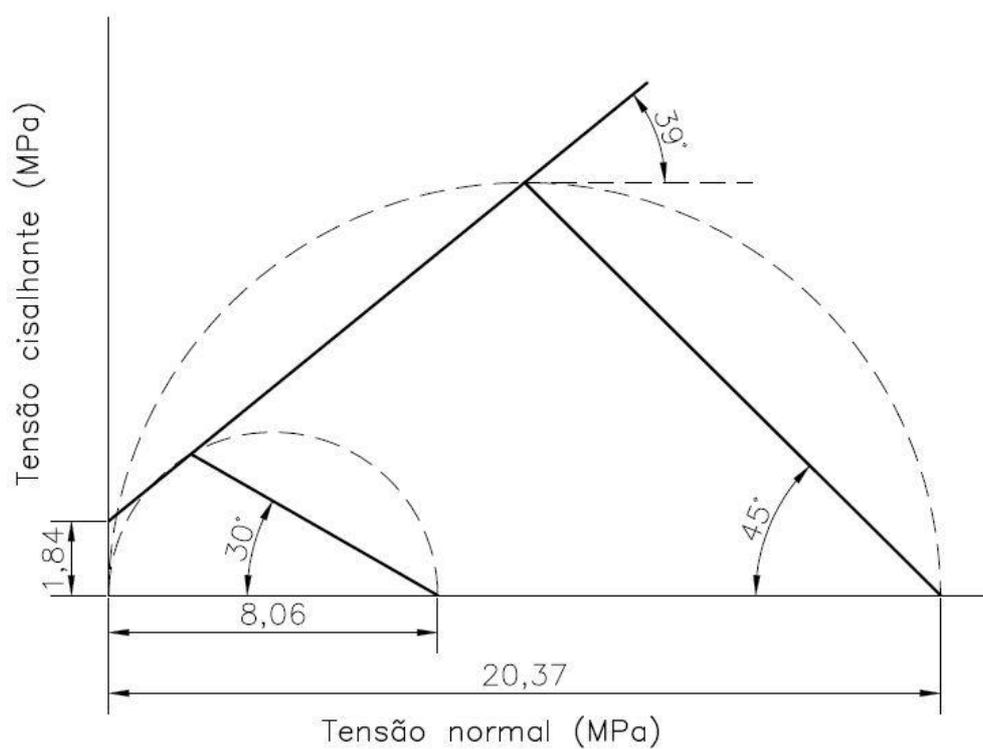


Figura 5.27 – Arenito muito fino: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)

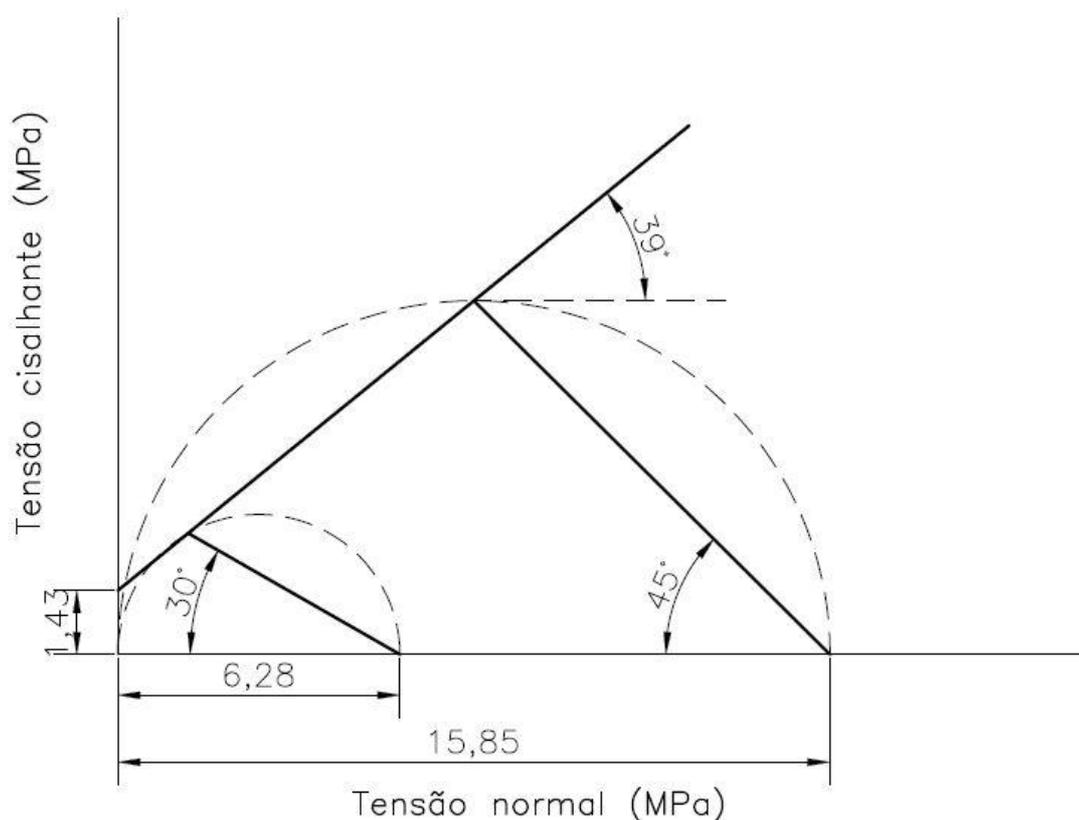


Figura 5.28 – Arenito médio: envoltória de ruptura do contato aderente segundo Macedo (1993)

O ângulo de atrito do contato aderente nata-rocha é igual para os dois arenitos ($39,3^\circ$), porém inferior para o conglomerado ($36,2^\circ$). Um indício desse comportamento é a superfície mais lisa no conglomerado, uma vez que muitos cortes interceptam fragmentos das rochas originais, sendo estas, predominantemente, metamórficas, vulcânicas e plutônicas. Já nos arenitos, a nata de cimento está em contato com os grãos de areia que formam essas rochas, grãos esses que possuem comportamento friccional.

O ângulo de atrito obtido para o conglomerado apresenta-se em um valor próximo ao avaliado por Macedo (1993) para algumas de suas séries em basaltos e dacitos, que variaram entre $37,3^\circ$ e $38,8^\circ$. É interessante essa comparação uma vez que, apesar de serem rochas de diferentes famílias, o conglomerado avaliado nesta pesquisa é formado por rochas de diversas origens, inclusive efusivas, como é o caso dos basaltos e dacitos. Já os valores de ângulo de atrito dos arenitos desta pesquisa encontram-se em um valor intermediário ao dos arenitos avaliados por Floriano (2014). Estes foram de 37° para o arenito Rio do Rastro e 41° para o arenito Botucatu.

Nota-se que o arenito médio, de menor resistência à compressão simples, também apresenta o menor valor de S_w . No entanto, o conglomerado apresenta valor de S_w superior ao arenito muito fino, enquanto sua resistência à compressão simples é inferior.

Um fator que praticamente não é considerado para determinação da tensão de aderência em ancoragens em rochas é a capacidade de absorção de fluídos por parte do maciço. A grande parte das correlações e dados de literatura existentes relaciona a tensão de aderência com as resistências da rocha e do fluído cimentante, conforme já relatado no capítulo de revisão bibliográfica deste trabalho. Uma vez que uma rocha tenha maior porosidade e maior capacidade de absorção d'água, a nata de cimento penetrará com maior eficiência quando vertida sobre a amostra rochosa (no caso de laboratório) ou quando injetada dentro de um furo para instalação de ancoragens (no caso da prática em campo). De fato, isso tem influência ao comparar o conglomerado com o arenito muito fino, visto que a maior porosidade aparente e a maior capacidade de absorção d'água aparente do conglomerado (resultados relatados na seção 5.1) prevalecem sobre a RCS e ocasionam um valor de adesão superior ao do arenito muito fino, litologia de maior RCS.

Como foi relatado na seção 2.2.2, a respeito de revestimentos argamassados na construção civil, um substrato com maior capacidade de absorção d'água promoverá caminho facilitado para os compostos em hidratação do cimento, favorecendo, principalmente, a adesão inicial. Apesar da diferente aplicabilidade, o fenômeno de absorção d'água pelo substrato (no caso, a rocha) é análogo. A Tabela 5.13 abaixo busca fazer uma comparação dos valores de adesão com essa relação entre resistência, porosidade e absorção d'água das litologias estudadas.

Tabela 5.13 – Relações entre adesão, resistência, porosidade e absorção d'água das litologias

Litologia	$\frac{S_w}{RCS}$ (%)	η_a (%)	α_a (%)	RCS* η_a	RCS* α_a	$\frac{S_w}{(RCS * \eta_a)}$	$\frac{S_w}{(RCS * \alpha_a)}$
Conglomerado	4,40	5,93	2,40	3,393	1,372	0,742	1,835
Arenito muito fino	2,80	5,11	2,01	3,363	1,322	0,547	1,390
Arenito médio	6,92	8,94	3,75	1,848	0,775	0,775	1,848

Ao analisar os valores de S_w/RCS , na segunda coluna da Tabela 5.13, esses variam entre 2,80% e 6,92%. Conforme já relatado anteriormente, a NBR 5629 (ABNT, 2006b) usa como referência

preliminar de projeto um valor de tensão de aderência igual a 3,33% (ou 1/30) da RCS da rocha, desde que a RCS da nata de cimento seja superior à da rocha.

Para as três litologias em estudo, a única que apresentou RCS inferior à nata de cimento foi o arenito médio, visto que sua RCS média foi de 20,68 MPa. Portanto, ao aplicar a recomendação da norma brasileira em ancoragens nessa rocha, a tensão de aderência calculada seria de 0,69 MPa, inferior ao valor de 1,43 MPa encontrado em laboratório. No entanto, outras correlações com a resistência da rocha relatadas por Littlejohn (1980) e PTI (1996), na seção 2.3.3.2, recomendam a utilização da tensão de aderência no valor de 10% da RCS da rocha. Ao aplicar a sugestão desses autores, ao contrário da recomendação da norma brasileira, a tensão de aderência estaria sendo superestimada, uma vez que resultaria em uma tensão de aderência de 2,07 MPa, superior ao valor de 1,43 MPa encontrado nos ensaios CCBT. Todavia, é importante lembrar que o resultado do ensaio CCBT desconsidera a parcela de atrito e que a recomendação desses autores refere-se à tensão última, portanto sem qualquer fator de segurança incorporado.

Ao aplicar a correlação da norma brasileira de tirantes ancorados para o conglomerado e para o arenito muito fino, a tensão de aderência a nível preliminar de projeto deveria ser calculada em função da RCS da nata de cimento, porque esta é inferior à RCS das duas litologias. O valor da RCS médio da nata de cimento de todas as moldagens realizadas em laboratório nessa pesquisa foi de 27,24 MPa, muito próximo ao valor de 25 MPa, usualmente tomado como referência. Portanto, o valor da tensão de aderência seguindo a recomendação normativa deveria ser, para essas duas litologias, igual a 1/30 desse valor, ou seja, 0,91 MPa. Este valor é muito inferior aos valores de 2,52 MPa e 1,84 MPa, encontrados nos ensaios CCBT para tensão de adesão, para o conglomerado e para o arenito muito fino, respectivamente. Por outro lado, ao utilizar os 10% da RCS da rocha para estimativa da tensão de aderência, conforme Littlejohn (1980) e PTI (1996), os valores seriam muito elevados. O valor da tensão de aderência calculado para o conglomerado seria 5,73 MPa e para o arenito muito fino seria de 6,58 MPa. No entanto, esses valores seriam limitados pelos máximos sugerido pelos autores, que é de 4,2 MPa, para Littlejohn (1980), e 3,1 MPa, para PTI (1996). Novamente, deve-se considerar que um fator de segurança variando entre 2,0 e 3,0 deve ser incorporado, de acordo com o recomendado por esses autores, resultando em valores similares aos encontrados nos ensaios CCBT.

Além da parcela de atrito, desprezada no ensaio CCBT conforme previamente elucidado, há que se considerar que as fraturas das rochas também não são avaliadas em laboratório. Essas

fraturas tendem a gerar microinjeções em campo, favorecendo a adesão. Portanto, o ensaio CCBT também é conservador nesse aspecto.

Em qualquer das litologias, a recomendação da NBR 5629 (ABNT, 2006b) é conservadora em comparação com os valores encontrados por meio dos ensaios CCBT nesta pesquisa. A Tabela 5.14 apresenta esses valores de q_s preliminares, obtidos conforme recomendação da norma brasileira de tirantes ancorados no terreno e com base nos valores de RCS das rochas e da nata de cimento verificados nesse trabalho, assim como os valores de S_w , também avaliados nesse trabalho.

Tabela 5.14 – Relações entre S_w obtidos dos ensaios CCBT com q_s obtidos da recomendação da NBR 5629 (ABNT, 2006b) a nível preliminar de projeto

Litologia	RCS rocha (MPa)	RCS nata (MPa)	S_w (MPa)	q_s^* (MPa)	S_w/q_s^*
Conglomerado	57,26	27,24	2,52	0,91	2,77
Arenito muito fino	65,75	27,24	1,84	0,91	2,02
Arenito médio	20,68	27,24	1,43	0,69	2,08

* valor preliminar de projeto conforme recomendação da NBR 5629 (ABNT, 2006b)

Avaliando a última coluna da Tabela 5.14 acima, nota-se que o valor da razão entre a tensão de adesão obtida dos ensaios CCBT e a tensão de aderência calculada conforme a normatização vigente varia entre 2,02 e 2,77. Essa razão pode ser interpretada como um fator de segurança da norma brasileira em relação à metodologia CCBT, pois relaciona dados obtidos de ensaios destrutivos (em laboratório) com a recomendação normativa. As limitações do ensaio CCBT estão inclusas nesse fator de segurança. Os valores encontrados situam-se dentro do intervalo de valores de fator de segurança recomendado em publicações consagradas da área, como Littlejohn (1980), Sabatini et al. (1999) e Xanthakos (1991), que variam entre 2,0 e 3,0, conforme já informado no capítulo de revisão bibliográfica desta dissertação.

Há a necessidade de relacionar outras propriedades da rocha, além da RCS, a fim de entender o comportamento de aderência com a nata de cimento. Verifica-se que o arenito médio possui a maior relação S_w/RCS , uma vez que parte significativa de sua capacidade de adesão não está relacionada com a resistência (que é consideravelmente inferior à das outras duas litologias), mas sim com sua capacidade de absorver a nata de cimento fluída, que promove o preenchimento e a cimentação de seus poros (estes predominantemente intragranulares e móldicos). O conglomerado apresenta valor intermediário da relação S_w/RCS , enquanto o

arenito muito fino apresenta o menor valor dessa razão entre todas as litologias. Pode-se observar que quanto maior o valor da razão S_w/RCS , também maior é a porosidade aparente e a absorção d'água aparente, indicando que realmente essas propriedades também colaboram com a parcela de adesão.

Ao retornar nas duas últimas colunas da Tabela 5.13, buscou-se uma relação entre a tensão de adesão com as parcelas de resistência, porosidade aparente e absorção d'água aparente. Nota-se que ao dividir a tensão de adesão pelo produto da RCS com a porosidade aparente e ao dividir a tensão de adesão pelo produto da RCS com a absorção d'água aparente, os valores são muito similares entre o conglomerado e o arenito médio. Contudo, esses valores são consideravelmente inferiores para o arenito muito fino.

Verificou-se, em algumas amostras cortadas de arenito muito fino, uma considerável quantidade de material impregnado resultante do corte. Essa camada de material também foi verificada no arenito médio e praticamente não ocorreu no conglomerado.

O fato do arenito muito fino apresentar 20% das partículas na fração lama, ao passo que o conglomerado apresenta 2,86% e o arenito médio não possui partículas dessa dimensão na composição primária, indica que essa camada de material fino vedou os poros e prejudicou a penetração da nata de cimento na rocha. Floriano (2014) observou que os arenitos por ele estudados apresentam quantidades significativas de finos nas suas composições que contribuem para a cimentação entre grãos. Todavia, ao realizar os cortes, esse material transforma-se em uma fina pasta constituída de um pó muito fino aderida à superfície cortada, resultando no selamento mecânico dos poros da rocha nessa região.

O autor supracitado já havia notificado que o acúmulo de material impregnado na superfície cortada dificulta a capacidade de adesão entre rocha e nata. Ele realizou lavagem com água nessa superfície em algumas amostras a fim de eliminar essa camada de material impregnado, e verificou que há significativo ganho de resistência de contato, devido à maior penetração de nata de cimento na rocha. De acordo com Floriano (2014), ao realizar os cortes com água, fato que foi realizado na presente dissertação, as espessuras de materiais pulverizados impregnados devem ser maiores pelo efeito coesivo desses materiais.

Isso pode ter ocasionado essa diferença de valores de adesão, visto que o arenito muito fino possui, entre as três litologias, o menor valor de adesão dividido pelas relações entre RCS,

porosidade aparente e absorção d'água aparente. Embora esse material impregnado pudesse ser eliminado em laboratório, seria difícil fazê-lo em campo, por isso essa condição foi mantida nos ensaios. A Figura 5.29 abaixo mostra dois corpos de prova de arenito muito fino cortados com ângulo de junta de 45°. À esquerda, observa-se a amostra ID = 4 que apresentou considerável material impregnado do corte e tensão de ruptura igual a 15,02 MPa. Por outro lado, à direita, apresenta-se a amostra ID = 84 caracterizada por superfície sem material impregnado resultante do corte e tensão de ruptura igual a 25,42 MPa. Fotos das superfícies de contato de todas as amostras ensaiadas podem ser verificadas no Apêndice B.

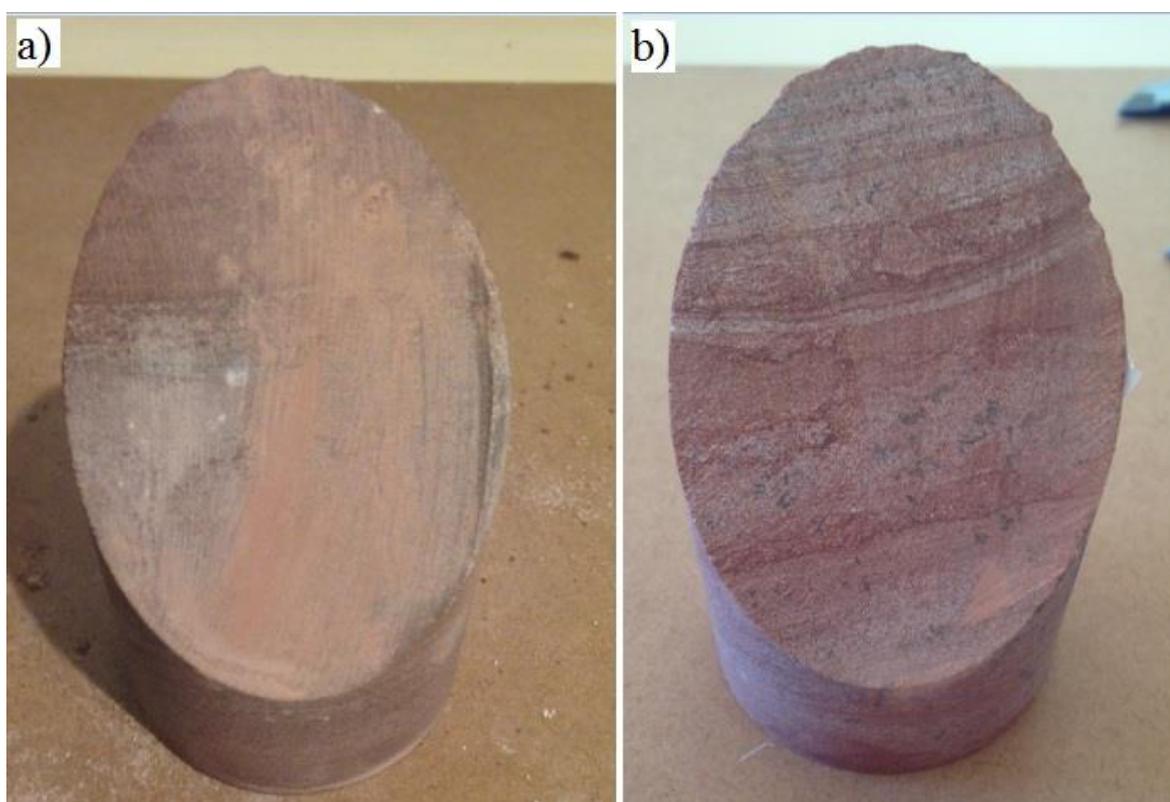


Figura 5.29 – Diferença de material impregnado resultante do corte: a) ID = 4, tensão de ruptura = 15,02 MPa; b) ID = 84, tensão de ruptura = 24,42 MPa

Portanto, espera-se que no arenito muito fino esse fenômeno de selamento dos poros tenha maior influência visto que os finos, quando umedecidos, possuem comportamento plástico, criando uma zona de transição granulométrica e, de certa forma, impermeabilizando os poros do contato nata-rocha. Assim sendo, esses fatos justificam os valores de $S_w/(RCS*\eta_a)$ e $S_w/(RCS*\alpha_a)$ do arenito muito fino serem inferiores aos das duas outras litologias.

Comparando com a situação da prática em campo, ao realizar a perfuração com água em uma rocha de granulometria fina, essa camada de material impregnado provavelmente ocorrerá no furo, assim como ocorreu nos corpos de prova. Portanto, essa camada também prejudicaria a tensão de aderência em campo, avaliada em ensaios de arrancamento. De fato, conforme relatado por Barley e Windsor (2000) no capítulo de revisão bibliográfica desta dissertação, a perfuração utilizando água como fluido não é aconselhada para rochas com significativo teor de finos, justamente devido a esse material impregnado resultante do corte, sendo mais aconselhado nesse caso a perfuração com ar.

5.5.3 Comparativo com valores de literatura de q_s

Ao comparar os valores de tensão de adesão encontrados em laboratório nesta pesquisa com dados de literatura previamente elucidados, nota-se que há semelhança na ordem de grandeza dos valores. Dados compilados por Littlejohn (1980) mostram valores de tensão de contato última variando entre 0,83 e 2,24 MPa para arenitos. Alguns valores inferiores a esses são demonstrados, porém tratando-se de arenitos intemperizados, que não caracterizam as rochas avaliadas aqui. Segundo Sabatini et al. (1999), os valores de tensão de contato última para arenitos variam comumente entre 0,8 e 1,7 MPa. Portanto, os valores de tensão de adesão de 1,84 MPa e 1,43 MPa encontrados para os arenitos desta pesquisa são coerentes com os dados de literatura.

Não foram encontrados dados de tensão de contato última de conglomerados em literatura, no entanto, por serem rochas também sedimentares e com propriedades semelhantes aos arenitos, estima-se que os valores de tensão de adesão devam ser próximos.

É importante ressaltar que, ao comparar o valor de S_w de laboratório com a tensão de aderência de campo, os valores de laboratório devem ser sempre inferiores, pois desconsideram a parcela de atrito.

5.5.4 Comparativo com outros dados da metodologia CCBT

A compilação de dados de todos os trabalhos até então realizados com a metodologia CCBT pode ser visualizada na Tabela 5.15 e no gráfico da Figura 5.30, que demonstram a relação entre tensão axial de ruptura (σ_{1A} para ângulo de junta 30° e σ_{1B} para ângulo de junta de 45°) dos trabalhos de Macedo (1993), Floriano (2014) e da presente pesquisa.

Os valores de S_w encontrados na moldagem piloto desta dissertação, publicados em Azevedo et al. (2017), foram de 0,85 MPa para arenito (não havia sido feita distinção entre dois tipos de arenito) e 1,79 MPa para conglomerado. Ou seja, esses valores foram inferiores aos encontrados nesta pesquisa, possivelmente devido à cura ter sido feita por imersão após 24 horas de cura inicial ao ar. Portanto, os corpos de prova mistos encontravam-se com um grau de saturação elevado no momento da ruptura, o que deve ter ocasionado uma menor resistência no contato devido às elevadas poropressões geradas quando submetidos ao carregamento na prensa. Devido ao baixo número de amostras mistas utilizadas nessa moldagem piloto (apenas 6 para cada litologia), esses valores não foram representados na tabela e figura abaixo.

Tabela 5.15 – Relação entre tensão de adesão e tensão axial de ruptura para diferentes litologias

Litologia	S_w (MPa)	σ_{1A} (MPa)	σ_{1B} (MPa)	Ângulo de Atrito (°)
Dacito*	2,20	9,40	21,54	38,5
Dacito*	1,27	5,46	12,95	38,8
Basalto*	1,24	5,77	19,72	41,2
Basalto*	1,80	7,41	15,15	37,3
Basalto*	1,65	6,87	14,52	37,7
Basalto*	1,45	6,31	15,46	39,1
Basalto*	1,10	4,77	11,69	39,1
Basalto*	1,11	4,90	12,64	39,5
Arenito lítico fino**	0,37	1,52	3,06	37,0
Arenito subarcosiano**	0,38	1,72	5,21	41,0
Conglomerado arenoso	2,52	10,08	18,84	36,2
Arenito (arcóseo muito fino lamoso)	1,84	8,06	20,37	39,3
Arenito (arcóseo lítico médio)	1,43	6,28	15,85	39,3

* Dados obtidos de Macedo (1993)
 ** Dados obtidos de Floriano (2014)

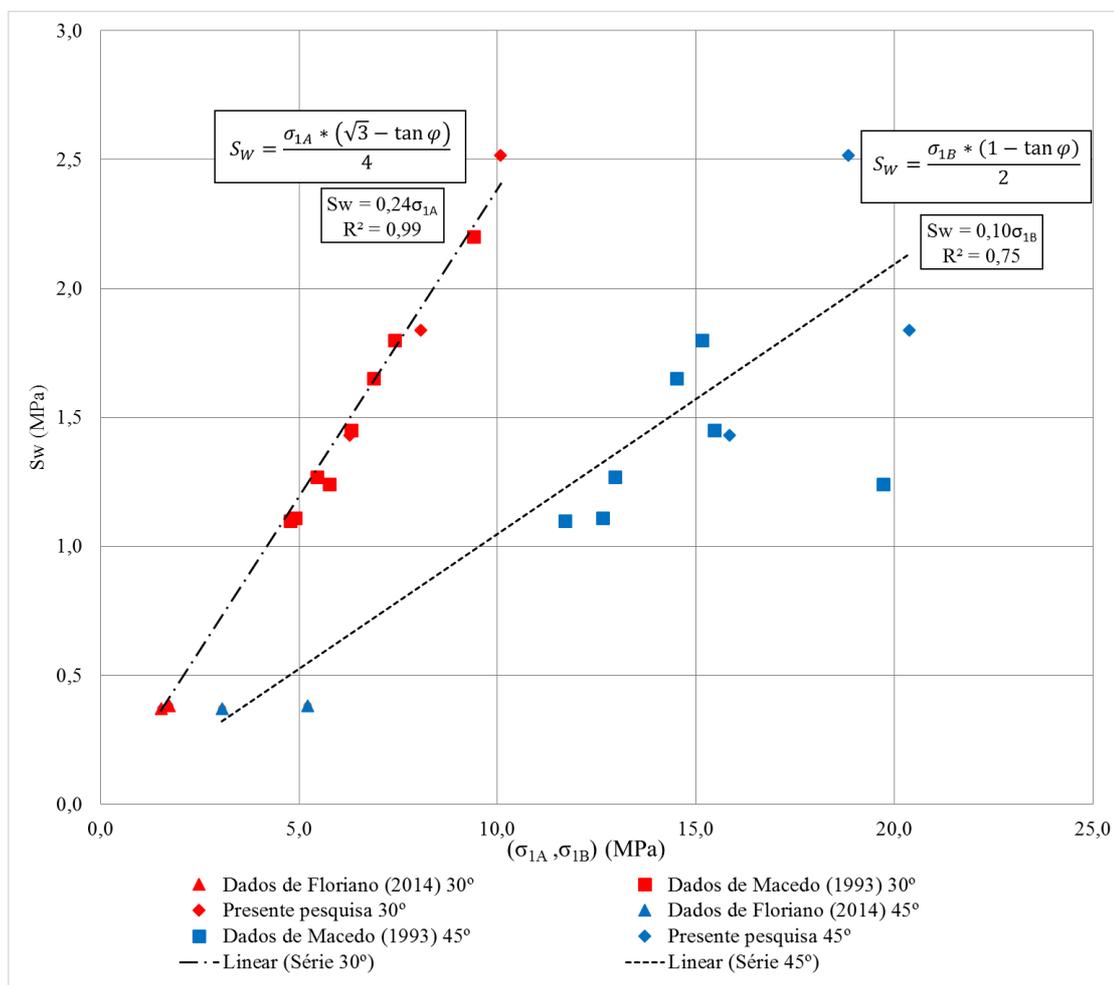


Figura 5.30 – Relação entre tensão de adesão e tensão axial de ruptura para diferentes litologias

No gráfico da Figura 5.30, é possível observar que há uma excelente relação entre a equação teórica de regressão linear e os pontos experimentais para os corpos de prova com ângulo de junta de 30°, apresentando coeficiente de determinação de 0,99. No entanto, a dispersão é maior para os dados dos corpos de prova com ângulo de junta de 45°, visto que estes possuem coeficiente de determinação de 0,75. Essa maior dispersão para os corpos de prova com ângulo de junta de 45° deve ser devido a outros fenômenos além do cisalhamento no contato, como a compressão, que tendem a ocorrer em virtude deste ângulo ser mais elevado. Sugere-se, portanto, a utilização de ângulos menores que 45° (e maiores do que 30°) em futuros trabalhos, a fim de melhorar essa relação.

Por fim, complementando a Tabela 2.6 exposta no capítulo de revisão bibliográfica, a Tabela 5.16 abaixo mostra os valores de S_w e q_s dos três trabalhos, ressaltando que não houve disponibilidade de realizar ensaios de arrancamento para avaliação do q_s na presente pesquisa.

Os valores de S_w médios calculados por Macedo (1993) não incluem todos os valores ensaiados pelo autor encontrados na Tabela 5.15. Isso porque ele usou para comparação apenas os valores obtidos dos exatos locais onde foram realizados ensaios de campo.

Tabela 5.16 – Resultados finais de todos os trabalhos realizados com a metodologia CCBT

Litologia	q_s médio (MPa)	S_w médio (MPa)	q_s/S_w
Dacito* (Formação Serra Geral)	1,70	1,27	1,34
Basalto* (Formação Serra Geral)	4,40	1,55	2,84
Arenito subarcosiano** (Formação Botucatu)	0,39	0,38	1,03
Arenito lítico fino** (Formação Rio do Rastro)	0,40	0,37	1,08
Conglomerado arenoso (Formação Varzinha)	-	2,52	-
Arenito (arcóseo muito fino lamoso) (Formação Varzinha)	-	1,84	-
Arenito (arcóseo lítico médio) (Formação Varzinha)	-	1,43	-
* Dados obtidos de Macedo (1993)			
**Dados obtidos de Floriano (2014)			

Nota-se que os valores encontrados em laboratório para os arenitos e o conglomerado desta pesquisa são superiores às demais rochas já avaliadas pela metodologia CCBT. As litologias estudadas por Floriano (2014) apresentam resistência à compressão simples muito inferior, sendo a principal justificativa para os valores tanto de campo como de laboratório serem muito inferiores aos demais. É interessante notificar que os valores de adesão obtidos por Macedo (1993) para rochas efusivas foram inferiores aos obtidos neste trabalho para rochas sedimentares, mesmo com estas últimas sendo menos resistentes. Um dos motivos pode ser as considerações de absorção d'água e porosidade das rochas já notificadas. No entanto, não foram realizados ensaios de porosidade aparente e absorção d'água aparente no trabalho de Macedo (1993) para confirmar e quantificar essa diferença. Gobbi (2011) realizou ensaios de porosidade aparente em basaltos da mesma formação e encontrou valores variando entre 2,5% e 10%.

Adicionalmente, a maior parte dos ensaios realizados por Macedo (1993) utilizou nata de cimento com fator a/c igual a 0,6, portanto com menor teor de cimento do que utilizado na presente pesquisa. Os valores de RCS para nata de cimento com esse fator obtidos por Macedo (1993) foram inferiores a 20 MPa, salientando o fato de que trata-se de um material menos resistente do que a nata de cimento confeccionada com fator a/c igual a 0,5. A única série confeccionada pelo autor com fator a/c igual a 0,45 resultou em um valor de S_w igual a 2,20 MPa, para dacitos, superior a todos os demais valores obtidos por ele. Todas as demais séries

ensaiadas pelo autor utilizaram nata de cimento com fator a/c igual a 0,6. Portanto, isso também pode ter ocasionado uma menor resistência de adesão nos basaltos e dacitos em comparação com arenitos e conglomerados.

5.5.5 Avaliação estatística

Em virtude da variabilidade dos dados, evidenciada pelo CV da Tabela 5.12, optou-se por realizar uma análise estatística dos valores de modo a entender como essa variabilidade pode ocasionar diferenças no valor de S_w . O objetivo dessa análise é obter envoltórias-limite superiores e inferiores, definindo, portanto, valores limites de S_w .

Os dados de tensão normal e tensão cisalhante no plano da junta de todos os corpos de prova (já relatados na Tabela 5.7, na Tabela 5.8 e na Tabela 5.9) foram avaliados para os ângulos de corte de 30° e 45° separadamente, de acordo com a distribuição *t-student*. O intuito dessa avaliação foi encontrar valores limites inferiores e superiores para essas tensões a um nível de significância de 80%. Como, para uso em projetos, valores superiores não configuram um problema, a análise acaba resultando, para fins práticos, em valores limites mínimos a um nível de significância de 90%, ou seja, com essa possibilidade de assumirem valores superiores a esses limites. De acordo com Montgomery e Runger (2009), intervalo de confiança é uma estimativa de intervalo para um parâmetro de uma população. Os valores inferiores e superiores desses limites podem ser inferidos na Tabela 5.17, calculados de acordo com a equação 5.1, que define os limites superiores e inferiores de confiança, diferenciando-os pelos sinais positivo (limite superior) e negativo (limite inferior).

$$IC = \bar{x} \pm t_{tab} * \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (\text{equação 5.1})$$

Sendo:

IC = intervalo de confiança;

\bar{x} = valor médio amostral;

t_{tab} = distribuição *t-student*;

s = desvio padrão amostral;

n = tamanho da amostra.

Tabela 5.17 – Valores inferiores e superiores dos intervalos de confiança para tensões normais e cisalhantes no plano da junta a um nível de significância de 80% conforme a distribuição *t-student*

Litologia	Ângulo de corte (°)	Tensão Normal (MPa)		Tensão Cisalhante (MPa)	
		Inferior	Superior	Inferior	Superior
Conglomerado	30	2,304	2,735	3,991	4,737
	45	8,596	10,244	8,596	10,244
Arenito muito fino	30	1,758	2,271	3,044	3,933
	45	9,312	11,055	9,312	11,055
Arenito médio	30	1,006	2,131	1,743	3,691
	45	6,690	9,156	6,690	9,156

De posse desses valores limites para as tensões, pode-se desenvolver envoltórias inferiores e superiores. Para isso, tomou-se os valores de ordenadas como os limites superiores e inferiores da tensão cisalhante, para as envoltórias superiores e inferiores, respectivamente. Já nas abscissas foram utilizados os valores médios das tensões normais. Os valores utilizados para desenvolvimento das envoltórias podem ser visualizados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Valores das coordenadas das envoltórias limites inferiores e superiores

Litologia	Ângulo de corte (°)	Envoltória Inferior		Envoltória Superior	
		Tensão Normal (MPa)	Tensão Cisalhante (MPa)	Tensão Normal (MPa)	Tensão Cisalhante (MPa)
Conglomerado	30	2,520	3,991	2,520	4,737
	45	9,420	8,596	9,420	10,244
Arenito muito fino	30	2,014	3,044	2,014	3,933
	45	10,184	9,312	10,184	11,055
Arenito médio	30	1,569	1,743	1,569	3,691
	45	7,923	6,690	7,923	9,156

Com esses dados, é possível desenvolver as envoltórias superiores e inferiores, e definir, a partir do intercepto delas com o eixo das ordenadas, os valores de S_w superiores e inferiores para cada litologia. A Figura 5.31, a Figura 5.32 e a Figura 5.33 mostram as envoltórias-limite superiores e inferiores para as três litologias, assim como a média, já relatada anteriormente. As equações das envoltórias superiores e inferiores estão indicadas nas figuras.

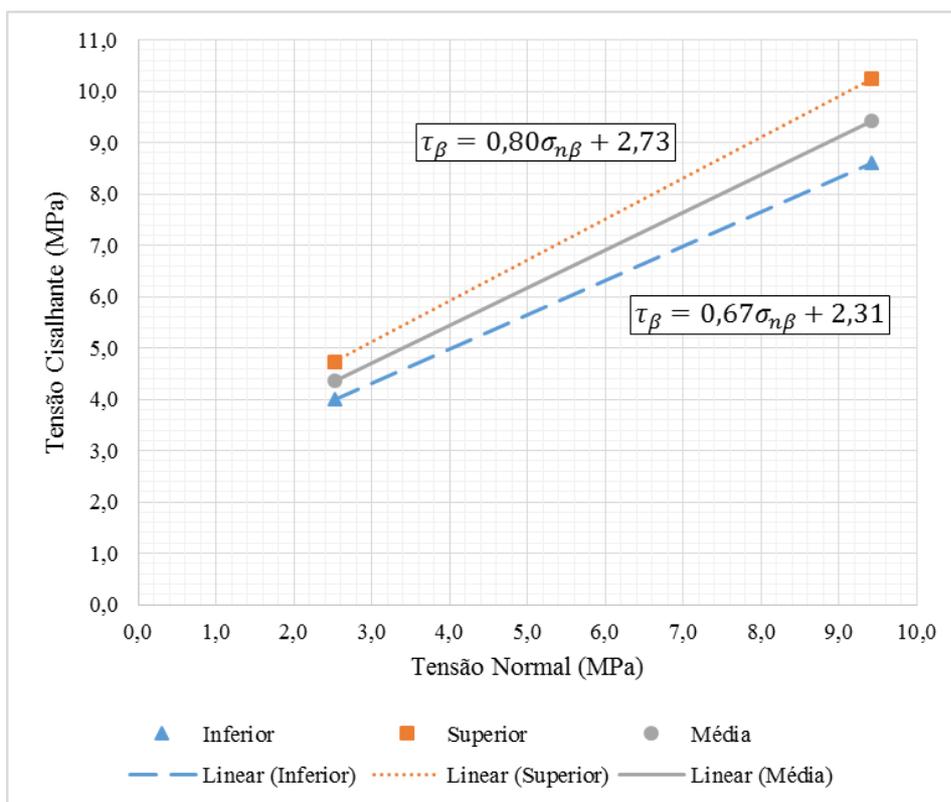


Figura 5.31 – Conglomerado: envoltórias superior, média e inferior

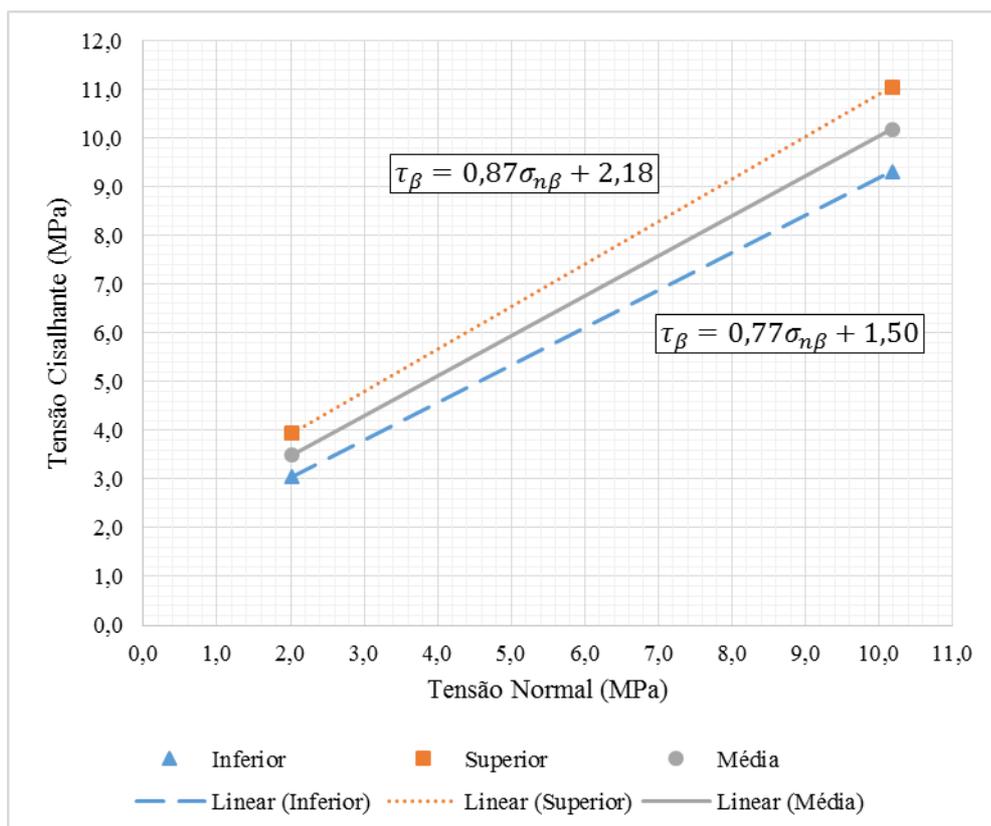


Figura 5.32 – Arenito muito fino: envoltórias superior, média e inferior

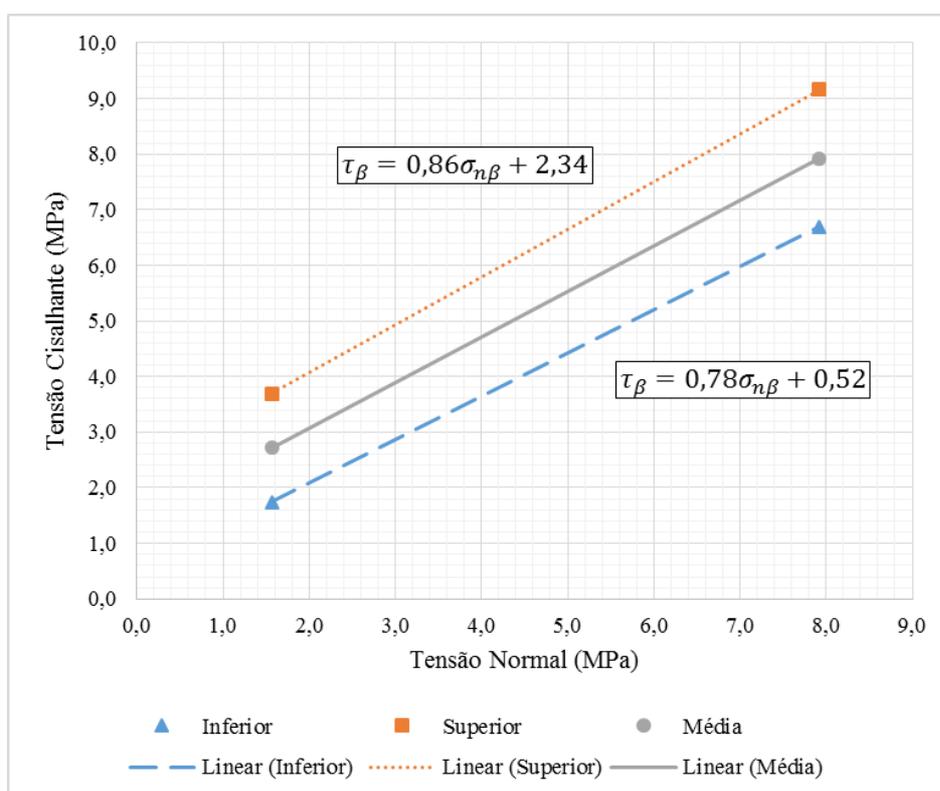


Figura 5.33 – Arenito médio: envoltórias superior, média e inferior

Por fim, a Tabela 5.19 mostra os valores inferiores e superiores de S_w para as três litologias, obtidos conforme essa interpretação. Esses valores correspondem aos interceptos com o eixo das ordenadas das envoltórias inferiores e superiores.

Tabela 5.19 – Valores inferiores, superiores e médios de S_w

Litologia	S_w inferior (MPa)	S_w superior (MPa)	S_w médio (MPa)
Conglomerado	2,31	2,73	2,52
Arenito muito fino	1,50	2,18	1,84
Arenito médio	0,52	2,34	1,43

Nota-se a grande variabilidade entre o limite inferior e o superior do arenito médio. Além dessa litologia ter sido a com menor número de amostras ensaiadas, também foi a que apresentou maior variabilidade dos resultados. Conforme demonstrado na Tabela 5.12, o valor de CV dos corpos de prova de arenito médio com ângulo de 30° foi muito superior a todos os demais, assumindo um valor de 0,77, ao passo que os demais variaram entre 0,26 e 0,38. A grande variabilidade ocorrida no arenito médio não permite uma definição com grande acurácia em termos probabilísticos dos valores de S_w . Por outro lado, o conglomerado e o arenito muito fino apresentaram uma faixa de variação mais estreita entre os valores mínimos e máximos.

6 CONCLUSÕES

Esse capítulo aborda as principais conclusões obtidas ao término desse trabalho, assim como sugestões para continuidade das pesquisas nessa área.

6.1 ENSAIOS CCBT

A utilização de ensaios de laboratório, como a metodologia CCBT empregada no presente trabalho, contribui com o conhecimento da tensão de aderência entre nata de cimento e rocha com uso de pequenos recursos financeiros. Uma vez que ensaios de arrancamento de campo muitas vezes são inviáveis financeiramente de serem executados na etapa de definição paramétrica de projetos, a possibilidade de obter um valor preliminar em laboratório é interessante.

Os ensaios utilizando corpos de prova mistos mostraram coerência com valores de literatura obtidos em materiais similares, sendo que os valores de adesão se situaram na faixa de valores entre 1 e 3 MPa. Apesar das limitações da metodologia CCBT, uma vez que não simula exatamente as condições de campo, ela apresenta-se como uma interessante alternativa para comparação do comportamento de aderência com a nata de cimento entre diferentes litologias. É importante salientar que os valores encontrados nessa pesquisa objetivam contribuir para o entendimento do comportamento aderente nata-rocha em função das características das diferentes litologias e não recomenda-se sua utilização direta na prática sem o conhecimento adequado do local onde se está executando a obra.

Os valores médios de tensão de adesão encontrados nesta pesquisa para as três litologias estudadas foram de 2,52 MPa para o conglomerado, 1,84 MPa para o arenito muito fino e 1,43 MPa para o arenito médio. Os valores médios de resistência à compressão simples foram de 57,26 MPa para o conglomerado, 65,75 MPa para o arenito muito fino e 20,68 MPa para o arenito médio. Nota-se que não há uma correlação direta entre RCS e tensão de adesão, indicando que outros fatores e características tendem a influenciar, como a porosidade e a capacidade de absorção d'água pelas rochas, fato que foi notado neste trabalho.

Grande parte das correlações disponíveis na literatura para obtenção de valores preliminares de tensão de aderência entre nata de cimento e rocha, com aplicabilidade para ancoragens, relaciona esse parâmetro com as resistências da rocha e da nata de cimento. No entanto, ao comparar os resultados dos ensaios mecânicos com os ensaios de porosidade aparente e absorção d'água aparente, mostrou-se que a capacidade de infiltração da nata de cimento na rocha promove também ganho de adesão entre os materiais. Como foi constatado no capítulo de revisão bibliográfica, esse ganho de aderência devido à maior absorção d'água é estudado e já foi constatado em revestimentos argamassados na construção civil. Neste caso, a maior capacidade de absorção d'água do substrato favorece a aderência entre os materiais. É importante fazer essa comparação com outra área da Engenharia Civil, uma vez que os fenômenos são muito semelhantes, apesar da aplicabilidade ser distinta. Ainda, estudos já realizados nessa área podem contribuir para o melhor entendimento de como essa capacidade de absorção d'água corrobora com o aumento da adesão de ancoragens em rochas. Portanto, sugere-se a realização dos ensaios de porosidade aparente e absorção d'água aparente em obras de tirantes ancorados e grampos em rochas, a fim de comparar com os dados de ensaios de arrancamento e com ensaios de resistência das rochas em questão (resistência à compressão simples ou *point load test*), para melhor compreender como todas essas propriedades se correlacionam. Os ensaios de porosidade aparente e absorção d'água aparente demandam, além das amostras rochosas, apenas estufas e balanças, sendo que o dispositivo de balança para pesagem hidrostática pode ser facilmente adaptado utilizando uma balança comum e um recipiente com água. Portanto, são ensaios de fácil execução e que podem colaborar muito com o tema em questão.

A partir dos resultados dos ensaios CCBT realizados nesta pesquisa, e também dos dados coletados de literatura, a NBR 5629 (ABNT, 2006b) parece estar sendo conservadora ao limitar o valor de tensão de aderência em 0,83 MPa (aproximadamente 1/30 da RCS da nata de cimento), a nível preliminar de projeto. Conforme foi relatado na Tabela 5.14, ao utilizar a recomendação da norma brasileira de tirantes ancorados, os valores de tensão de aderência para estimativas preliminares são superiores aos valores de S_w encontrados em laboratório nesta pesquisa em fatores que variam de 2,02 a 2,77. Esses valores se encontram aproximadamente dentro da faixa de valores de fator de segurança encontrada em literatura, que varia entre 2,0 e 3,0. Evidentemente, as enormes incertezas envolvidas na determinação da resistência de aderência entre nata de cimento e rocha em ancoragens justificam esse conservadorismo da norma.

Salienta-se ainda que os valores de S_w , resultantes dos ensaios CCBT, já são conservadores, em comparação com os dados de campo, por desconsiderarem a parcela de atrito e os efeitos de dilatação, conforme já relatado por Floriano (2014) e Macedo (1993). Além disso, aspectos de fraturamento das rochas, de grande importância em campo, não são representados em laboratório. Destaca-se, ainda, o fato de que o ensaio CCBT não considera as questões de ruptura progressiva que ocorrem em campo.

Nesta dissertação, não foi considerada a rigidez da rocha ou da nata de cimento. Apesar do módulo de elasticidade dos materiais ser um parâmetro importante, assumiu-se que a rocha e a nata de cimento apresentam comportamento rígido até a ruptura. Monitoramentos de deformações dos corpos de prova podem ser conduzidos em futuras pesquisas, no entanto, ressalta-se que os valores de adesão foram compatíveis aos usualmente encontrados em ancoragens, mostrando que o ensaio CCBT é um bom indicador para nível preliminar de projeto.

Por fim, a RCS média da nata de cimento foi de 27,24 MPa, superior aos 25 MPa que são exigidos pela NBR 5629 (ABNT, 2006b) e por manuais internacionais de grampeamento. Dessa forma, conclui-se que a utilização de uma nata de cimento com fator a/c igual a 0,5, com cimento Portland tipo CP-IV-32, é adequada para injeção de tirantes ancorados e grampos. O tempo de cura de 28 dias, adotado nesta pesquisa, não é suficiente para desenvolvimento de toda a resistência do CP-IV-32, no entanto, apresenta-se como um referencial importante.

6.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

Foram realizadas análises petrográficas a fim de melhor compreender a textura, mineralogia, fábrica e outros fatores das litologias avaliadas. O conglomerado foi identificado como tendo uma quantidade significativa de grãos na fração areia, portanto é classificado como conglomerado arenoso. O arenito muito fino, por possuir grãos em quantidade significativa na fração lama, é classificado texturalmente como arenito lamoso. Uma vez que possui mais do que 25% de feldspato em sua composição mineralógica, pode ser também classificado composicionalmente como arcóseo. O arenito médio possui 100% de sua composição primária na fração areia, portanto sua classificação textural é de arenito. Já sua classificação composicional é de arcóseo lítico, por possuir teores significativos de feldspato e de fragmentos de outras rochas.

A grande diferença de resistência do arenito médio em relação às duas outras litologias está relacionada à maior ocorrência de porosidade intragranular e móldica, geradas por dissolução na diagênese, e à presença de argilominerais no espaço intergranular dos grãos do arcabouço. A maior ocorrência de poros secundários nessa litologia foi compatível com os ensaios de porosidade aparente e absorção d'água aparente. Nota-se que a porosidade secundária dessa litologia foi a responsável pela maior porosidade aparente e maior absorção d'água aparente, fatores que influenciam nos ensaios mecânicos realizados. Apesar dos poros serem responsáveis por uma menor resistência mecânica dessas rochas, mostrou-se que podem auxiliar a desenvolver maior adesão no contato com a nata de cimento.

Informações normalmente negligenciadas em obras de contenções, os estudos acerca da petrologia das rochas poderiam ser tratados em paralelo com estudos geotécnicos das áreas, pois concluiu-se que aspectos como textura, fábrica e porosidade das rochas em análise influenciam na grandeza da aderência entre essas e a nata de cimento (ou outro fluido cimentante). Evidentemente que maiores estudos nessa área também demandam maiores investimentos, que, no entanto, podem ser compensados posteriormente devido a uma maior acurácia de projetos.

6.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTATÍSTICA

As três litologias foram avaliadas em termos estatísticos de acordo com a distribuição *t-student* para um nível de significância de 80%. Os valores de tensões normais e cisalhantes foram analisados a fim de encontrar intervalos de confiança para eles. Para fins práticos nessa aplicação, isso significa uma possibilidade de ocorrência 90% superior a um valor limite inferior, visto que o limite superior não é um problema para o caso da tensão de adesão em ancoragens. Após obter os limites superiores e inferiores das tensões normais e cisalhantes, foram desenvolvidas envoltórias superiores e inferiores a fim de determinar valores limites de S_w .

Macedo (1993) recomendou 12 corpos de prova por ângulo para cada série. Na presente dissertação, buscou-se o maior número possível de corpos de prova para melhorar a acurácia dos resultados, sendo que apenas no arenito médio não houve disponibilidade de 12 corpos de prova por ângulo. Além de ter sido a litologia com menor número de amostras, também foi a que apresentou maior variabilidade de resultados experimentais, portanto o intervalo de

confiança de valores de S_w foi mais amplo em comparação com as outras litologias. Por tratar de corpos de prova compostos por rochas, materiais naturais que possuem grande variabilidade mesmo que devidamente separados em litologias, acredita-se que um número entre 12 e 15 corpos de prova por ângulo com as mesmas características seja suficiente para obtenção de resultados com boa acurácia. Evidentemente, isso depende da variabilidade dos resultados finais dos ensaios, algo que não é conhecido no momento do planejamento experimental. Em termos comparativos, a NBR 11682 (ABNT, 2009b) recomenda 12 pontos em ensaios de cisalhamento direto para determinar a resistência ao cisalhamento de solos em análises de estabilidade de encostas.

6.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Uma vez que essa é apenas a terceira pesquisa até o presente momento a utilizar a metodologia CCBT para determinar a adesão entre fluído cimentante e rocha, muito estudo ainda deve ser realizado para melhor entender as vantagens e limitações dessa metodologia. O ensaio não demanda equipamentos de alta tecnologia, mas sim equipamentos comuns em laboratórios de concreto e construção civil, portanto recomenda-se, para profissionais e empresas da área, que sejam realizados ensaios CCBT em amostras de rochas provenientes de locais onde estão previstas obras de contenções envolvendo grampos e tirantes ancorados no terreno. Devido às necessidades de projeto, nesses locais devem ser realizados ensaios de arrancamento, portanto a realização de ensaios CCBT, de custo muito inferior, é muito interessante a fim de ampliar os conhecimentos de como os ensaios em campo e em laboratório se relacionam.

Algumas outras recomendações para futuros trabalhos acadêmicos abordando o tema de obtenção de tensão de aderência em ancoragens em rocha são os seguintes:

- a) Variação dos ângulos de corte dos ensaios CCBT: a utilização de ângulos inferiores a 45° pode auxiliar a eficácia dos resultados para esta aplicação, visto que favoreceria o cisalhamento no plano de junta em relação a outros fenômenos, como a compressão da rocha e da nata de cimento, que tendem a gerar dispersão de valores;
- b) Variação do cimento: o CP-IV-32, empregado nessa pesquisa, não atinge toda sua resistência aos 28 dias de cura (tempo de cura dos corpos de prova desse

trabalho). Portanto, a utilização de outros tipos de cimento, de maior resistência inicial, pode ser avaliada.

- c) Variação do fluído cimentante: a utilização de resinas também é realizada na prática, principalmente em túneis, portanto a sua utilização em pesquisas de laboratório é importante, assim como a comparação de resultados entre diferentes fluídos cimentantes;
- d) Variação das rochas: até o presente momento, foram testadas apenas rochas efusivas e sedimentares na metodologia CCBT. Outras rochas dessas duas famílias, além de rochas metamórficas, ainda demandam estudos;
- e) Variação do fator a/c: a presente dissertação avaliou apenas fator $a/c = 0,5$, no entanto, como foi relatado, esse fator normalmente varia entre 0,4 e 0,6 para tirantes ancorados e grampos. Maiores avaliações devem ser feitas para verificar se uma nata mais fluída (maior fator a/c) tende a aumentar a adesão, uma vez que poderá infiltrar mais na rocha, ou tende a diminuir a adesão, uma vez que a resistência da nata será menor pelo menor teor de cimento. Essas avaliações podem ser feitas para rochas de porosidade aparente e absorção d'água aparente variadas. Em uma rocha de maior porosidade aparente e absorção d'água aparente (como o arenito médio avaliado nessa pesquisa) talvez seja mais eficiente utilizar a nata mais fluída. Avaliações experimentais (em campo ou laboratório) devem ser feitas para verificar como essas variações influenciam no comportamento nata-rocha;
- f) Outros ensaios de laboratório: podem ser usados para avaliar a coerência e buscar redundância de resultados com o CCBT e com ensaios de arrancamento. Ensaios de cisalhamento direto adaptados podem ser feitos, aplicando uma tensão cisalhante que promova a ruptura no contato nata-rocha;
- g) Estudos com lâminas delgadas do contato aderente entre rocha e nata de cimento podem ser feitos a fim de avaliar como ocorre essa infiltração da nata na rocha sob diferentes condições de superfície de contato (quantidade de material pulverizado do corte na superfície da rocha).

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. Reforço do terreno. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 641-690.
- ADAMS, A. E.; MACKENZIE, W. S.; GUILFORD, C. **Atlas of sedimentary rocks under the microscope**. London: Longman Group UK Ltda., 1984. 104 p.
- ALMEIDA, R. P. de. **Tectônica e sedimentação do Ediacarano ao Ordoviciano: exemplos do Supergrupo Camaquã (RS) e do Grupo Caacupé (Paraguai Oriental)**. 2005. 203 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Geologia sedimentar, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- ALMEIDA, R. P. de.; JANIKIAN, L.; FRAGOSO-CESAR, A. R. S.; FAMBRINI, G. L. The Ediacaran to Cambrian Rift System of Southeastern South America: Tectonic Implications. **The Journal of Geology**, Chicago: University of Chicago Press, v. 118, n. 2, p. 145-161, Mar. 2010.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 7012/14**: Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperature. West Conshohocken, USA, 2014.
- _____. **ASTM D 4543/08**: Standard practices for preparing rock core specimens and verifying conformance to dimensional and shape tolerances. West Conshohocken, USA, 2008.
- _____. **ASTM C 882/78**: Bond strength of epoxy-resin systems used with concrete. Philadelphia, 1984.
- ANDRADE, F. R. D. de.; MCREATH, I.; MADUREIRA FILHO, J. B.; ATENCIO, D. A Terra sólida: minerais e rochas. In: TEIXEIRA, W. et al. **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. Cap. 5. p. 130-151.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.
- _____. **NBR 6458**: grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016b.
- _____. **NBR 7181**: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016c.
- _____. **NBR 5738**: concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7681-1**: calda de cimento para injeção parte 1: requisitos. Rio de Janeiro, 2013a.

_____. **NBR 7681-4**: calda de cimento para injeção parte 4: determinação da resistência à compressão – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013b.

_____. **NBR 13528**: revestimento de paredes de argamassas inorgânicas – determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15900-1**: água para amassamento do concreto – Parte 1: requisitos. Rio de Janeiro, 2009a.

_____. **NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009b.

_____. **NBR 5739**: concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 9479**: argamassa e concreto – câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2006a.

_____. **NBR 5629**: execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006b.

_____. **NBR 7215**: cimento Portland – determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 6502**: rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 12766**: rochas para revestimento – determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção d'água aparente. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 5736**: cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.

AZAMBUJA, E.; FLORIANO, C. de F. Aspectos construtivos e de projeto que interferem na durabilidade de cortinas atirantadas – casos históricos de descomissionamento. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 7, 2017, Florianópolis. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2017. Não paginado.

AZEVEDO, M. B.; BRESSANI, L. A.; FLORIANO, C. de F. Resultados de ensaios de aderência nata-rocha em rochas sedimentares do Rio Grande do Sul. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 7, 2017, Florianópolis. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2017. Não paginado.

BARBOSA, M. T. G. **Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência**. 2001. 210 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia

Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BARLEY, T. Ten Thousand Anchorages in Rock. **Ground Engineering**, v. 21, n. 6, p. 20-29; n. 7, p. 24-40; n. 8, p. 35-39. 1988.

BARLEY, A. D.; WINDSOR, C. R. Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of the art. In: GEOENG, 2000, Melbourne (Australia). **Anais...** Lancaster, USA: Technomic, 2000. Não paginado.

BAUER, E. Sistemas de revestimento de argamassa: generalidades. In: BAUER, E (coordenador). **Revestimentos de argamassa: características e peculiaridades**. Brasília: Sinduscon, 2005. Cap. 1. p. 7-14. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/upload/ativos/123/anexo/revesar.pdf>>. Acesso em: 01 ago. 2017.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification: A complete manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering**. New York: Wiley Interscience, 1989. 251 p.

BOGGS JUNIOR, S. **Petrology of Sedimentary Rocks**. New York: Macmillan Publishing Company, 1992. 707 p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BSI 8006-2: Code of practice for strengthened/reinforced soils – Part 2: Soil nail design**. Londres, 2011.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. **Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**. Paris, n. 140, p. 75-92, nov.-déc. 1985.

CARASEK, H. **Aderência de argamassas à base de cimento Portland a substratos porosos: avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação**. 1996. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

CARVALHO, D. P. **Estudo da interface entre blocos cerâmicos e argamassas de chapisco**. 2016. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

CHEMALE JUNIOR, F. Evolução geológica do Escudo Sul-rio-grandense. In: HOLZ, M; ROS, L. F. de (editores). **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2000. p. 13-52.

CHIOSSI, N. **Geologia de Engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 424 p.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2006. Disponível em:

<http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_rio_grande_sul.pdf>. Acesso em: 21 jun. 2017.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012. 610 p.

DOTT JUNIOR, R. H. Wacke, Graywacke and Matrix – What Approach to Immature Sandstone Classification? **Journal Of Sedimentary Petrology**, [s.l.], v. 34, p. 625-632, Sep. 1964. Society for Sedimentary Geology.

FLORIANO, C. de F. **Ancoragem em rocha**: estudo da adesão nata-rocha de dois arenitos da serra do Espigão, SC. 2014. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FOLK, R. L. **Petrology of Sedimentary Rocks**. Austin (Texas): Hemphill Publishing Company, 1968.

_____. The Distinction between Grain Size and Mineral Composition in Sedimentary-Rock Nomenclature. **The Journal Of Geology**, [s.l.], v. 62, n. 4, p. 344-359, jul. 1954. University of Chicago Press.

FOLK, R. L.; WARD, W. C. Brazos River bar: a study in the significance of grain size parameters. **Journal Of Sedimentary Petrology**, [s.l.], v. 27, n. 1, p.3-26, 1 mar. 1957. Society for Sedimentary Geology.

FRANÇA, V. H. **Aderência aço-concreto**: Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. 2004. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

FRANKLIN, J. A.; DUSSEAULT, M. B. **Rock Engineering**. 1. ed. New York: McGraw-Hill Inc., 1989.

FRASCÁ, M. H. B. de O.; SARTORI, P. L. P. Minerais e Rochas. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Cap. 2. p. 15-38.

FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre**: Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (English Translation). 1991. 302 f. Boletim técnico.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013. 395 p.

GEOPROSPEC GEOLOGIA E PROJETOS AMBIENTAIS LTDA. **Projeto Caçapava do Sul – Estudo de Impacto Ambiental (EIA) – Volume 2: Diagnóstico – Tomo 1: Meio Físico**. 2016.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 319 p.

GESICKI, A. L. D. **Evolução diagenética das formações Pirambóia e Botucatu (sistema Aquífero Guarani) no Estado de São Paulo**. 2007. 175 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Geologia Sedimentar, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GIANNINI, P. C. F.; MELO, M. S. de. Do grão à rocha sedimentar: erosão, deposição e diagênese. In: TEIXEIRA, W. et al. **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. Cap. 9. p. 240-277.

GOBBI, F. **Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da formação Serra Geral e sua aplicação na modelagem numérica de túneis**. 2011. 246 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1989. 562 p.

GOOGLE INCORPORATION. **Google Earth**. Acesso em: 21 jun. 2017.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. **Para entender a Terra**. 6. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

HARTMANN, L. A.; REMUS, M. V. D. Origem e evolução das rochas ultramáficas do Rio Grande do Sul desde o Arqueano até o Cambriano. In: HOLZ, M.; ROS, L. F. de (editores). **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2000. p. 53-78.

HOBST, L.; ZAJÍC, J. **Anchoring in rock**. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1977. 390 p.

HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground excavation in rock**. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS AND ROCK ENGINEERING. Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. 1979.

JAEGER, J. C. Shear failure of anisotropic rocks. **Geological Magazine**, Cambridge, v. 97, n. 1, p. 65-72, 1960.

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamentals of rock mechanics**. 4th ed. Malden, USA: Blackwell Publishing, 2007. 475 p.

LAZARTE, C. A.; ROBINSON, H.; GÓMEZ, J. E.; BAXTER, A.; CADDEN, A.; BERG, R. **Geotechnical engineering circular n° 7 – soil nail walls reference manual**. FHWA, Washington D.C., 2015. Boletim técnico.

LITTLEJOHN, J. S. Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors. **Ground Engineering**. v. 13, n. 8, p. 25-38, 1980.

LITTLEJOHN, J. S.; BRUCE, D. A. Rock anchors – state of the art. **Ground Engineering**. v. 8, n. 3, p. 25-32; n. 4, p. 41-48; n. 6, p. 36-45, 1975.

MACEDO, M. de C. **Contribuição ao estudo da capacidade de carga de ancoragens em rochas vulcânicas**. 1993. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1993.

MACEDO, M. de C.; MILITITSKY, J.; BRESSANI, L. A. Proposta de método para estimativa da resistência ao arrancamento de tirantes fundados em rocha. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. v. 1, p. 217-226.

MITCHELL, J. M. Ground anchorages: safety factor selection. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 82, pt. 1, p. 607-614, Jun. 1987.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 493 p.

MORAD, S.; KETZER, J. M.; ROS, L. F. de. Spatial and temporal distribution of diagenetic alterations in siliciclastic rocks: implications for mass transfer in sedimentary basins. **Sedimentology**, [s.l.], v. 47, p. 95-120, fev. 2000. Wiley-Blackwell.

MORENO JUNIOR, R.; SELMO, S. M. de S. **Aderência de argamassas de reparo de estruturas de concreto**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 2007. 20 p.

NÓBREGA, J. E. dos S. **Proveniência sedimentar do Grupo Guaritas, cambriano da Bacia do Camaquã (RS)**. 2011. 47 f. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Programa de Pós-graduação em Geoquímica e Geotectônica. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

NÓBREGA, J. E. dos S.; SAWAKUCHI, A. O.; ALMEIDA, R. P. de. Minerais pesados das porções média e superior do Grupo Guaritas (Eocambriano, RS): considerações sobre a proveniência sedimentar. **Revista Brasileira de Geociências**, [São Paulo]: Sociedade Brasileira de Geologia, v. 38, n. 3, p. 554-565, Set. 2008.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. Experiência com solo grampeado no Brasil – 1970-1993. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16. 1993. p. 291-304.

PAES, I. N. L.; GONÇALVES, S. R. de C. Dos momentos iniciais pós-aplicação ao desenvolvimento da aderência. In: BAUER, E. **Revestimentos de argamassa**: características e peculiaridades. Brasília: Sinduscon, 2005. Cap. 6. p. 42-50. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/upload/ativos/123/anexo/revesar.pdf>>. Acesso em: 01 ago. 2017.

PAGNUSSAT, D. T.; MASUERO, A. B. Avaliação da aderência de revestimentos de argamassa aplicados em substratos cerâmicos com diferentes condições superficiais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DE ARGAMASSAS, 9., 2011, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 2011. Não paginado.

PAIM, P. S. G.; CHEMALE JUNIOR, F.; LOPES, R. da C. A Bacia do Camaquã. In: HOLZ, M.; ROS, L. F. de (editores). **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2000. p. 231-274.

PASSINI, L. de B. **Comportamento mecânico de grampos com fibras de polipropileno**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

PETTIJOHN, F. J.; POTTER, P. E.; SIEVER, R. **Sand and Sandstone**. 2. ed. New York: Springer-Verlag, 1987. 553 p.

PINHO, A. B. de. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: O Flysch do baixo Alentejo**. 2003. 272 f. Tese (Doutorado) – Curso de Geologia, Universidade de Évora, Évora, 2003.

RIBEIRO, J. L. D.; CATEN, C. S. ten. Projeto de experimentos. **Série Monográfica de Qualidade** – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFRGS, Porto Alegre. 2014.

ROS, L. F. de; MORAD, S.; PAIM, P. S. G. The role of detrital composition and climate on the diagenetic evolution of continental molasses: evidence from the Cambro-Ordovician Guaritas sequence, southern Brazil. **Sedimentary Geology**, n. 92, p. 197-228, 1994.

ROSA, B. D. da. **Faceamento de solo grampeado com malhas de aço – estudo dos critérios de dimensionamento**. 2015. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

SABATINI, P. J.; PASS, D. G.; BACHUS, R. C. **Geotechnical Engineering Circular no. 4: Ground Anchors and Anchored Systems**. FHWA, Washington D.C., 1999. Boletim técnico.

SILVA, B. do V. **Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto**. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Curso de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2010.

SILVA, D. P. e.; ALONSO, T. de P.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T. de.; ZIRLIS, A. C. Solo grampeado: a arte de estabilizar, uma técnica moderna e eficaz. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**, São Paulo, v. 0. 2010. p. 38-44.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. **Manual de serviços geotécnicos**. 5. ed., 2015.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

TECNOSOLO ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE SOLOS E MATERIAIS.
Estabilização de taludes com ancoragem: vinte anos de atividades. Rio de Janeiro: Tecnosolo, 1978. Tópicos de Geomecânica Tecnosolo n. 29.

TOLEDO, M. C. M. de.; OLIVEIRA, S. M. B. de.; MELFI, A. J. Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese. In: TEIXEIRA, W. et al. **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. Cap. 8. p. 210-239.

TUCKER, M. E. **Sedimentary Petrology**: An Introduction to the Origin of Sedimentary Rocks. 3. ed. Oxford: Blackwell Publishing, 2001. 262 p.

WICANDER, R.; MONROE, J. S. **Fundamentos de geologia**. 1. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock Slope Engineering**: Civil and Mining. 4. ed. New York: Spon Press, 2004.

XANTHAKOS, P. P. **Ground anchors and anchored structures**. Hoboken, USA: John Wiley&Sons, 1991.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 603-640.

**APÊNDICE A – PLANILHAS DE DADOS DOS CORPOS DE PROVA
CCBT POR DIA DE MOLDAGEM**

MOLDAGEM 1

Data moldagem: 04/09/2017

Data retificação: 28/09/2017

Data ruptura: 02/10/2017

ID	Amostra nº	Litologia	Ângulo (°)	Apenas rocha				Rocha + nata					
				h1 (mm)	h2 (mm)	D (mm)	Massa (g)	D (mm)	h (mm)	Massa (g)	h/D	Carga rup corrigida (kN)	Tensão rup corrigida (MPa)
14	3-2a	AM	45	26,35	71,80	47,28	196,0	47,33	91,43	334,0	1,932	34,510	19,612
39	5-12-1b	AMF	30	9,40	88,60	47,40	217,0	47,33	94,83	358,0	2,004	15,800	8,979
16	5-9-2b	AMF	45	25,80	72,00	47,20	218,5	47,33	91,72	352,5	1,938	42,588	24,211
36	4-12a	C	45	24,65	71,75	47,60	209,0	47,38	94,42	351,5	1,993	25,050	14,206
40	5-13-1b	AMF	45	25,15	71,50	47,25	219,5	47,33	95,77	364,0	2,024	34,100	19,386
6	4-2a	C	45	25,10	71,85	47,50	210,0	47,47	95,72	354,5	2,017	18,450	10,426
25	3-8b	AM	30	4,20	82,50	47,25	184,0	47,20	87,18	317,5	1,847	18,916	10,811
26	3-9a	AM	45	25,00	71,30	47,40	200,0	47,40	90,27	335,0	1,904	41,976	23,788
29	4-8a	C	30	7,30	86,30	47,50	208,0	47,44	91,60	341,5	1,931	12,729	7,201
24	4-10a	C	45	25,15	70,95	47,23	213,0	47,27	94,80	357,5	2,006	30,450	17,354
49	3-13b	AM	30	7,10	85,10	47,25	191,0	47,24	92,32	334,0	1,954	11,200	6,390
27	5-28-1b	AMF	30	3,15	81,50	47,13	193,0	47,35	91,25	345,0	1,927	7,357	4,178
2	3-1a	AM	45	25,00	69,90	47,48	196,5	47,38	91,75	335,0	1,937	30,544	17,328
4	5-9-1a	AMF	45	26,20	72,95	47,28	222,5	47,35	95,97	368,5	2,027	26,450	15,021
38	3-10a	AM	45	25,40	68,80	47,20	192,5	47,23	89,53	326,0	1,896	36,988	21,109
23	4-3b	C	30	2,80	82,05	47,70	186,5	47,78	93,48	342,5	1,957	15,650	8,730
7	3-4a	AM	30	10,70	86,00	47,35	212,5	47,53	91,95	343,5	1,934	0,696	0,392
44	3-10b	AM	45	25,45	69,45	47,08	194,0	47,19	89,73	330,5	1,901	28,573	16,336

MOLDAGEM 2

Data moldagem: 09/10/2017

Data retificação: 23/10/2017

Data ruptura: 06/11/2017

ID	Amostra nº	Litologia	Ângulo (°)	Apenas rocha				Rocha + nata					
				h1 (mm)	h2 (mm)	D (mm)	Massa (g)	D (mm)	h (mm)	Massa (g)	h/D	Carga rup corrigida (kN)	Tensão rup corrigida (MPa)
37	3-11b	AM	30	8,00	87,10	47,70	200,0	47,58	90,97	336,5	1,912	12,293	6,913
20	3-2b	AM	45	24,05	71,00	47,23	192,0	47,17	93,93	341,5	1,992	7,900	4,521
42	4-12b	C	45	24,45	71,65	47,55	209,0	47,47	95,73	357,5	2,017	44,900	25,373
32	3-9b	AM	45	23,90	71,75	47,20	199,0	47,27	94,08	346,5	1,990	28,410	16,191
45	5-13-2a	AMF	30	7,85	86,45	47,25	209,5	47,34	96,40	363,5	2,036	11,600	6,590
12	4-4a	C	45	24,70	73,05	47,63	219,5	47,47	96,70	369,0	2,037	28,150	15,908
10	5-9-1b	AMF	45	23,45	71,45	47,15	210,0	47,34	95,37	360,0	2,014	38,550	21,900
48	4-14a	C	45	24,45	72,40	47,70	214,0	47,52	95,45	355,5	2,009	42,450	23,938
9	5-16-1a	AMF	30	3,95	82,10	47,33	190,5	47,33	95,18	352,5	2,011	12,300	6,993
52	5-11-1b	AMF	45	22,70	71,50	47,30	210,5	47,34	96,88	361,5	2,046	30,500	17,327
46	5-11-1a	AMF	45	24,35	73,40	47,28	217,5	47,33	94,38	358,5	1,994	34,700	19,720
41	4-9b	C	30	6,10	84,80	47,73	207,0	47,73	97,23	362,5	2,037	13,800	7,714
51	5-13-2b	AMF	30	6,35	84,55	47,25	206,5	47,37	96,78	362,0	2,043	23,450	13,308
50	3-12a	AM	45	25,05	71,40	47,05	212,5	47,33	94,28	353,5	1,992	15,450	8,780
5	4-1a	C	30	10,75	89,25	47,50	223,5	47,43	96,65	363,5	2,038	19,250	10,894
43	3-13a	AM	30	8,00	86,35	47,20	195,0	47,18	95,40	348,5	2,022	21,080	12,060
30	4-10b	C	45	24,50	71,95	47,23	213,0	47,32	96,02	361,0	2,029	sem dados	sem dados
53	4-13a	C	30	7,85	82,25	47,50	208,5	47,38	96,70	360,0	2,041	19,300	10,945
90	4-24a	C	30	10,75	87,65	47,48	216,5	47,46	95,15	360,5	2,005	21,150	11,956

MOLDAGEM 3

Data moldagem: 11/10/2017

Data retificação: 30/10/2017

Data ruptura: 08/11/2017

ID	Amostra nº	Litologia	Ângulo (°)	Apenas rocha				Rocha + nata					
				h1 (mm)	h2 (mm)	D (mm)	Massa (g)	D (mm)	h (mm)	Massa (g)	h/D	Carga rup corrigida (kN)	Tensão rup corrigida (MPa)
11	4-1b	C	30	4,35	81,65	47,58	189,0	47,30	94,12	345,0	1,990	19,150	10,898
21	5-28-1a	AMF	30	12,70	90,15	47,28	235,0	47,32	92,55	362,0	1,956	8,200	4,663
3	5-15-1a	AMF	30	11,25	88,10	47,35	225,0	47,26	93,43	360,0	1,977	5,600	3,193
17	4-3a	C	30	13,15	89,50	47,78	229,5	47,44	95,18	359,5	2,006	11,400	6,449
35	4-9a	C	30	5,25	81,20	47,75	197,0	47,38	93,03	346,0	1,963	14,700	8,336
1	3-3b	AM	30	9,10	86,00	47,80	199,0	47,23	92,65	340,5	1,962	4,750	2,711
22	5-12-2a	AMF	45	25,00	70,90	47,30	216,5	47,31	93,75	358,0	1,982	20,600	11,719
15	5-16-1b	AMF	30	12,10	90,05	47,25	231,5	47,29	94,38	361,5	1,996	7,800	4,441
28	5-12-2b	AMF	45	24,70	71,20	47,38	215,5	47,33	94,83	359,5	2,004	51,650	29,363
19	3-8a	AM	30	8,85	84,40	47,20	196,0	47,22	92,78	341,5	1,965	4,650	2,656
47	4-11a	C	30	10,00	87,85	47,35	221,0	47,38	92,88	355,0	1,960	14,500	8,223
34	5-13-1a	AMF	45	23,30	69,80	46,93	208,0	47,24	93,05	353,5	1,970	25,850	14,748
31	3-11a	AM	30	4,65	82,75	47,63	188,0	47,43	94,68	343,0	1,996	23,300	13,186
54	4-14b	C	45	24,05	70,70	47,73	210,0	47,48	92,68	348,0	1,952	27,100	15,304
33	5-12-1a	AMF	30	5,65	84,30	47,30	203,0	47,33	93,28	351,0	1,971	9,800	5,571
18	4-4b	C	45	23,30	70,50	47,65	215,0	47,48	92,83	353,5	1,955	30,350	17,145
13	3-4b	AM	30	4,05	80,00	47,63	185,0	47,50	93,13	341,5	1,961	2,400	1,354
8	3-1b	AM	45	25,90	70,80	47,60	200,5	47,27	92,75	344,0	1,962	27,550	15,701

MOLDAGEM 4

Data moldagem: 16/10/2017

Data retificação: 08/11/2017

Data ruptura: 13/11/2017

ID	Amostra nº	Litologia	Ângulo (°)	Apenas rocha				Rocha + nata					
				h1 (mm)	h2 (mm)	D (mm)	Massa (g)	D (mm)	h (mm)	Massa (g)	h/D	Carga rup corrigida (kN)	Tensão rup corrigida (MPa)
69	5-11-4b	AMF	45	25,60	72,00	47,33	218,5	47,42	94,03	357,5	1,983	28,400	16,083
89	4-23b	C	30	9,95	85,10	47,70	219,0	47,67	94,07	355,5	1,973	21,350	11,964
59	4-17c	C	45	21,50	69,40	47,53	196,5	47,46	93,23	344,0	1,965	33,150	18,740
72	5-11-2b	AMF	30	12,35	89,75	47,30	231,5	47,28	93,00	359,5	1,967	18,450	10,511
75	4-19b	C	45	21,95	71,45	47,60	205,5	47,38	92,97	346,5	1,962	32,850	18,636
78	4-20a	C	30	10,15	88,80	47,70	223,0	47,55	93,43	354,5	1,965	31,050	17,485
60	5-17-1b	AMF	30	8,15	86,20	47,28	211,5	47,37	92,90	353,5	1,961	15,450	8,768
80	5-14-1b	AMF	30	9,65	88,70	47,23	225,0	47,33	93,37	362,0	1,973	19,900	11,313
56	5-17-1a	AMF	30	6,55	84,50	47,30	206,0	47,37	93,35	355,5	1,971	18,100	10,272
74	4-17b	C	30	9,65	86,70	47,53	212,0	47,44	93,63	347,0	1,974	19,350	10,946
73	5-19-1a	AMF	45	24,85	71,05	47,35	218,5	47,39	93,73	357,5	1,978	39,200	22,222
84	5-8-1b	AMF	45	23,10	70,25	47,58	208,5	47,48	92,80	351,5	1,955	45,000	25,421
66	4-15b	C	30	9,90	87,05	47,43	215,0	47,42	92,48	347,5	1,950	21,400	12,119
68	5-11-2a	AMF	30	2,55	81,50	47,30	189,0	47,28	92,98	345,0	1,967	17,050	9,713
79	4-21c	C	45	23,50	70,50	47,45	208,0	47,37	93,65	351,5	1,977	42,450	24,090
81	5-8-1a	AMF	45	24,45	72,00	47,58	215,5	47,44	93,70	355,5	1,975	30,300	17,141
87	4-21b	C	30	5,90	82,95	47,45	196,5	47,41	92,37	343,5	1,948	16,250	9,206
62	4-15a	C	30	5,75	81,85	47,45	191,5	47,49	93,48	346,0	1,968	16,550	9,343

MOLDAGEM 5

Data moldagem: 23/10/2017

Data retificação: 16/11/2017

Data ruptura: 20/11/2017

ID	Amostra nº	Litologia	Ângulo (°)	Apenas rocha				Rocha + nata					
				h1 (mm)	h2 (mm)	D (mm)	Massa (g)	D (mm)	h (mm)	Massa (g)	h/D	Carga rup corrigida (kN)	Tensão rup corrigida (MPa)
67	4-18b	C	45	22,50	70,75	47,60	202,5	47,37	92,45	343,0	1,952	40,950	23,239
88	4-23a	C	30	4,75	82,90	47,68	197,0	47,48	92,27	343,5	1,943	17,450	9,854
57	5-11-3a	AMF	45	22,40	70,30	47,28	207,5	47,28	92,32	353,0	1,953	30,850	17,575
64	5-17-2a	AMF	30	9,10	87,50	47,25	219,5	47,25	92,43	354,5	1,956	15,000	8,555
77	5-19-1b	AMF	45	23,60	70,45	47,23	213,5	47,22	92,18	352,0	1,952	50,800	29,012
71	4-19a	C	45	24,55	73,20	47,60	216,0	47,48	91,88	349,0	1,935	38,996	22,022
82	4-20b	C	30	3,55	81,15	47,70	189,5	47,38	92,05	339,0	1,943	16,900	9,584
61	5-11-3b	AMF	45	24,00	71,80	47,20	217,5	47,28	92,65	355,5	1,959	sem dados	sem dados
58	4-13b	C	30	6,00	83,30	47,53	203,0	47,38	92,30	348,0	1,948	8,200	4,650
65	5-11-4a	AMF	45	22,75	70,55	47,33	209,0	47,37	92,80	354,0	1,959	44,100	25,027
55	3-12b	AM	45	25,50	70,35	47,03	214,5	47,42	92,32	354,5	1,947	26,650	15,092
86	4-22b	C	45	22,70	69,85	47,70	209,5	47,57	92,05	349,0	1,935	17,360	9,769
76	5-14-1a	AMF	30	4,45	81,50	46,95	196,0	47,27	91,90	346,5	1,944	20,800	11,854
70	4-17a	C	30	5,85	82,35	47,53	190,5	47,42	92,52	341,5	1,951	29,000	16,423
83	4-22a	C	45	24,45	71,50	47,70	216,5	47,56	92,95	354,0	1,954	36,800	20,716
85	4-21a	C	30	8,60	86,65	47,48	214,5	47,37	91,88	348,5	1,940	15,376	8,726
63	4-18a	C	45	24,80	71,35	47,70	212,5	47,38	91,82	346,5	1,938	43,333	24,574

**APÊNDICE B – FICHAS INDIVIDUAIS DOS CORPOS DE PROVA
CCBT**

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	1	h1 (mm)	9,10	h (mm)	92,65
Amostra nº	3-3b	h2 (mm)	86,00	D (mm)	47,23
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,80	Massa (g)	340,5
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	85,329	Volume (cm ³)	162,320
Data moldagem	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,567
Data ruptura	08/11/2017	Massa (g)	199,0		
Tensão ruptura (MPa)	2,711	Peso esp (kN/m ³)	22,869		
Carga ruptura (kN)	4,750				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

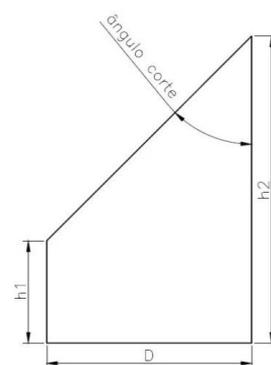
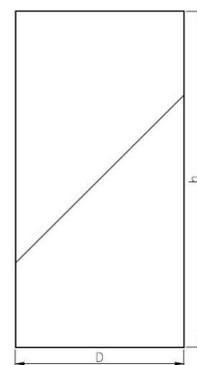


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	2	h1 (mm)	25,00	h (mm)	91,75
Amostra nº	3-1a	h2 (mm)	69,90	D (mm)	47,38
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,48	Massa (g)	335,00
Data corte	19/05/2017	Volume (cm³)	83,996	Volume (cm³)	161,766
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,312
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	196,5		
Tensão ruptura (MPa)	17,328	Peso esp (kN/m³)	22,940		
Carga ruptura (kN)	30,544				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

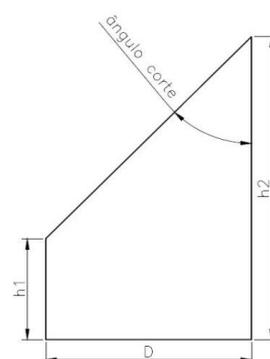
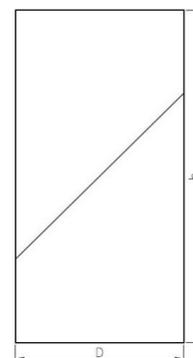


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta. Ruptura na rocha também ocorreu.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	3	h1 (mm)	11,25	h (mm)	93,43
Ângulo meta (°)	5-15-1a	h2 (mm)	88,10	D (mm)	47,26
Data corte	30	D (mm)	47,35	Massa (g)	360,0
Data moldagem	19/05/2017	Volume (cm ³)	87,472	Volume (cm ³)	163,894
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,540
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	225,0		
Carga ruptura (kN)	3,193	Peso esp (kN/m ³)	25,224		
	5,600				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

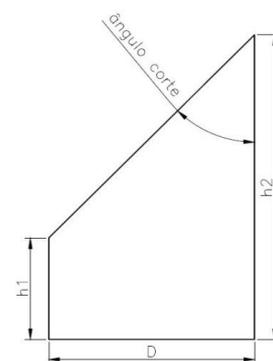
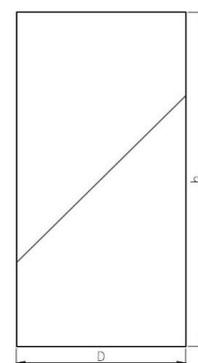


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
Are muito fino		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	4	h1 (mm)	26,20	h (mm)	95,97
Amostra nº	5-9-1a	h2 (mm)	72,95	D (mm)	47,35
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,28	Massa (g)	368,5
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	87,019	Volume (cm ³)	168,992
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,384
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	222,5		
Tensão ruptura (MPa)	15,021	Peso esp (kN/m ³)	25,073		
Carga ruptura (kN)	26,450				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

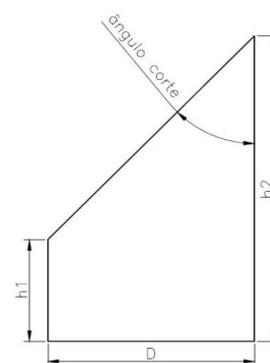
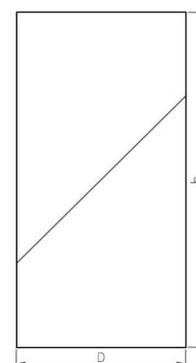


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	5	h1 (mm)	10,75	h (mm)	96,65
Amostra nº	4-1a	h2 (mm)	89,25	D (mm)	47,43
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,50	Massa (g)	363,5
Data corte	26/05/2017	Volume (cm ³)	88,603	Volume (cm ³)	170,765
Data moldagem	09/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,871
Data ruptura	06/11/2017	Massa (g)	223,5		
Tensão ruptura (MPa)	10,894	Peso esp (kN/m ³)	24,736		
Carga ruptura (kN)	19,250				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

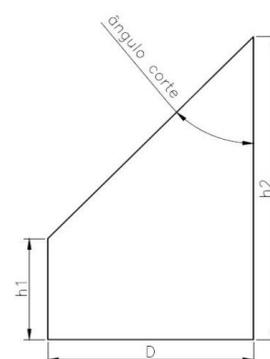
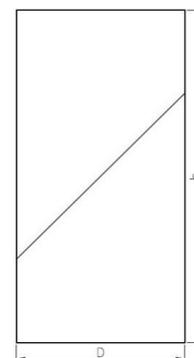


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	6	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-2a	h1 (mm)	25,10	h (mm)	95,72		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,85	D (mm)	47,47		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,50	Massa (g)	354,5		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm ³)	85,900	Volume (cm ³)	169,407		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,524		
Tensão ruptura (MPa)	10,426	Massa (g)	210,0				
Carga ruptura (kN)	18,450	Peso esp (kN/m ³)	23,973				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

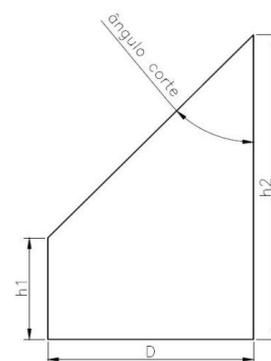
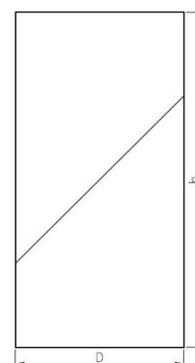


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	7	h1 (mm)	10,70	h (mm)	91,95
Amostra nº	3-4a	h2 (mm)	86,00	D (mm)	47,53
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,35	Massa (g)	343,5
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	85,139	Volume (cm ³)	163,146
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,643
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	212,5		
Tensão ruptura (MPa)	0,392	Peso esp (kN/m ³)	24,475		
Carga ruptura (kN)	0,696				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

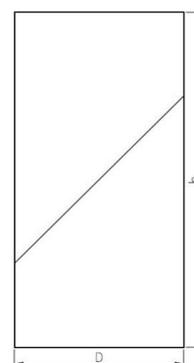
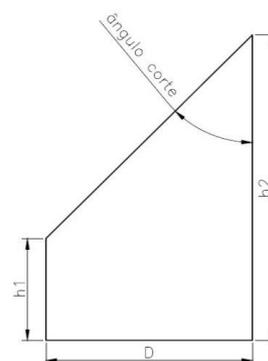


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
ID	8	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	3-1b	h1 (mm)	25,90	h (mm)	92,75
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,80	D (mm)	47,27
Data corte	19/05/2017	D (mm)	47,60	Massa (g)	344,0
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm ³)	86,040	Volume (cm ³)	162,770
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,727
Tensão ruptura (MPa)	15,701	Massa (g)	200,5		
Carga ruptura (kN)	27,550	Peso esp (kN/m ³)	22,851		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

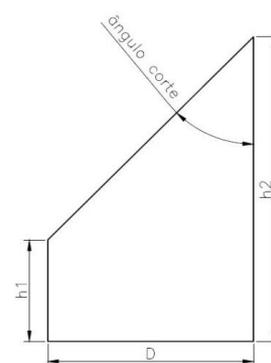
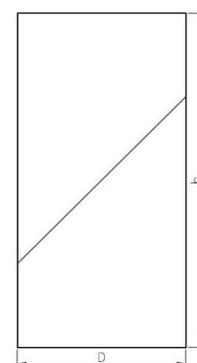


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
ID	9	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	5-16-1a	h1 (mm)	3,95	h (mm)	95,18
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,10	D (mm)	47,33
Data corte	19/05/2017	D (mm)	47,33	Massa (g)	352,5
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	75,682	Volume (cm ³)	167,459
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,645
Tensão ruptura (MPa)	6,993	Massa (g)	190,5		
Carga ruptura (kN)	12,300	Peso esp (kN/m ³)	24,683		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

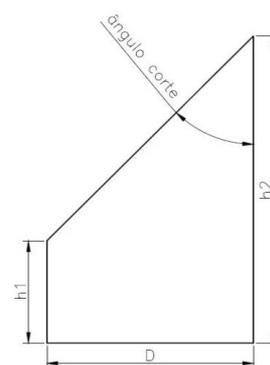
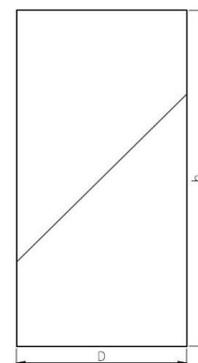


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	10	h1 (mm)	23,45	h (mm)	95,37
Amostra nº	5-9-1b	h2 (mm)	71,45	D (mm)	47,34
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,15	Massa (g)	360,0
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	82,849	Volume (cm ³)	167,864
Data moldagem	09/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,029
Data ruptura	06/11/2017	Massa (g)	210,0		
Tensão ruptura (MPa)	21,900	Peso esp (kN/m ³)	24,855		
Carga ruptura (kN)	38,550				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

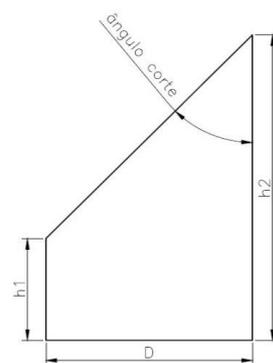
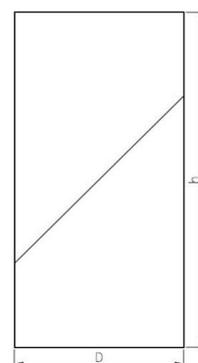


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	11	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-1b	h1 (mm)	4,35	h (mm)	94,12		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	81,65	D (mm)	47,30		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,58	Massa (g)	345,0		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm³)	76,455	Volume (cm³)	165,384		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,457		
Tensão ruptura (MPa)	10,898	Massa (g)	189,0				
Carga ruptura (kN)	19,150	Peso esp (kN/m³)	24,241				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

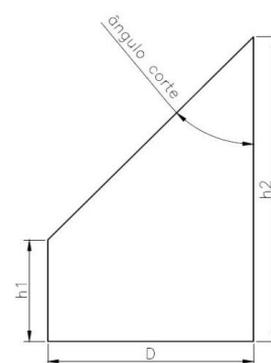
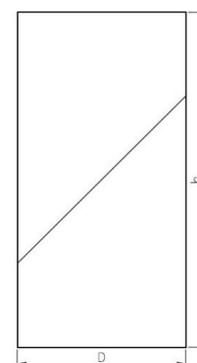


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	12	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-4a	h1 (mm)	24,70	h (mm)	96,70		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	73,05	D (mm)	47,47		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,63	Massa (g)	369,0		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	87,07	Volume (cm ³)	171,141		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,146		
Tensão ruptura (MPa)	15,908	Massa (g)	219,5				
Carga ruptura (kN)	28,150	Peso esp (kN/m ³)	24,722				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

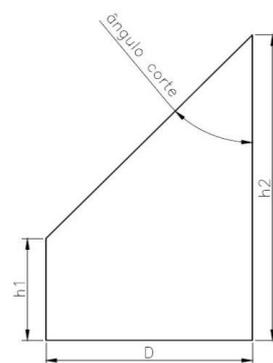
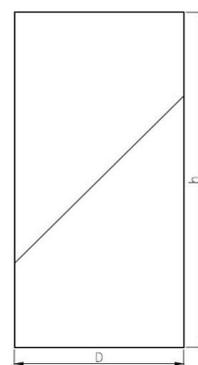


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are Médio		Dados dos corpos de prova			
ID	13	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-4b	h1 (mm)	4,05	h (mm)	93,13		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	80,00	D (mm)	47,50		
Data corte	19/05/2017	D (mm)	47,63	Massa (g)	341,5		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm³)	74,879	Volume (cm³)	165,031		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,291		
Tensão ruptura (MPa)	1,354	Massa (g)	185,0				
Carga ruptura (kN)	2,400	Peso esp (kN/m³)	24,227				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

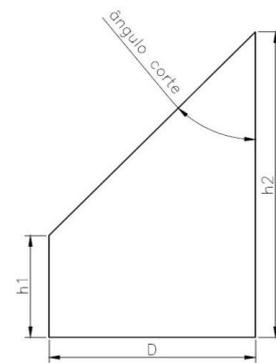
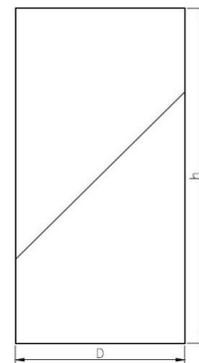


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	14	h1 (mm)	26,35	h (mm)	91,43
Amostra nº	3-2a	h2 (mm)	71,80	D (mm)	47,33
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,28	Massa (g)	334,0
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	86,142	Volume (cm ³)	160,861
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,357
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	196,0		
Tensão ruptura (MPa)	19,612	Peso esp (kN/m ³)	22,312		
Carga ruptura (kN)	34,510				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

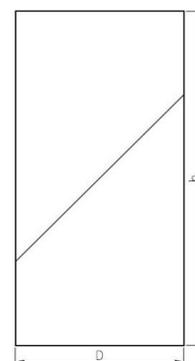
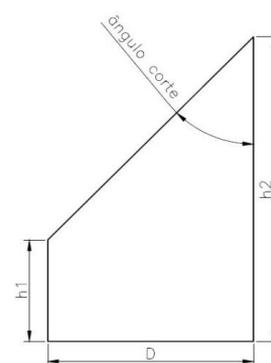


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações

Ruptura por deslizamento na junta. Ruptura na rocha também ocorreu.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	15	h1 (mm)	12,10	h (mm)	94,38
Ângulo meta (°)	5-16-1b	h2 (mm)	90,05	D (mm)	47,29
Data corte	30	D (mm)	47,25	Massa (g)	361,5
Data moldagem	19/05/2017	Volume (cm ³)	89,557	Volume (cm ³)	165,771
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,382
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	231,5		
Carga ruptura (kN)	4,441	Peso esp (kN/m ³)	25,348		
	7,800				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

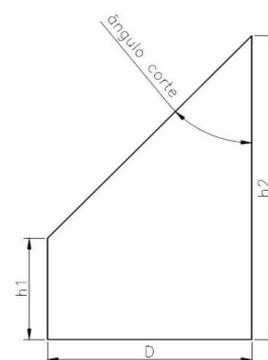
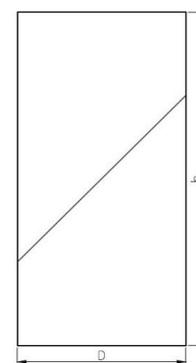


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	16	h1 (mm)	25,80	h (mm)	91,72
Amostra nº	5-9-2b	h2 (mm)	72,00	D (mm)	47,33
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,20	Massa (g)	352,5
Data corte	19/05/2017	Volume (cm ³)	85,562	Volume (cm ³)	161,372
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,426
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	218,5		
Tensão ruptura (MPa)	24,211	Peso esp (kN/m ³)	25,042		
Carga ruptura (kN)	42,588				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

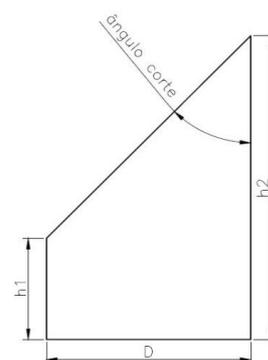
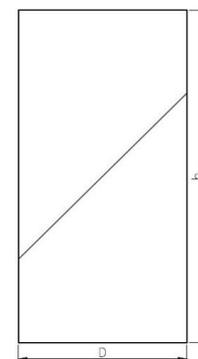


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	17	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-3a	h1 (mm)	13,15	h (mm)	95,18		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	89,50	D (mm)	47,44		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,78	Massa (g)	359,5		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm ³)	92,026	Volume (cm ³)	168,238		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,952		
Tensão ruptura (MPa)	6,449	Massa (g)	229,5				
Carga ruptura (kN)	11,400	Peso esp (kN/m ³)	24,455				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

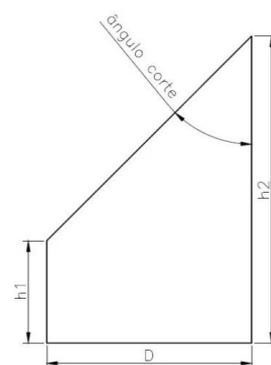
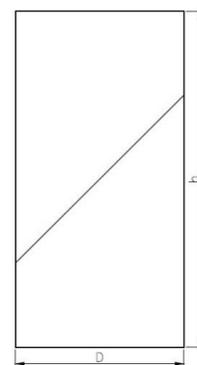


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	18	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-4b	h1 (mm)	23,30	h (mm)	92,83		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,50	D (mm)	47,48		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,65	Massa (g)	353,5		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm ³)	83,635	Volume (cm ³)	164,361		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,094		
Tensão ruptura (MPa)	17,145	Massa (g)	215,0				
Carga ruptura (kN)	30,350	Peso esp (kN/m ³)	25,208				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

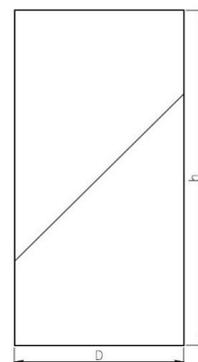
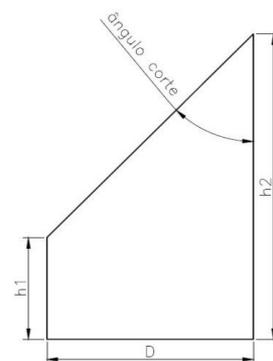


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	19	h1 (mm)	8,85	h (mm)	92,78
Amostra nº	3-8a	h2 (mm)	84,40	D (mm)	47,22
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,20	Massa (g)	341,5
Data corte	26/05/2017	Volume (cm³)	81,582	Volume (cm³)	162,479
Data moldagem	11/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,613
Data ruptura	08/11/2017	Massa (g)	196,0		
Tensão ruptura (MPa)	2,656	Peso esp (kN/m³)	23,559		
Carga ruptura (kN)	4,650				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

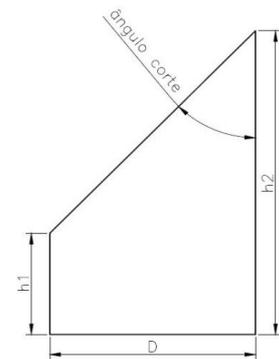
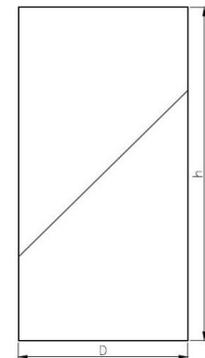


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are Médio	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	20	h1 (mm)	24,05	h (mm)	93,93
Ângulo meta (°)	3-2b	h2 (mm)	71,00	D (mm)	47,17
Data corte	45	D (mm)	47,23	Massa (g)	341,5
Data moldagem	19/05/2017	Volume (cm ³)	83,245	Volume (cm ³)	164,144
Data ruptura	09/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,403
Tensão ruptura (MPa)	19/05/2017	Massa (g)	192,0		
Carga ruptura (kN)	06/11/2017	Peso esp (kN/m ³)	22,617		
	4,521				
	7,900				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

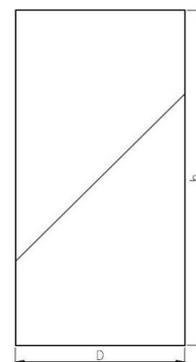
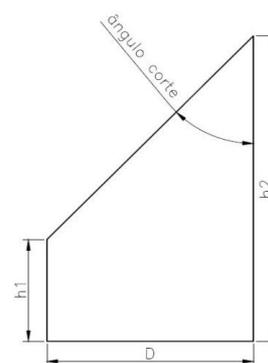


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	21	h1 (mm)	12,70	h (mm)	92,55
Ângulo meta (°)	5-28-1a	h2 (mm)	90,15	D (mm)	47,32
Data corte	30	D (mm)	47,28	Massa (g)	362,0
Data moldagem	19/05/2017	Volume (cm ³)	90,286	Volume (cm ³)	162,763
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,813
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	235,0		
Carga ruptura (kN)	4,663	Peso esp (kN/m ³)	25,524		
	8,200				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

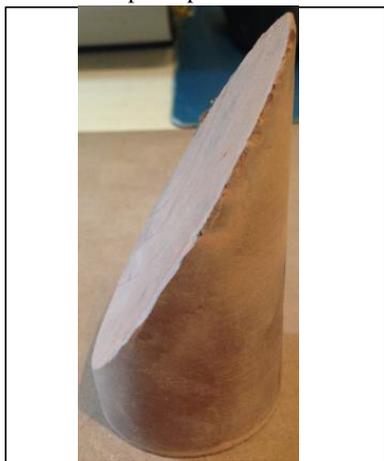
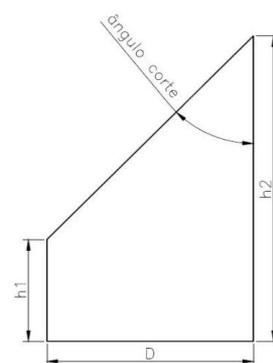
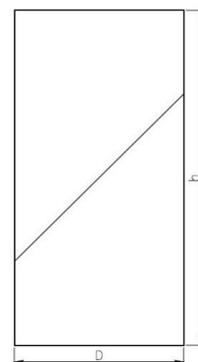


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	22	h1 (mm)	25,00	h (mm)	93,75
Ângulo meta (°)	5-12-2a	h2 (mm)	70,90	D (mm)	47,31
Data corte	45	D (mm)	47,30	Massa (g)	358,0
Data moldagem	26/05/2017	Volume (cm ³)	84,256	Volume (cm ³)	164,804
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,303
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	216,5		
Carga ruptura (kN)	11,719	Peso esp (kN/m ³)	25,197		
	20,600				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

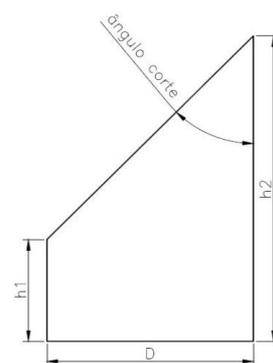


Foto estratificação corpo de prova

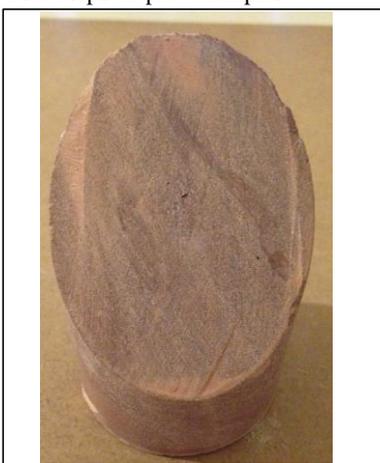
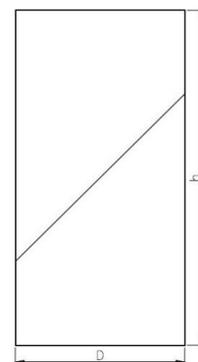


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	23	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-3b	h1 (mm)	2,80	h (mm)	93,48		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,05	D (mm)	47,78		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	342,5		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm ³)	75,814	Volume (cm ³)	167,610		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,041		
Tensão ruptura (MPa)	8,730	Massa (g)	186,5				
Carga ruptura (kN)	15,650	Peso esp (kN/m ³)	24,122				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

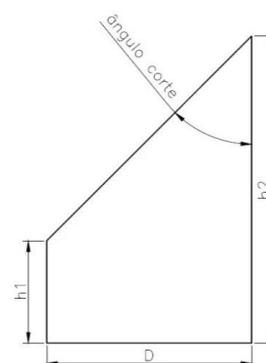
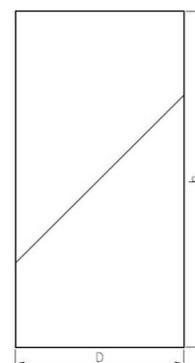


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	24	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-10a	h1 (mm)	25,15	h (mm)	94,80		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,95	D (mm)	47,27		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,23	Massa (g)	357,5		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm³)	84,164	Volume (cm³)	166,368		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,075		
Tensão ruptura (MPa)	17,354	Massa (g)	213,0				
Carga ruptura (kN)	30,450	Peso esp (kN/m³)	24,817				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

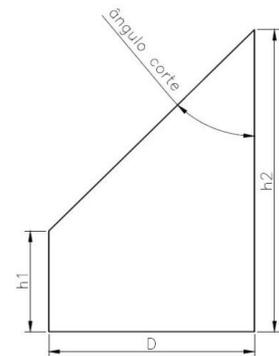
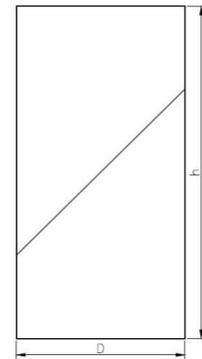


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are Médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	25	h1 (mm)	4,20	h (mm)	87,18
Amostra nº	3-8b	h2 (mm)	82,50	D (mm)	47,20
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,25	Massa (g)	317,5
Data corte	26/05/2017	Volume (cm ³)	76,012	Volume (cm ³)	152,542
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,409
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	184,0		
Tensão ruptura (MPa)	10,811	Peso esp (kN/m ³)	23,737		
Carga ruptura (kN)	18,916				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

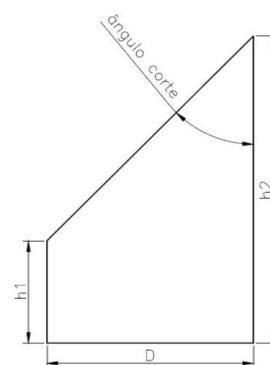
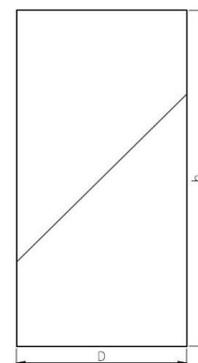


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Corpo de prova destruiu completamente na ruptura.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are Médio	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	26	h1 (mm)	25,00	h (mm)	90,27
Ângulo meta (°)	3-9a	h2 (mm)	71,30	D (mm)	47,40
Data corte	45	D (mm)	47,40	Massa (g)	335,0
Data moldagem	26/05/2017	Volume (cm ³)	84,966	Volume (cm ³)	159,291
Data ruptura	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,624
Tensão ruptura (MPa)	02/10/2017	Massa (g)	200,0		
Carga ruptura (kN)	23,788	Peso esp (kN/m ³)	23,082		
	41,976				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

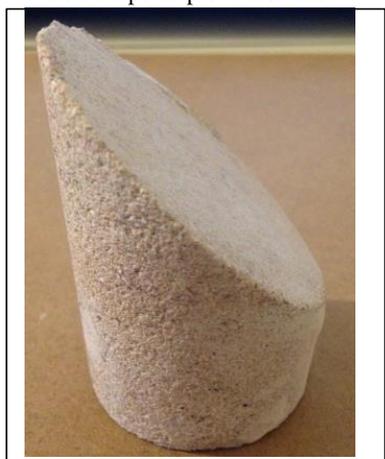
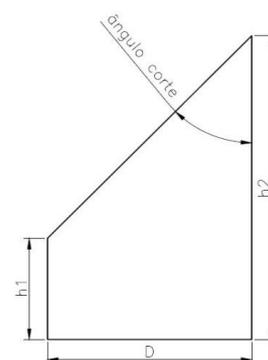
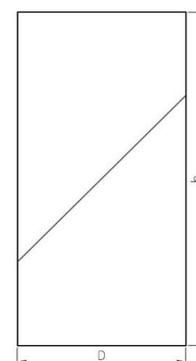


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
ID	27	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	5-28-1b	h1 (mm)	3,15	h (mm)	91,25
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	81,50	D (mm)	47,35
Data corte	19/05/2017	D (mm)	47,13	Massa (g)	345,0
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm³)	73,823	Volume (cm³)	160,680
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,055
Tensão ruptura (MPa)	4,178	Massa (g)	193,0		
Carga ruptura (kN)	7,357	Peso esp (kN/m³)	25,637		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

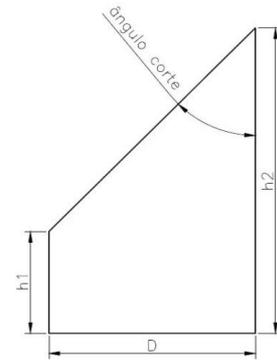
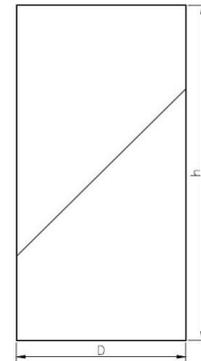


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	28	h1 (mm)	24,70	h (mm)	94,83
Ângulo meta (°)	5-12-2b	h2 (mm)	71,20	D (mm)	47,33
Data corte	45	D (mm)	47,38	Massa (g)	359,5
Data moldagem	26/05/2017	Volume (cm ³)	84,541	Volume (cm ³)	166,843
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,133
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	215,5		
Carga ruptura (kN)	29,363	Peso esp (kN/m ³)	24,996		
	51,650				



Foto corpo de prova moldado



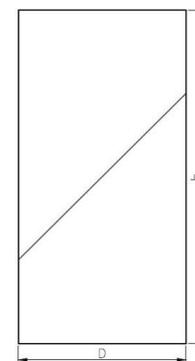
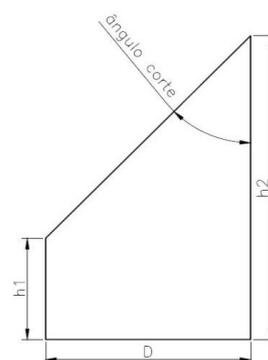
Foto corpo de prova rompido



Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	29	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	4-8a	h1 (mm)	7,30	h (mm)	91,60
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	86,30	D (mm)	47,44
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,50	Massa (g)	341,5
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm³)	82,932	Volume (cm³)	161,910
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,681
Tensão ruptura (MPa)	7,201	Massa (g)	208,0		
Carga ruptura (kN)	12,729	Peso esp (kN/m³)	24,594		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

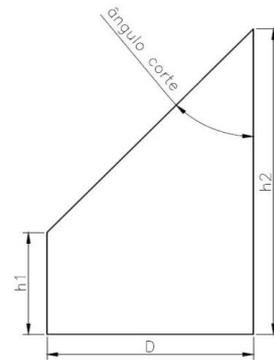
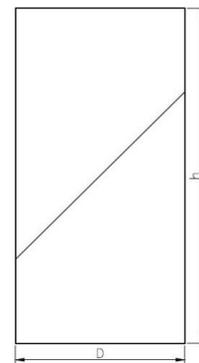


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	30	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-10b	h1 (mm)	24,50	h (mm)	96,02		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,95	D (mm)	47,32		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,23	Massa (g)	361,00		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm³)	84,471	Volume (cm³)	168,866		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,967		
Tensão ruptura (MPa)		Massa (g)	213,00				
Carga ruptura (kN)		Peso esp (kN/m³)	24,727				



Foto corpo de prova moldado

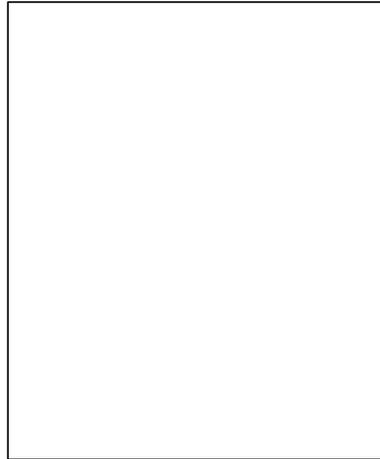


Foto corpo de prova rompido

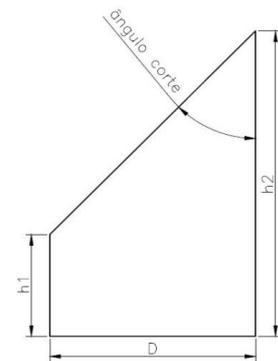
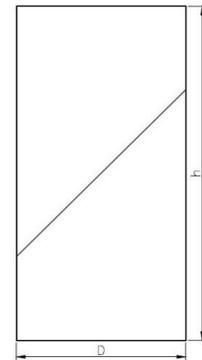


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Corpo de prova quebrou por acidente antes de ser submetido a ruptura.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	31	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-11a	h1 (mm)	4,65	h (mm)	94,68		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,75	D (mm)	47,43		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,63	Massa (g)	343,0		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm ³)	77,863	Volume (cm ³)	167,284		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,103		
Tensão ruptura (MPa)	13,186	Massa (g)	188,0				
Carga ruptura (kN)	23,300	Peso esp (kN/m ³)	23,676				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

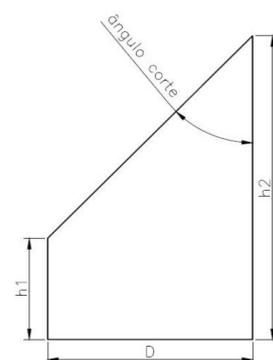
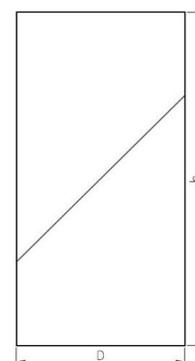


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
Are Médio		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	32	h1 (mm)	23,90	h (mm)	94,08
Amostra nº	3-9b	h2 (mm)	71,75	D (mm)	47,27
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,20	Massa (g)	346,5
Data corte	26/05/2017	Volume (cm ³)	83,681	Volume (cm ³)	165,104
Data moldagem	09/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,582
Data ruptura	06/11/2017	Massa (g)	199,0		
Tensão ruptura (MPa)	16,191	Peso esp (kN/m ³)	23,319		
Carga ruptura (kN)	28,410				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

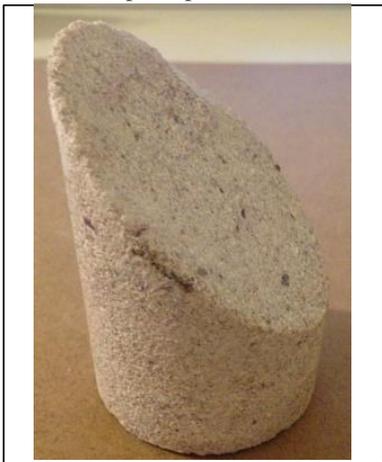
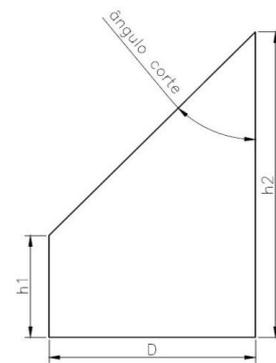


Foto estratificação corpo de prova

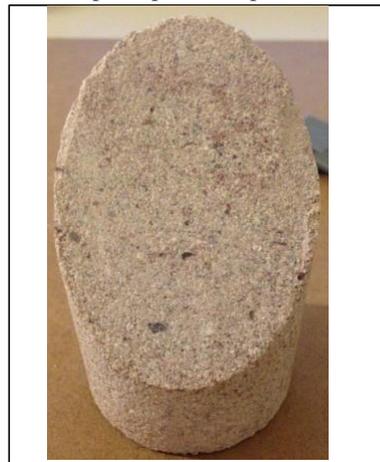
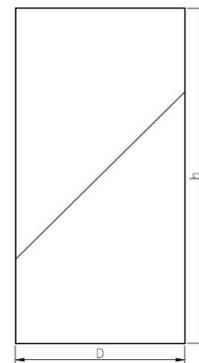


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	33	h1 (mm)	5,65	h (mm)	93,28
Ângulo meta (°)	5-12-1a	h2 (mm)	84,30	D (mm)	47,33
Data corte	30	D (mm)	47,30	Massa (g)	351,0
Data moldagem	26/05/2017	Volume (cm ³)	79,028	Volume (cm ³)	164,116
Data ruptura	11/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,976
Tensão ruptura (MPa)	08/11/2017	Massa (g)	203,0		
Carga ruptura (kN)	5,571	Peso esp (kN/m ³)	25,189		
	9,800				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

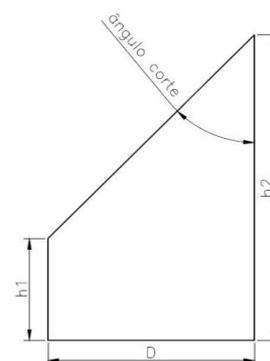
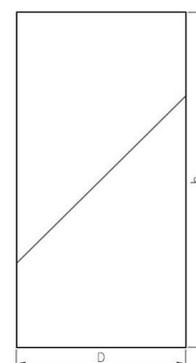


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
Are muito fino		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	34	h1 (mm)	23,30	h (mm)	93,05
Amostra nº	5-13-1a	h2 (mm)	69,80	D (mm)	47,24
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	46,93	Massa (g)	353,5
Data corte	02/06/2017	Volume (cm ³)	80,521	Volume (cm ³)	163,090
Data moldagem	11/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,253
Data ruptura	08/11/2017	Massa (g)	208,0		
Tensão ruptura (MPa)	14,748	Peso esp (kN/m ³)	25,331		
Carga ruptura (kN)	25,850				



Foto corpo de prova moldado



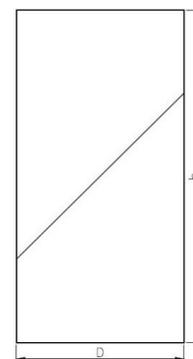
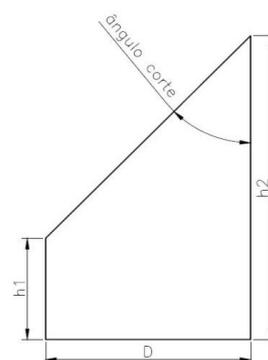
Foto corpo de prova rompido



Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	35	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	4-9a	h1 (mm)	5,25	h (mm)	93,03
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	81,20	D (mm)	47,38
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,75	Massa (g)	346,0
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm³)	77,405	Volume (cm³)	164,022
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,682
Tensão ruptura (MPa)	8,336	Massa (g)	197,0		
Carga ruptura (kN)	14,700	Peso esp (kN/m³)	24,957		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

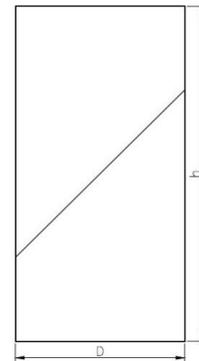
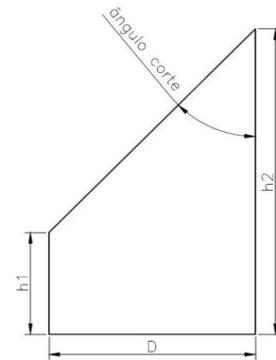


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	36	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-12a	h1 (mm)	24,65	h (mm)	94,42		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,75	D (mm)	47,38		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,60	Massa (g)	351,5		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm ³)	85,773	Volume (cm ³)	166,473		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,703		
Tensão ruptura (MPa)	14,206	Massa (g)	209,0				
Carga ruptura (kN)	25,050	Peso esp (kN/m ³)	23,894				

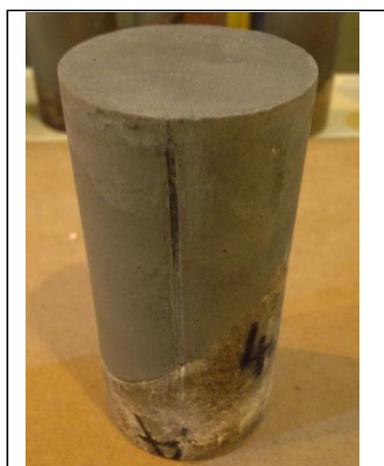


Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

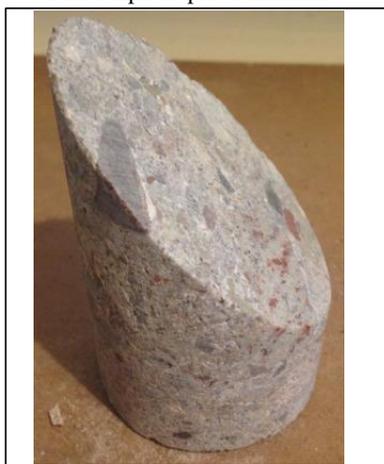
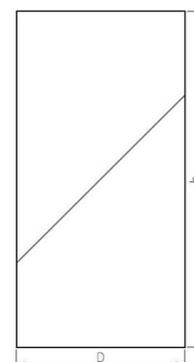
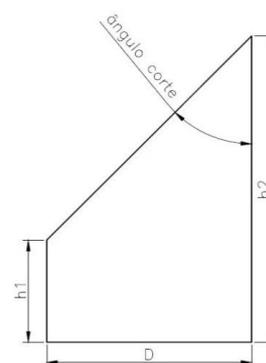


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	37	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-11b	h1 (mm)	8,00	h (mm)	90,97		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	87,10	D (mm)	47,58		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	336,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	84,972	Volume (cm ³)	161,747		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,398		
Tensão ruptura (MPa)	6,913	Massa (g)	200,0				
Carga ruptura (kN)	12,293	Peso esp (kN/m ³)	23,080				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

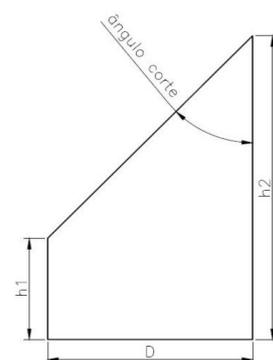
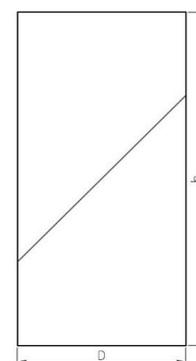


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	38	h1 (mm)	25,40	h (mm)	89,53
Amostra nº	3-10a	h2 (mm)	68,80	D (mm)	47,23
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,20	Massa (g)	326,0
Data corte	02/06/2017	Volume (cm ³)	82,413	Volume (cm ³)	156,854
Data moldagem	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,377
Data ruptura	02/10/2017	Massa (g)	192,5		
Tensão ruptura (MPa)	21,109	Peso esp (kN/m ³)	22,905		
Carga ruptura (kN)	36,988				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

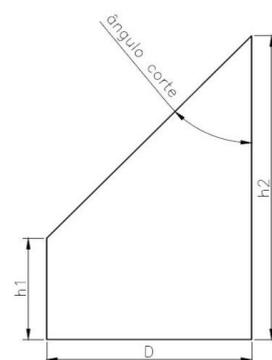
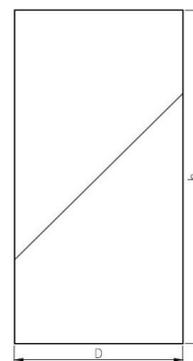


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
ID	39	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	5-12-1b	h1 (mm)	9,40	h (mm)	94,83
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	88,60	D (mm)	47,33
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,40	Massa (g)	358,00
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm³)	86,465	Volume (cm³)	166,843
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,037
Tensão ruptura (MPa)	8,979	Massa (g)	217,0		
Carga ruptura (kN)	15,800	Peso esp (kN/m³)	24,610		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

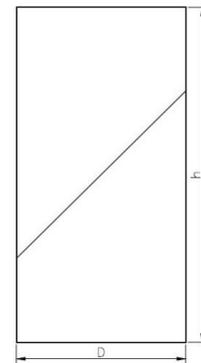
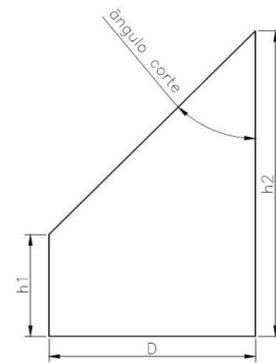


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	40	h1 (mm)	25,15	h (mm)	95,77
Ângulo meta (°)	5-13-1b	h2 (mm)	71,50	D (mm)	47,33
Data corte	45	D (mm)	47,25	Massa (g)	364,0
Data moldagem	02/06/2017	Volume (cm ³)	84,735	Volume (cm ³)	168,497
Data ruptura	04/09/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,189
Tensão ruptura (MPa)	02/10/2017	Massa (g)	219,5		
Carga ruptura (kN)	19,386	Peso esp (kN/m ³)	25,402		
	34,100				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

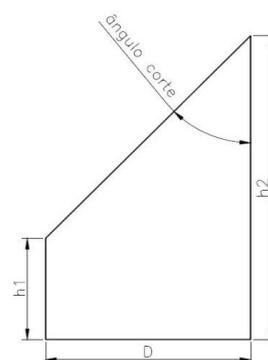
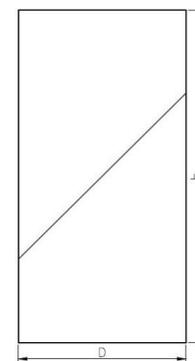


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	41	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-9b	h1 (mm)	6,10	h (mm)	97,23		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	84,80	D (mm)	47,73		
Data corte	26/05/2017	D (mm)	47,73	Massa (g)	362,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	81,305	Volume (cm ³)	173,969		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,436		
Tensão ruptura (MPa)	7,714	Massa (g)	207,0				
Carga ruptura (kN)	13,800	Peso esp (kN/m ³)	24,966				



Foto corpo de prova moldado

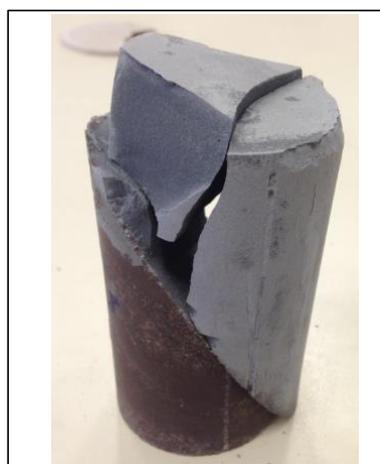


Foto corpo de prova rompido

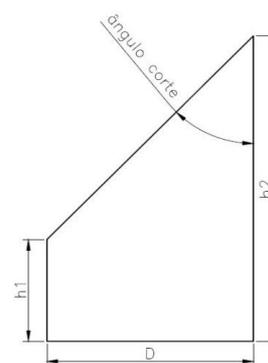
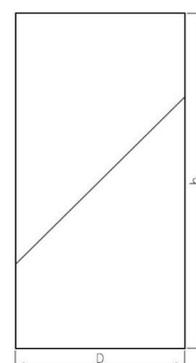


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	42	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-12b	h1 (mm)	24,45	h (mm)	95,73		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,65	D (mm)	47,47		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,55	Massa (g)	357,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	85,327	Volume (cm ³)	169,425		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,694		
Tensão ruptura (MPa)	25,373	Massa (g)	209,0				
Carga ruptura (kN)	44,900	Peso esp (kN/m ³)	24,019				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

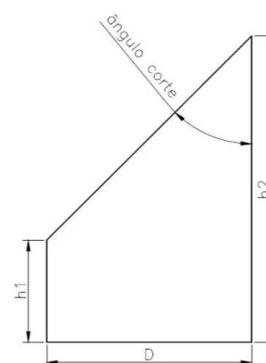
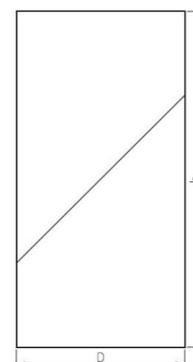


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are médio	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	43	h1 (mm)	8,00	h (mm)	95,40
Amostra nº	3-13a	h2 (mm)	86,35	D (mm)	47,18
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,20	Massa (g)	348,5
Data corte	02/06/2017	Volume (cm ³)	82,544	Volume (cm ³)	166,784
Data moldagem	09/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,494
Data ruptura	06/11/2017	Massa (g)	195,0		
Tensão ruptura (MPa)	12,060	Peso esp (kN/m ³)	23,165		
Carga ruptura (kN)	21,080				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

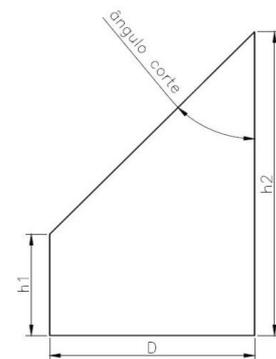
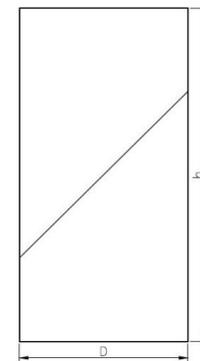


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	44	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-10b	h1 (mm)	25,45	h (mm)	89,73		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	69,45	D (mm)	47,19		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,08	Massa (g)	330,5		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm ³)	82,586	Volume (cm ³)	156,938		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,649		
Tensão ruptura (MPa)	16,336	Massa (g)	194,0				
Carga ruptura (kN)	28,573	Peso esp (kN/m ³)	23,035				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

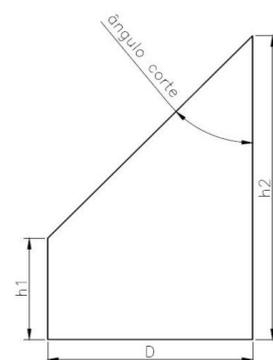
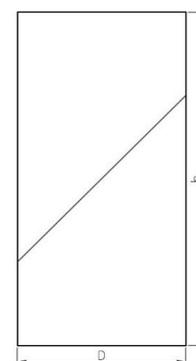


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	45	h1 (mm)	7,85	h (mm)	96,40
Ângulo meta (°)	5-13-2a	h2 (mm)	86,45	D (mm)	47,34
Data corte	30	D (mm)	47,25	Massa (g)	363,5
Data moldagem	02/06/2017	Volume (cm ³)	82,675	Volume (cm ³)	169,677
Data ruptura	09/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	21,006
Tensão ruptura (MPa)	06/11/2017	Massa (g)	209,5		
Carga ruptura (kN)	6,590	Peso esp (kN/m ³)	24,849		
	11,600				



Foto corpo de prova moldado

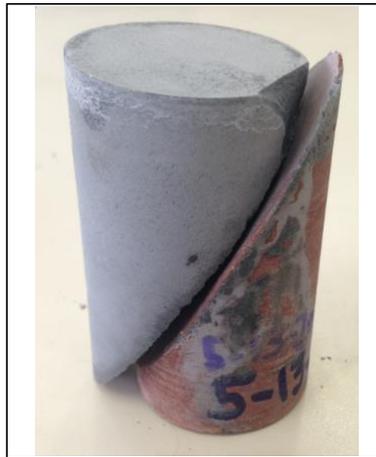


Foto corpo de prova rompido

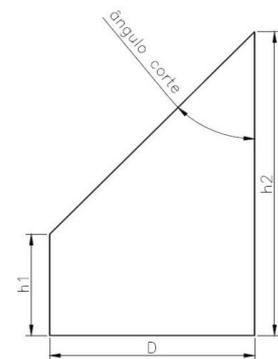


Foto estratificação corpo de prova

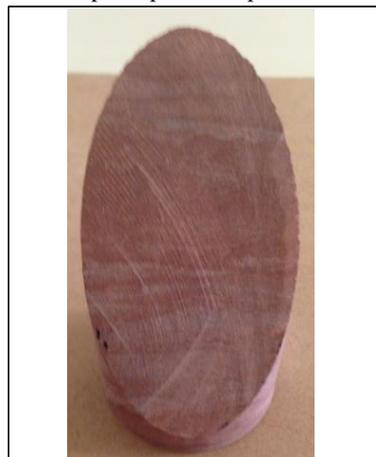
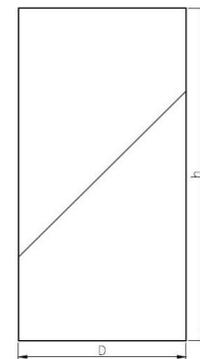


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	46	h1 (mm)	24,35	h (mm)	94,38
Ângulo meta (°)	5-11-1a	h2 (mm)	73,40	D (mm)	47,33
Data corte	45	D (mm)	47,28	Massa (g)	358,5
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	85,791	Volume (cm³)	166,052
Data ruptura	09/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,167
Tensão ruptura (MPa)	06/11/2017	Massa (g)	217,5		
Carga ruptura (kN)	19,720	Peso esp (kN/m³)	24,861		
	34,700				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

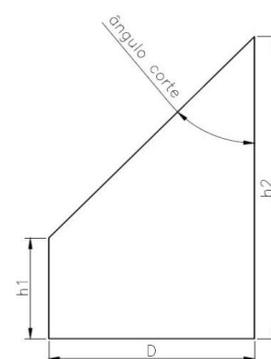
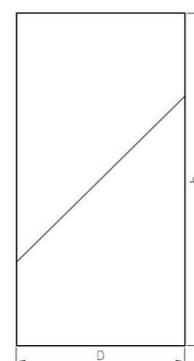


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	47	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	4-11a	h1 (mm)	10,00	h (mm)	92,88
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	87,85	D (mm)	47,38
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,35	Massa (g)	355,0
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm³)	86,151	Volume (cm³)	163,758
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,254
Tensão ruptura (MPa)	8,223	Massa (g)	221,0		
Carga ruptura (kN)	14,500	Peso esp (kN/m³)	25,155		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

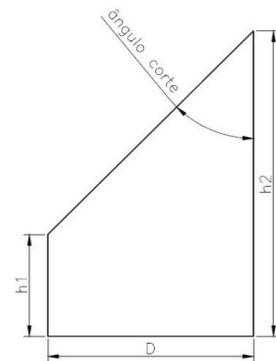
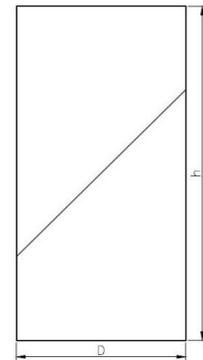


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Rompimento da nata de cimento que ocasionou o deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	48	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-14a	h1 (mm)	24,45	h (mm)	95,45		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	72,40	D (mm)	47,52		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	355,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	86,536	Volume (cm ³)	169,285		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,596		
Tensão ruptura (MPa)	23,938	Massa (g)	214,0				
Carga ruptura (kN)	42,450	Peso esp (kN/m ³)	24,250				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

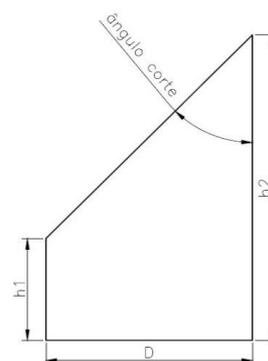
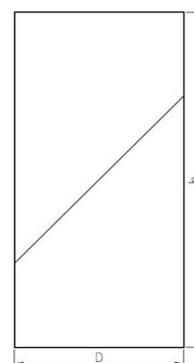


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	49	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-13b	h1 (mm)	7,10	h (mm)	92,32		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	85,10	D (mm)	47,24		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,25	Massa (g)	334,0		
Data moldagem	04/09/2017	Volume (cm ³)	80,834	Volume (cm ³)	161,810		
Data ruptura	02/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,240		
Tensão ruptura (MPa)	6,390	Massa (g)	191,0				
Carga ruptura (kN)	11,200	Peso esp (kN/m ³)	23,170				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

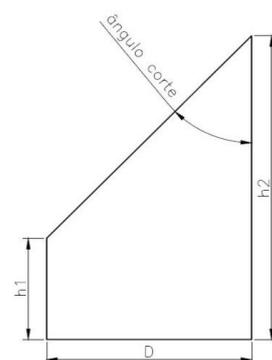
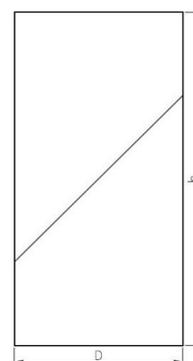


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	50	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-12a	h1 (mm)	25,05	h (mm)	94,28		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,40	D (mm)	47,33		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,05	Massa (g)	353,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	83,846	Volume (cm ³)	165,876		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,894		
Tensão ruptura (MPa)	8,780	Massa (g)	212,5				
Carga ruptura (kN)	15,450	Peso esp (kN/m ³)	24,852				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

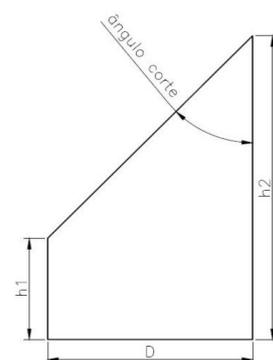
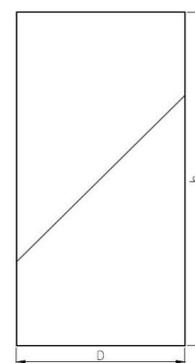


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Rompimento da nata de cimento que ocasionou o deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	51	h1 (mm)	6,35	h (mm)	96,78
Amostra nº	5-13-2b	h2 (mm)	84,55	D (mm)	47,37
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,25	Massa (g)	362,0
Data corte	02/06/2017	Volume (cm ³)	79,694	Volume (cm ³)	170,562
Data moldagem	09/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,814
Data ruptura	06/11/2017	Massa (g)	206,5		
Tensão ruptura (MPa)	13,308	Peso esp (kN/m ³)	25,409		
Carga ruptura (kN)	23,450				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

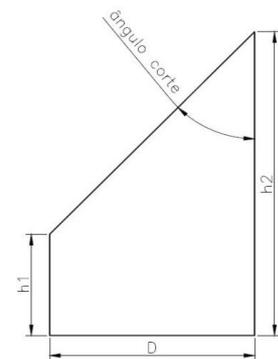
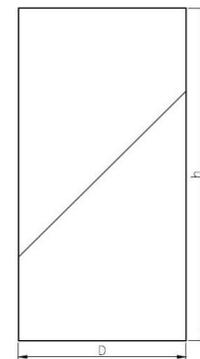


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	52	h1 (mm)	22,70	h (mm)	96,88
Ângulo meta (°)	5-11-1b	h2 (mm)	71,50	D (mm)	47,34
Data corte	45	D (mm)	47,30	Massa (g)	361,50
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	82,762	Volume (cm³)	170,522
Data ruptura	09/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,786
Tensão ruptura (MPa)	06/11/2017	Massa (g)	210,5		
Carga ruptura (kN)	17,327	Peso esp (kN/m³)	24,941		
	30,500				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

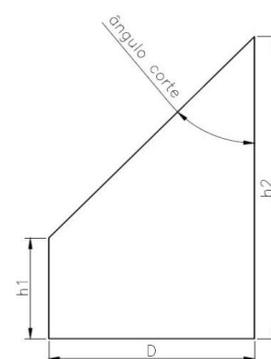
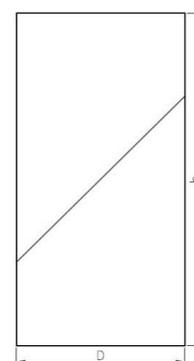


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	53	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-13a	h1 (mm)	7,85	h (mm)	96,70		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,25	D (mm)	47,38		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,50	Massa (g)	360,0		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	79,83	Volume (cm ³)	170,493		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,703		
Tensão ruptura (MPa)	10,945	Massa (g)	208,5				
Carga ruptura (kN)	19,300	Peso esp (kN/m ³)	25,611				



Foto corpo de prova moldado

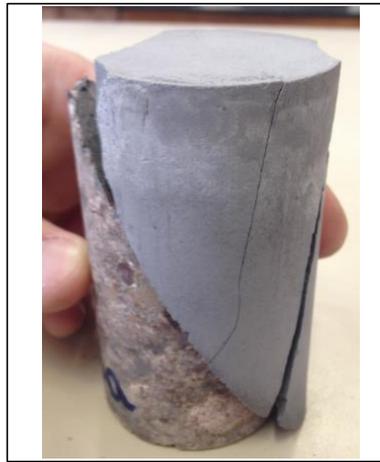


Foto corpo de prova rompido

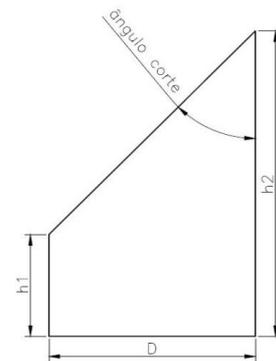
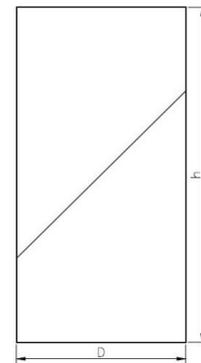


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	54	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-14b	h1 (mm)	24,05	h (mm)	92,68		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,70	D (mm)	47,48		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,73	Massa (g)	348,0		
Data moldagem	11/10/2017	Volume (cm ³)	84,766	Volume (cm ³)	164,096		
Data ruptura	08/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,792		
Tensão ruptura (MPa)	15,304	Massa (g)	210,0				
Carga ruptura (kN)	27,100	Peso esp (kN/m ³)	24,293				

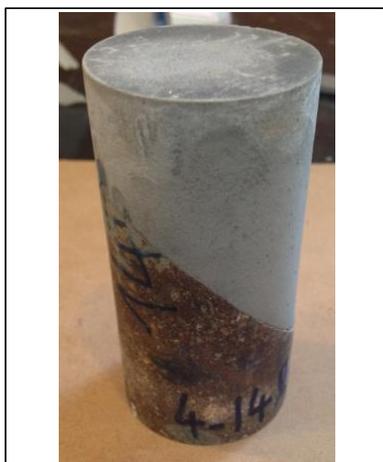


Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

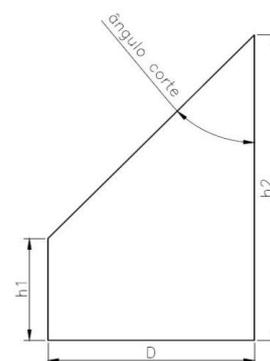
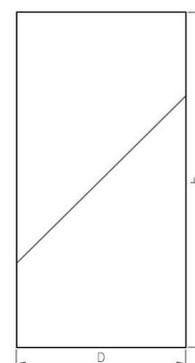


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Are médio		Dados dos corpos de prova			
ID	55	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	3-12b	h1 (mm)	25,50	h (mm)	92,32		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,35	D (mm)	47,42		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,03	Massa (g)	354,5		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm ³)	83,253	Volume (cm ³)	163,045		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	21,324		
Tensão ruptura (MPa)	15,092	Massa (g)	214,5				
Carga ruptura (kN)	26,650	Peso esp (kN/m ³)	25,265				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

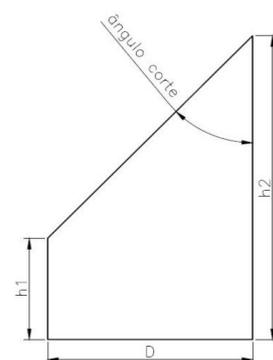
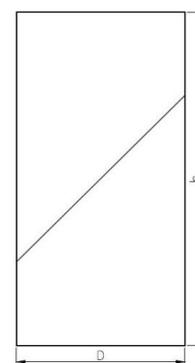


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	56	h1 (mm)	6,55	h (mm)	93,35
Ângulo meta (°)	5-17-1a	h2 (mm)	84,50	D (mm)	47,37
Data corte	30	D (mm)	47,30	Massa (g)	355,5
Data moldagem	02/06/2017	Volume (cm ³)	79,995	Volume (cm ³)	164,517
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	21,192
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	206,0		
Carga ruptura (kN)	10,272	Peso esp (kN/m ³)	25,252		
	18,100				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

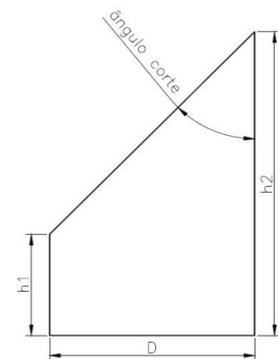


Foto estratificação corpo de prova

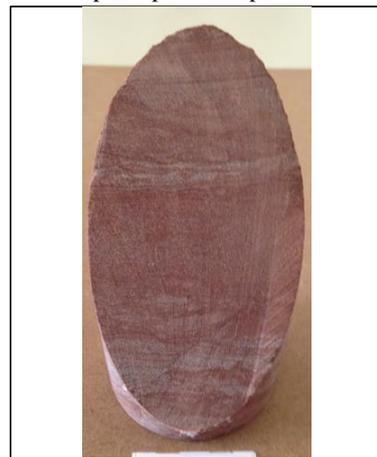
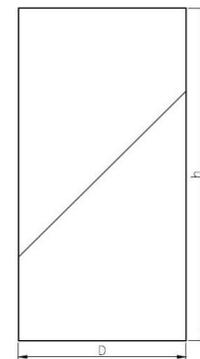


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	57	h1 (mm)	22,40	h (mm)	92,32
Ângulo meta (°)	5-11-3a	h2 (mm)	70,30	D (mm)	47,28
Data corte	45	D (mm)	47,28	Massa (g)	353,0
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	81,376	Volume (cm³)	162,084
Data ruptura	23/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,362
Tensão ruptura (MPa)	20/11/2017	Massa (g)	207,5		
Carga ruptura (kN)	17,575	Peso esp (kN/m³)	25,004		
	30,850				

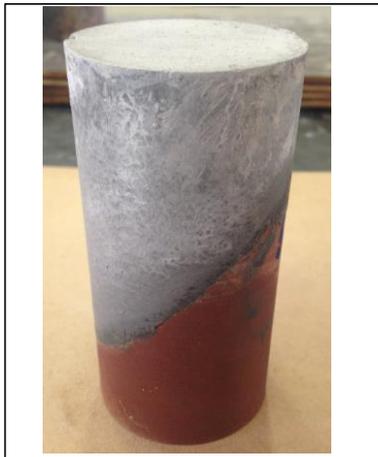


Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

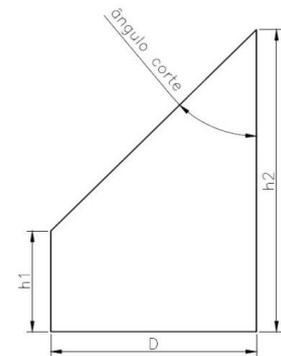
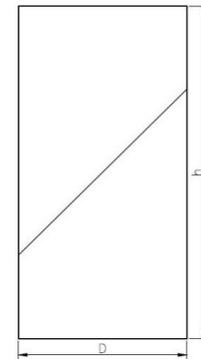


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	58	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-13b	h1 (mm)	6,00	h (mm)	92,30		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	83,30	D (mm)	47,38		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,53	Massa (g)	348,0		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm ³)	79,222	Volume (cm ³)	162,735		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,967		
Tensão ruptura (MPa)	4,650	Massa (g)	203,0				
Carga ruptura (kN)	8,200	Peso esp (kN/m ³)	25,127				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

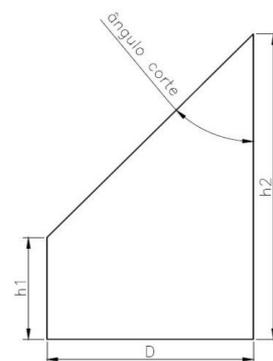
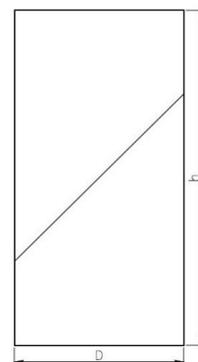


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	59	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-17c	h1 (mm)	21,50	h (mm)	93,23		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	69,40	D (mm)	47,46		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,53	Massa (g)	344,0		
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	80,625	Volume (cm³)	164,931		
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,453		
Tensão ruptura (MPa)	18,740	Massa (g)	196,5				
Carga ruptura (kN)	33,150	Peso esp (kN/m³)	23,899				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

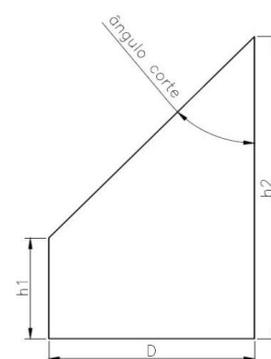
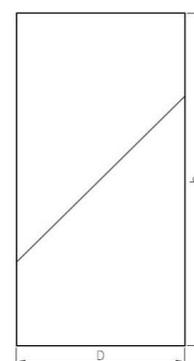


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	60	h1 (mm)	8,15	h (mm)	92,90
Ângulo meta (°)	5-17-1b	h2 (mm)	86,20	D (mm)	47,37
Data corte	30	D (mm)	47,28	Massa (g)	353,5
Data moldagem	02/06/2017	Volume (cm ³)	82,807	Volume (cm ³)	163,724
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	21,175
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	211,5		
Carga ruptura (kN)	8,768	Peso esp (kN/m ³)	25,046		
	15,450				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido



Foto estratificação corpo de prova

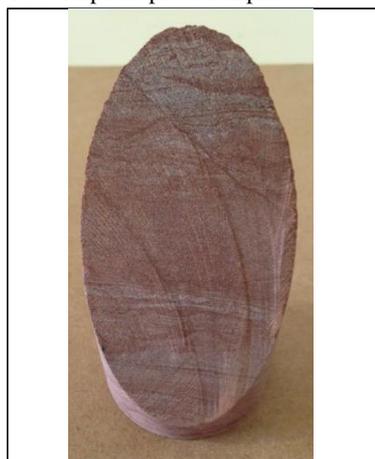
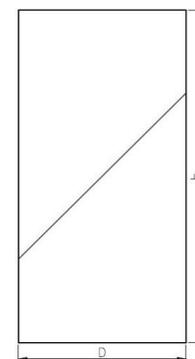
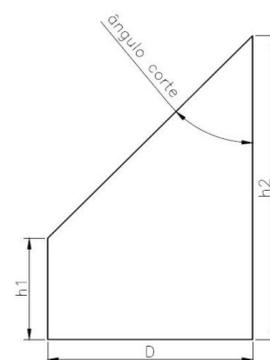


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
Litologia	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	61	h1 (mm)	24,00	h (mm)	92,65
Amostra n°	5-11-3b	h2 (mm)	71,80	D (mm)	47,28
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,20	Massa (g)	355,5
Data corte	22/06/2017	Volume (cm³)	83,813	Volume (cm³)	162,664
Data moldagem	23/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,428
Data ruptura	20/11/2017	Massa (g)	217,5		
Tensão ruptura (MPa)		Peso esp (kN/m³)	25,447		
Carga ruptura (kN)					



Foto corpo de prova moldado

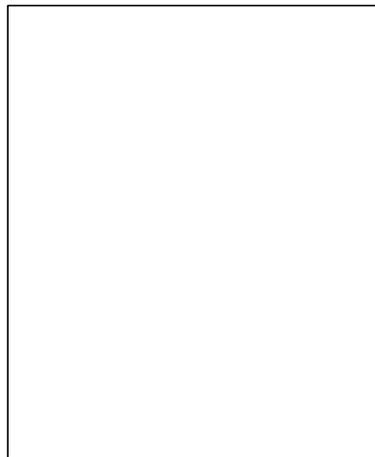


Foto corpo de prova rompido

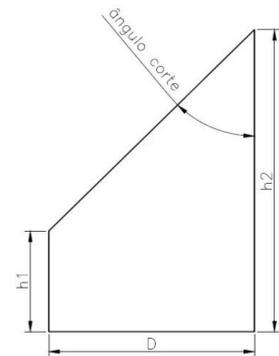
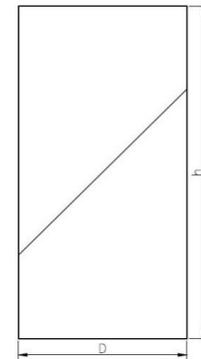


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Corpo de prova quebrou por acidente antes de ser submetido a ruptura.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	62	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-15a	h1 (mm)	5,75	h (mm)	93,48		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	81,85	D (mm)	47,49		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,45	Massa (g)	346,0		
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm ³)	77,453	Volume (cm ³)	165,582		
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,488		
Tensão ruptura (MPa)	9,343	Massa (g)	191,5				
Carga ruptura (kN)	16,550	Peso esp (kN/m ³)	24,245				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

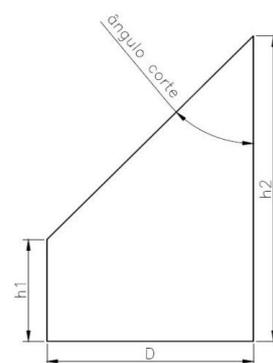
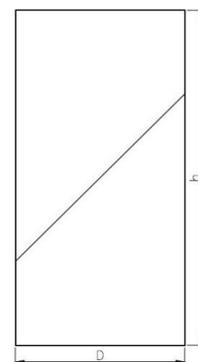


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	63	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-18a	h1 (mm)	24,80	h (mm)	91,82		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,35	D (mm)	47,38		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	346,5		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	85,910	Volume (cm³)	161,889		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,986		
Tensão ruptura (MPa)	24,574	Massa (g)	212,5				
Carga ruptura (kN)	43,333	Peso esp (kN/m³)	24,255				

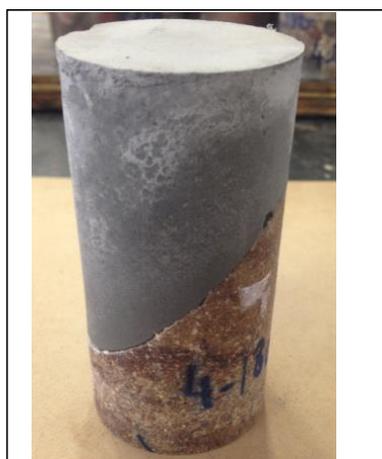


Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

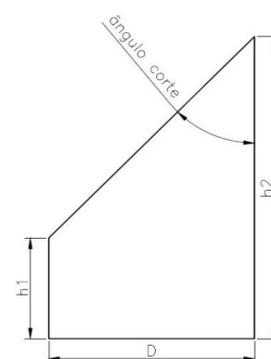


Foto estratificação corpo de prova

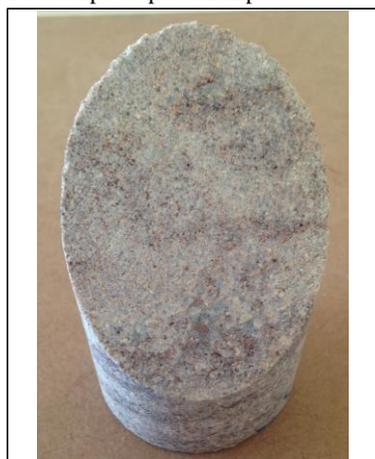
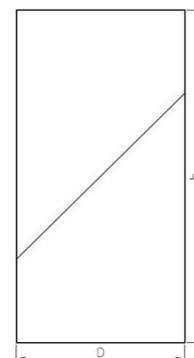


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra nº	64	h1 (mm)	9,10	h (mm)	92,43
Ângulo meta (°)	5-17-2a	h2 (mm)	87,50	D (mm)	47,25
Data corte	30	D (mm)	47,25	Massa (g)	354,5
Data moldagem	02/06/2017	Volume (cm ³)	84,692	Volume (cm ³)	162,071
Data ruptura	23/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	21,448
Tensão ruptura (MPa)	20/11/2017	Massa (g)	219,50		
Carga ruptura (kN)	8,555	Peso esp (kN/m ³)	25,415		
	15,000				



Foto corpo de prova moldado



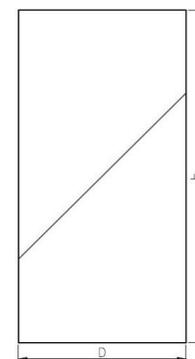
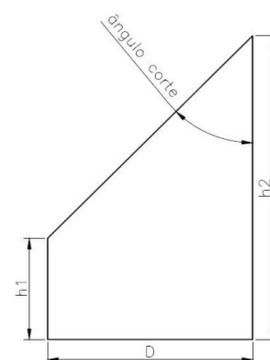
Foto corpo de prova rompido



Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações
Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
ID	65	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	5-11-4a	h1 (mm)	22,75	h (mm)	92,80
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,55	D (mm)	47,37
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,33	Massa (g)	354,0
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	82,076	Volume (cm³)	163,548
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,228
Tensão ruptura (MPa)	25,027	Massa (g)	209,0		
Carga ruptura (kN)	44,100	Peso esp (kN/m³)	24,970		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

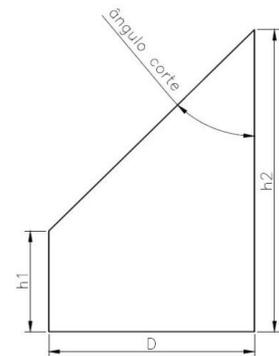
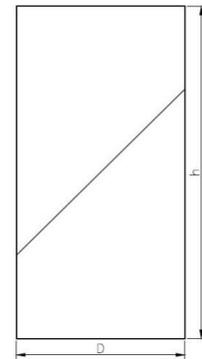


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	66	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-15b	h1 (mm)	9,90	h (mm)	92,48		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	87,05	D (mm)	47,42		
Data corte	02/06/2017	D (mm)	47,43	Massa (g)	347,5		
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm ³)	85,629	Volume (cm ³)	163,328		
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	20,866		
Tensão ruptura (MPa)	12,119	Massa (g)	215,0				
Carga ruptura (kN)	21,400	Peso esp (kN/m ³)	24,621				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

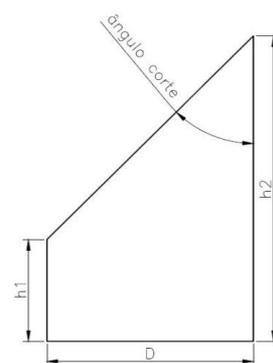
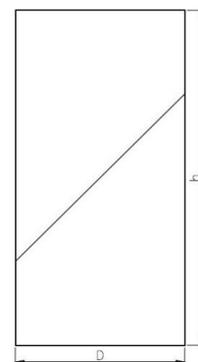


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações

Ruptura por deslizamento na junta.

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	67	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-18b	h1 (mm)	22,50	h (mm)	92,45		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,75	D (mm)	47,37		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,60	Massa (g)	343,0		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	82,970	Volume (cm³)	162,931		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,646		
Tensão ruptura (MPa)	23,239	Massa (g)	202,5				
Carga ruptura (kN)	40,950	Peso esp (kN/m³)	23,933				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

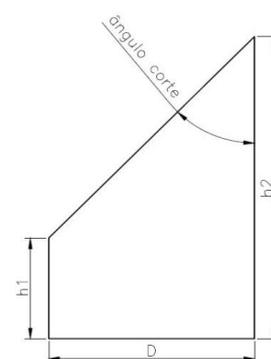
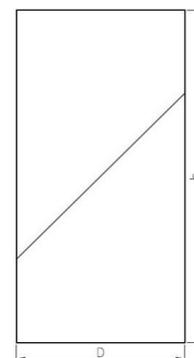


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	68	h1 (mm)	2,55	h (mm)	92,98
Ângulo meta (°)	5-11-2a	h2 (mm)	81,50	D (mm)	47,28
Data corte	30	D (mm)	47,30	Massa (g)	345,0
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	73,845	Volume (cm³)	163,243
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,728
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	189,00		
Carga ruptura (kN)	9,713	Peso esp (kN/m³)	25,098		
	17,050				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

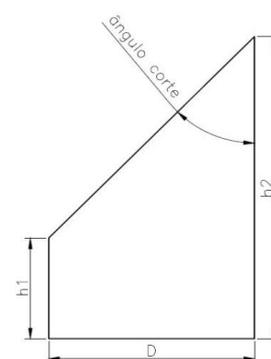


Foto estratificação corpo de prova

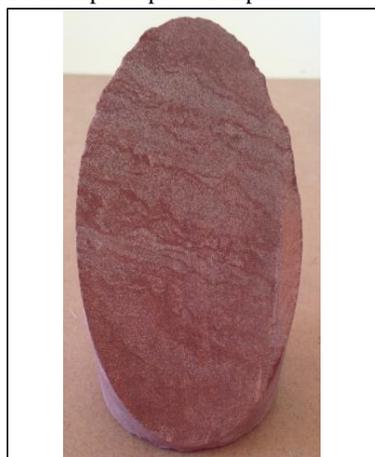
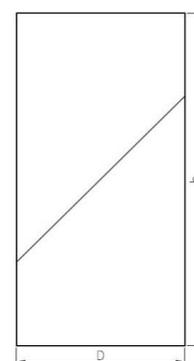


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
ID	69	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	5-11-4b	h1 (mm)	25,60	h (mm)	94,03
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	72,00	D (mm)	47,42
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,33	Massa (g)	357,5
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	85,840	Volume (cm³)	166,065
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,112
Tensão ruptura (MPa)	16,083	Massa (g)	218,5		
Carga ruptura (kN)	28,400	Peso esp (kN/m³)	24,960		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

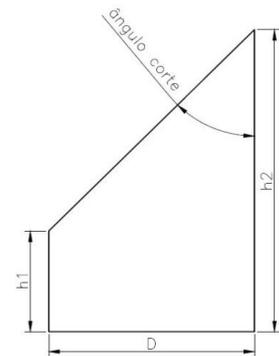
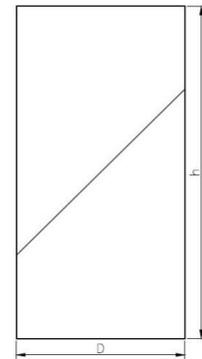


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	70	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-17a	h1 (mm)	5,85	h (mm)	92,52		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,35	D (mm)	47,42		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,53	Massa (g)	341,5		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	78,246	Volume (cm³)	163,399		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,498		
Tensão ruptura (MPa)	16,423	Massa (g)	190,5				
Carga ruptura (kN)	29,000	Peso esp (kN/m³)	23,874				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

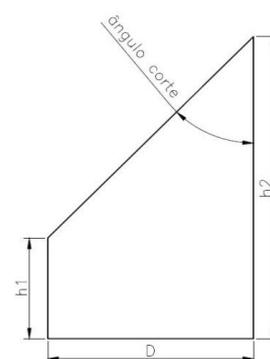
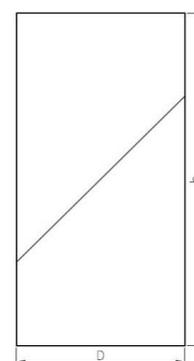


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	71	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-19a	h1 (mm)	24,55	h (mm)	91,88
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	73,20	D (mm)	47,48
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,60	Massa (g)	349,0
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	86,974	Volume (cm³)	162,679
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,033
Tensão ruptura (MPa)	22,022	Massa (g)	216,0		
Carga ruptura (kN)	38,996	Peso esp (kN/m³)	24,353		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

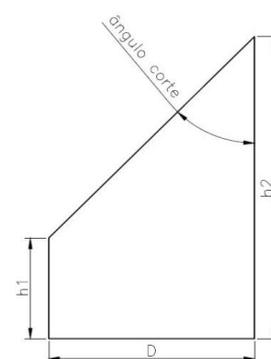
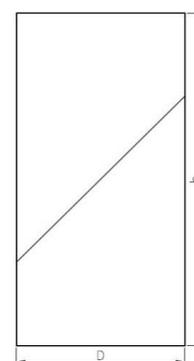


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	72	h1 (mm)	12,35	h (mm)	93,00
Ângulo meta (°)	5-11-2b	h2 (mm)	89,75	D (mm)	47,28
Data corte	30	D (mm)	47,30	Massa (g)	359,5
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	89,703	Volume (cm³)	163,278
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,595
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	231,5		
Carga ruptura (kN)	10,511	Peso esp (kN/m³)	25,307		
	18,450				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

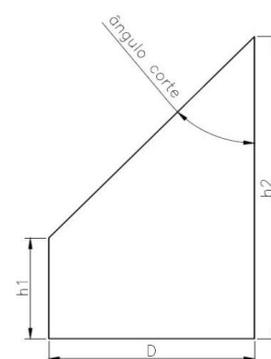
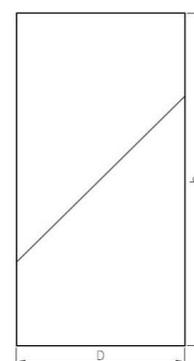


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	73	h1 (mm)	24,85	h (mm)	93,73
Ângulo meta (°)	5-19-1a	h2 (mm)	71,05	D (mm)	47,39
Data corte	45	D (mm)	47,35	Massa (g)	357,5
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	84,434	Volume (cm³)	165,326
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,202
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	218,5		
Carga ruptura (kN)	22,222	Peso esp (kN/m³)	25,376		
	39,200				

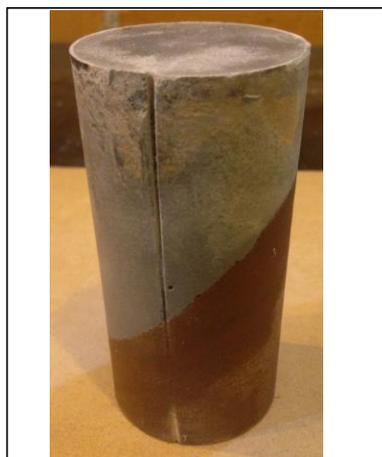


Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

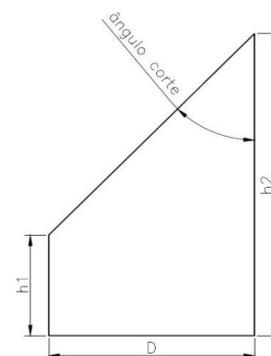
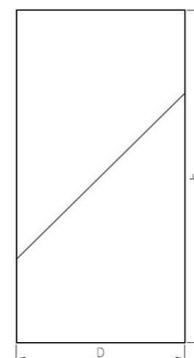


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	74	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-17b	h1 (mm)	9,65	h (mm)	93,63		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	86,70	D (mm)	47,44		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,53	Massa (g)	347,0		
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	85,459	Volume (cm³)	165,499		
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,558		
Tensão ruptura (MPa)	10,946	Massa (g)	212,0				
Carga ruptura (kN)	19,350	Peso esp (kN/m³)	24,326				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

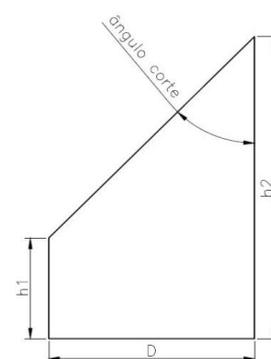
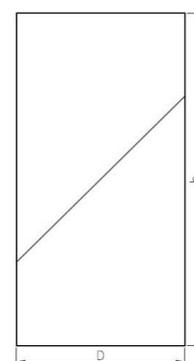


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	75	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-19b	h1 (mm)	21,95	h (mm)	92,97
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,45	D (mm)	47,38
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,60	Massa (g)	346,5
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	83,104	Volume (cm³)	163,917
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,734
Tensão ruptura (MPa)	18,636	Massa (g)	205,5		
Carga ruptura (kN)	32,850	Peso esp (kN/m³)	24,248		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

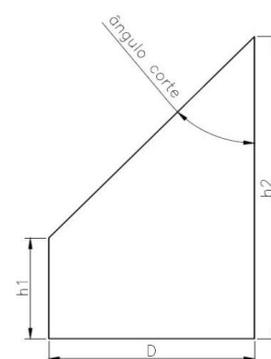
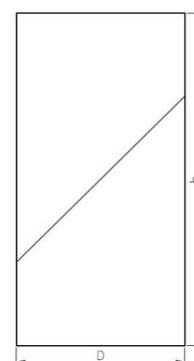


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	76	h1 (mm)	4,45	h (mm)	91,90
Ângulo meta (°)	5-14-1a	h2 (mm)	81,50	D (mm)	47,27
Data corte	30	D (mm)	46,95	Massa (g)	346,5
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	74,401	Volume (cm³)	161,279
Data ruptura	23/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,071
Tensão ruptura (MPa)	20/11/2017	Massa (g)	196,0		
Carga ruptura (kN)	11,854	Peso esp (kN/m³)	25,833		
	20,800				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

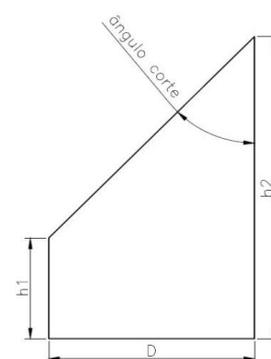
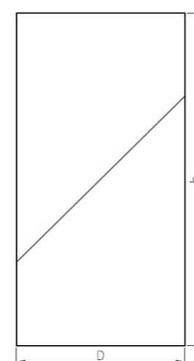


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	77	h1 (mm)	23,60	h (mm)	92,18
Ângulo meta (°)	5-19-1b	h2 (mm)	70,45	D (mm)	47,22
Data corte	45	D (mm)	47,23	Massa (g)	352,0
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	82,386	Volume (cm³)	161,428
Data ruptura	23/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,385
Tensão ruptura (MPa)	20/11/2017	Massa (g)	213,5		
Carga ruptura (kN)	29,012	Peso esp (kN/m³)	25,412		
	50,800				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

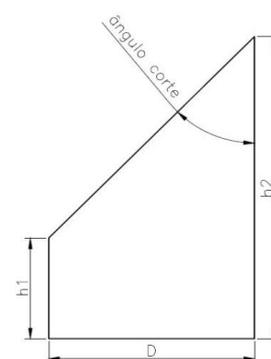
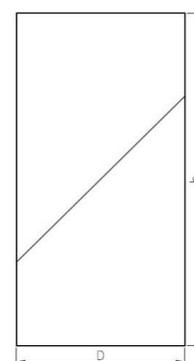


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	78	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-20a	h1 (mm)	10,15	h (mm)	93,43		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	88,80	D (mm)	47,55		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	354,5		
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	88,412	Volume (cm³)	165,912		
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,952		
Tensão ruptura (MPa)	17,485	Massa (g)	223,0				
Carga ruptura (kN)	31,050	Peso esp (kN/m³)	24,733				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

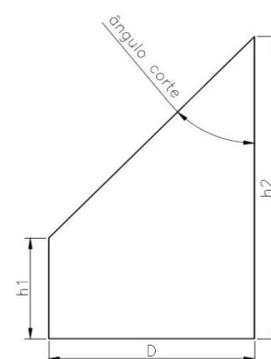
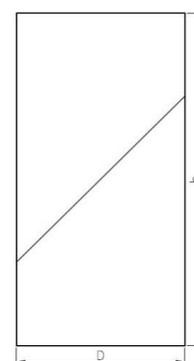


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	79	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-21c	h1 (mm)	23,50	h (mm)	93,65
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	70,50	D (mm)	47,37
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,45	Massa (g)	351,5
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	83,111	Volume (cm³)	165,046
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,887
Tensão ruptura (MPa)	24,090	Massa (g)	208,0		
Carga ruptura (kN)	42,450	Peso esp (kN/m³)	24,541		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

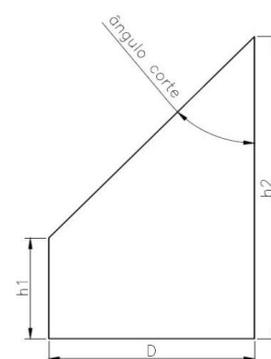
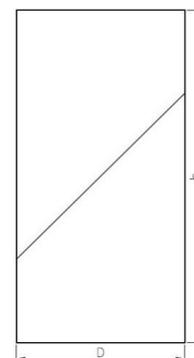


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Are muito fino	Dados dos corpos de prova			
		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	80	h1 (mm)	9,65	h (mm)	93,37
Amostra n°	5-14-1b	h2 (mm)	88,70	D (mm)	47,33
Ângulo meta (°)	30	D (mm)	47,23	Massa (g)	362,0
Data corte	22/06/2017	Volume (cm³)	86,135	Volume (cm³)	164,275
Data moldagem	16/10/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,614
Data ruptura	13/11/2017	Massa (g)	225,0		
Tensão ruptura (MPa)	11,313	Peso esp (kN/m³)	25,615		
Carga ruptura (kN)	19,900				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

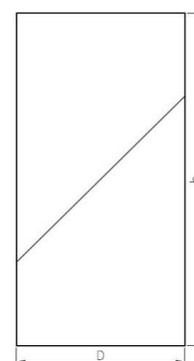
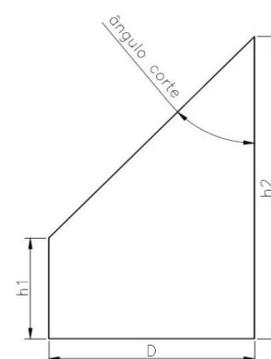


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova

Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
Are muito fino		Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
ID	81	h1 (mm)	24,45	h (mm)	93,70
Amostra n°	5-8-1a	h2 (mm)	72,00	D (mm)	47,44
Ângulo meta (°)	45	D (mm)	47,58	Massa (g)	355,5
Data corte	22/06/2017	Volume (cm³)	85,727	Volume (cm³)	165,622
Data moldagem	16/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,047
Data ruptura	13/11/2017	Massa (g)	215,5		
Tensão ruptura (MPa)	17,141	Peso esp (kN/m³)	24,650		
Carga ruptura (kN)	30,300				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

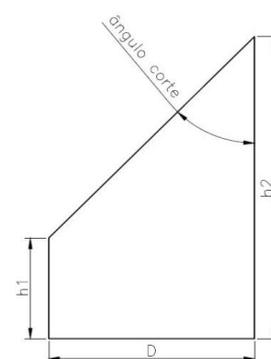
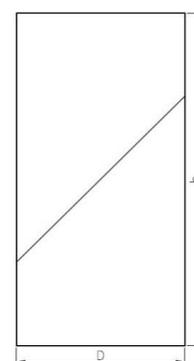


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	82	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-20b	h1 (mm)	3,55	h (mm)	92,05
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	81,15	D (mm)	47,38
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	339,0
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	75,680	Volume (cm³)	162,294
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,480
Tensão ruptura (MPa)	9,584	Massa (g)	189,5		
Carga ruptura (kN)	16,900	Peso esp (kN/m³)	24,554		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

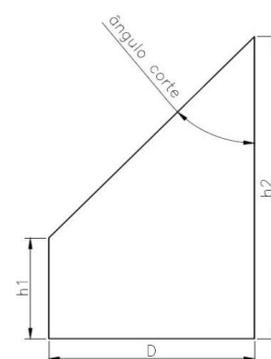
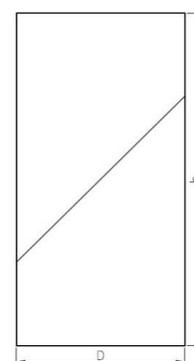


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	83	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-22a	h1 (mm)	24,45	h (mm)	92,95		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	71,50	D (mm)	47,56		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	354,0		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	85,732	Volume (cm³)	165,129		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	21,023		
Tensão ruptura (MPa)	20,716	Massa (g)	216,5				
Carga ruptura (kN)	36,800	Peso esp (kN/m³)	24,763				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

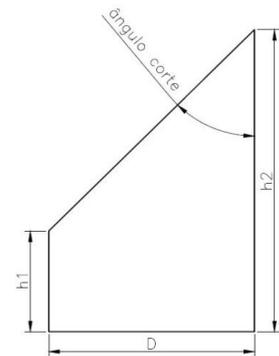
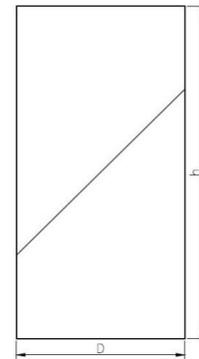


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Dados dos corpos de prova			
ID	Are muito fino	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	84	h1 (mm)	23,10	h (mm)	92,80
Ângulo meta (°)	5-8-1b	h2 (mm)	70,25	D (mm)	47,48
Data corte	45	D (mm)	47,58	Massa (g)	351,5
Data moldagem	22/06/2017	Volume (cm³)	82,972	Volume (cm³)	164,308
Data ruptura	16/10/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m³)	20,982
Tensão ruptura (MPa)	13/11/2017	Massa (g)	208,5		
Carga ruptura (kN)	25,421	Peso esp (kN/m³)	24,641		
	45,000				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

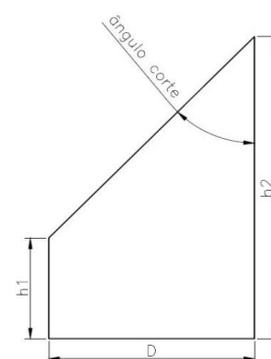
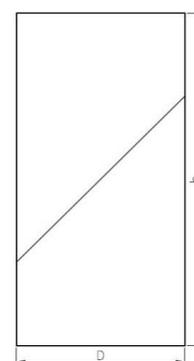


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	85	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-21a	h1 (mm)	8,60	h (mm)	91,88
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	86,65	D (mm)	47,37
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,48	Massa (g)	348,5
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	84,323	Volume (cm³)	161,926
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	21,107
Tensão ruptura (MPa)	8,726	Massa (g)	214,5		
Carga ruptura (kN)	15,376	Peso esp (kN/m³)	24,944		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

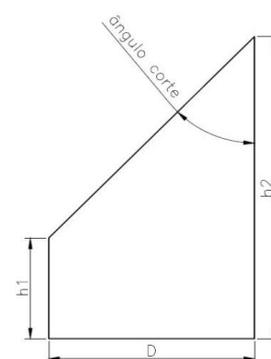
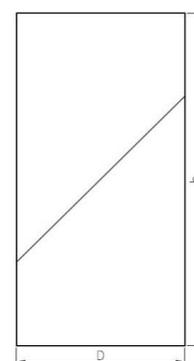


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	86	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-22b	h1 (mm)	22,70	h (mm)	92,05		
Ângulo meta (°)	45	h2 (mm)	69,85	D (mm)	47,57		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	349,0		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm ³)	82,694	Volume (cm ³)	163,599		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	45	Peso esp (kN/m ³)	20,922		
Tensão ruptura (MPa)	9,769	Massa (g)	209,5				
Carga ruptura (kN)	17,360	Peso esp (kN/m ³)	24,843				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

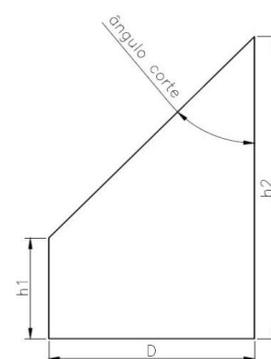
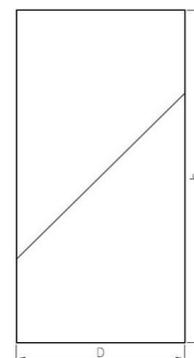


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	87	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-21b	h1 (mm)	5,90	h (mm)	92,37
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,95	D (mm)	47,41
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,45	Massa (g)	343,5
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	78,558	Volume (cm³)	163,065
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,659
Tensão ruptura (MPa)	9,206	Massa (g)	196,5		
Carga ruptura (kN)	16,250	Peso esp (kN/m³)	24,528		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

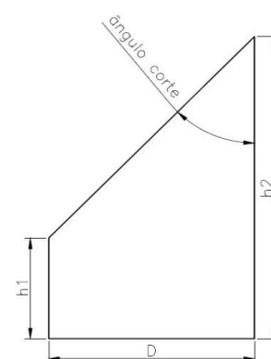
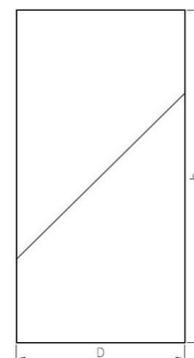


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	88	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra n°	4-23a	h1 (mm)	4,75	h (mm)	92,27		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	82,90	D (mm)	47,48		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,68	Massa (g)	343,5		
Data moldagem	23/10/2017	Volume (cm³)	78,250	Volume (cm³)	163,370		
Data ruptura	20/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,616		
Tensão ruptura (MPa)	9,854	Massa (g)	197,0				
Carga ruptura (kN)	17,450	Peso esp (kN/m³)	24,687				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

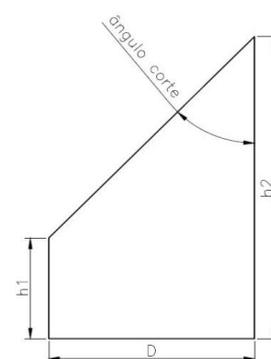
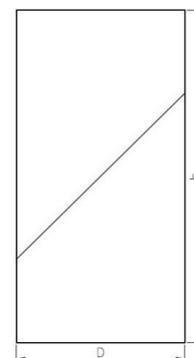


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia	Conglomerado	Dados dos corpos de prova			
ID	89	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)	
Amostra n°	4-23b	h1 (mm)	9,95	h (mm)	94,07
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	85,10	D (mm)	47,67
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,70	Massa (g)	355,5
Data moldagem	16/10/2017	Volume (cm³)	84,928	Volume (cm³)	167,893
Data ruptura	13/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m³)	20,767
Tensão ruptura (MPa)	11,964	Massa (g)	219,0		
Carga ruptura (kN)	21,350	Peso esp (kN/m³)	25,286		



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

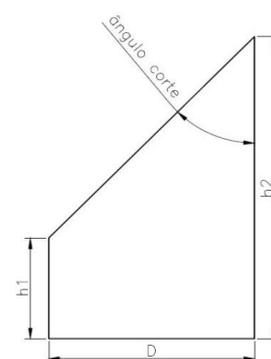
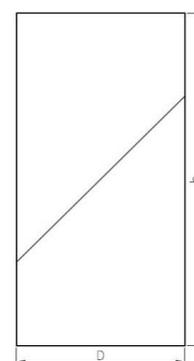


Foto estratificação corpo de prova



Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS (ENSAIOS CCBT)

Litologia		Conglomerado		Dados dos corpos de prova			
ID	90	Corpo de prova cortado		Corpo de prova moldado (pré-ruptura)			
Amostra nº	4-24a	h1 (mm)	10,75	h (mm)	95,15		
Ângulo meta (°)	30	h2 (mm)	87,65	D (mm)	47,46		
Data corte	22/06/2017	D (mm)	47,48	Massa (g)	360,5		
Data moldagem	09/10/2017	Volume (cm ³)	87,093	Volume (cm ³)	168,315		
Data ruptura	06/11/2017	Ângulo corte (°)	30	Peso esp (kN/m ³)	21,003		
Tensão ruptura (MPa)	11,956	Massa (g)	216,5				
Carga ruptura (kN)	21,150	Peso esp (kN/m ³)	24,376				



Foto corpo de prova moldado



Foto corpo de prova rompido

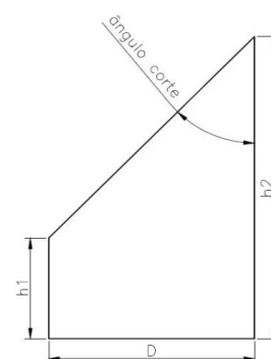


Foto estratificação corpo de prova

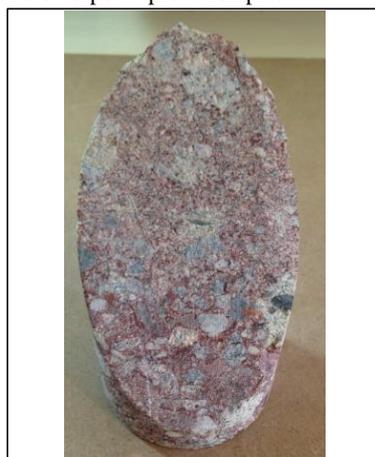
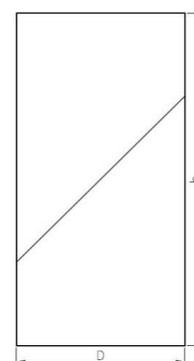


Foto superfície de corte do corpo de prova



Observações	
Ruptura por deslizamento na junta.	