

SÉRGIO LEANDRO SCHER DIAS NETO

**INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE RECONSTITUIÇÃO DE CORPOS DE
PROVA NA ESTRUTURA E NAS PROPRIEDADES HIDRÁULICAS E
MECÂNICAS DE UM SOLO TROPICAL LATERÍTICO**

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

Orientador: Taciano Oliveira da Silva

Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz
Heraldo Nunes Pitanga

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2020**

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

T

D541i
2020
Dias Neto, Sérgio Leandro Scher, 1993-
Influência do método de reconstituição de corpos de prova
na estrutura e nas propriedades hidráulicas e mecânicas de um
solo tropical laterítico / Sérgio Leandro Scher Dias Neto. –
Viçosa, MG, 2020.

152 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Taciano Oliveira da Silva.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.140-152.

1. Latossolo. 2. Estrutura do solo. 3. Cisalhamento do solo -
Resistência. 4. Condutividade hidráulica. 5. Compressibilidade.
6. Curva de retenção de água. I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22 ed. 624.15136

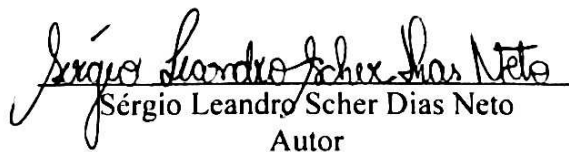
SÉRGIO LEANDRO SCHER DIAS NETO

**INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE RECONSTITUIÇÃO DE CORPOS DE
PROVA NA ESTRUTURA E NAS PROPRIEDADES HIDRÁULICAS E
MECÂNICAS DE UM SOLO TROPICAL LATERÍTICO**

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

APROVADA: 20 de fevereiro de 2020.

Assentimento:


Sérgio Leandro Scher Dias Neto
Autor


Taciano Oliveira da Silva
Orientador

Dedico este trabalho à tia Neide,
à tia Lourdinha, ao tio Sérgio e ao meu avô Antônio...

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Nélia e Geraldo, pelo apoio incondicional em todas as situações da minha vida. Ao meu irmão Rodrigo, que sempre acreditou em mim. Vocês são o meu refúgio. Amo vocês!

Aos meus amigos Eduardo, João, West e Gabi, minha segunda família. Obrigado por sempre estarem comigo!

Ao Professor Roberto Ferraz, pelas valiosas sugestões, ensinamentos e acompanhamento ao longo desta pesquisa.

Ao Professor Taciano, pela orientação e confiança depositada, e ao professor Paulo Sérgio, por sempre compartilhar seus conhecimentos e interesse na área da Geotecnia.

A minha amiga Tatiana Osuna, pela grande contribuição durante a realização dos ensaios desta pesquisa. Muchas gracias!

A todo pessoal do Laboratório de Engenharia Civil da UFV, em especial, Marcelo e Leonício, pela solicitude e momentos de descontração.

Aos professores Raphael Bragança e Maurício Fontes do Departamento de Solos da UFV, por permitirem a realização de parte das análises realizadas neste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

DIAS NETO, Sérgio Leandro Scher, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2020. **Influência do método de reconstituição de corpos de prova na estrutura e nas propriedades hidráulicas e mecânicas de um solo tropical laterítico.** Orientador: Taciano Oliveira da Silva. Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz e Heraldo Nunes Pitanga.

Solos tropicais lateríticos apresentam propriedades e comportamentos que diferem dos solos sedimentares devido às transformações químico-mineralógicas e estruturais promovidas pela ação intempérica em regiões tropicais. Apesar do crescente interesse em incorporar aspectos microestruturais na previsão do comportamento geotécnico de diversos solos, poucos estudos foram destinados à avaliação do efeito de diferentes técnicas de reconstituição de corpos de prova na estrutura e no comportamento de engenharia de solos lateríticos. Esta pesquisa trata da análise da influência dos aspectos microestruturais produzidos por diferentes técnicas de reconstituição de corpos de prova nas propriedades hidráulicas e mecânicas de um solo tropical laterítico. Os corpos de prova obtidos por compactação estática (SC) e compactação dinâmica (DC) foram reconstituídos com os parâmetros do ponto ótimo da curva de compactação obtida na energia do ensaio de Proctor Normal. Os corpos de prova obtidos por compressão de lama (S) foram reconstituídos com a mesma densidade seca dos corpos de prova SC e DC, porém sob teor de umidade de moldagem correspondente à condição de saturação. Foram avaliadas as propriedades físicas, as características químicas e mineralógicas, os arranjos estruturais dos corpos de prova, as propriedades de mobilidade e retenção de água, de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo. A caracterização física apontou a formação de agregações no solo e as análises química-mineralógicas apontaram a presença de minerais típicos dos solos profundamente intemperizados, comum em regiões de clima tropical, responsáveis pela formação dessas agregações. O formato bimodal das curvas de retenção de água foi determinado pela estrutura inicial produzida na reconstituição dos corpos de prova, caracterizada pela distribuição dos poros em dois níveis estruturais. As curvas de distribuição do tamanho dos poros e as imagens de microscopia eletrônica de varredura apontaram a similaridade do arranjo das agregações e da distribuição dos poros dos corpos de prova SC e DC. No entanto, a estrutura dos corpos de prova S foi caracterizada pela predominância de macroporos de diâmetros inferiores aos detectados para os demais corpos de prova (SC e DC) e pela menor interconectividade dos poros. A condutividade hidráulica saturada (k) dos corpos de prova S foram inferiores em duas ordens de magnitude em comparação aos valores de k dos corpos de prova SC e DC. A redução do índice de vazios (promovida pela consolidação

isotrópica) não foi suficiente para diminuir a diferença entre os valores de k obtidos para os corpos de prova. A microporosidade do solo laterítico analisado não foi afetada por trajetórias de carregamento ou pelas condições de reconstituição (método de reconstituição, esforço de reconstituição ou teor de umidade de moldagem). As trajetórias de carregamento seguidas durante a compressão edométrica e compressão triaxial foram responsáveis por eliminar as características do arranjo estrutural bimodal, produto do processo de reconstituição dos corpos de prova, fazendo com que a resposta mecânica do material seja a mesma e independente das técnicas de reconstituição.

Palavras-chave: Solo tropical laterítico. Reconstituição de corpos de prova. Estrutura do solo. Curva característica de retenção. Condutividade hidráulica saturada. Compressibilidade. Resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

DIAS NETO, Sérgio Leandro Scher, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2020. **Influence of specimen preparation methods on the structure and on the hydraulic and mechanical properties of a lateritic tropical soil.** Adviser: Taciano Oliveira da Silva. Co-advisers: Roberto Lopes Ferraz and Heraldo Nunes Pitanga.

Lateritic tropical soils have properties and behavior that are different from sedimentary soils due to chemical-mineralogical and structural transformation caused by weathering in tropical regions. Despite the growing interest in incorporating microstructural aspects to predict the geotechnical behavior of various soils, very few studies aimed to evaluate the effect of different specimen preparation methods on the structure and engineering behaviour of lateritic soils. This study evaluated the influence of the microstructural aspects generated by different specimen preparation methods on the hydraulic and mechanical properties of a lateritic tropical soil. The specimens obtained by static compaction (SC) and dynamic compaction (DC) were reconstituted with maximum dry density and optimum moisture content of the Standard Proctor curve. The specimens obtained by oedometric compression (S) were reconstituted with the same dry density as the SC and DC specimens, though under moulding moisture content corresponding to saturation. Physical properties, chemical and mineralogical characteristics, specimen structural arrangements, water mobility and water retention properties, compressibility and shear strength were evaluated. The physical characterization indicated the soil aggregation and the chemical-mineralogical analysis detected typical minerals of deeply weathered soils, common in tropical regions. These minerals are related to the formation process of soil aggregation. The bimodal shape of the water retention curves was determined by the initial structure generated during the specimen reconstitution, characterized by pore distribution in two structural levels. The pore size distribution functions and scanning electron microscopy images pointed to the similarity of aggregation arrangements and pore distribution of the SC and DC specimens. However, the structure of the S specimens was characterized by the predominance of macropores with diameters smaller than those detected for the other specimens (SC e DC), in addition to the reduced pore interconnectivity. The saturated hydraulic conductivity (k) of the S specimens was two orders of magnitude lower than the k values of the SC and DC specimens. The decrease in void ratio (due to isotropic consolidation) was not enough to reduce the difference in the k values of the specimens. Soil microporosity was not affected by loading paths or reconstitution conditions (specimen preparation method, reconstitution effort or moulding moisture content). The load paths, followed during oedometric

consolidation and triaxial compression, erased the initial bimodal structural arrangement product of the specimen reconstitution. It caused the mechanical response of the material to be the same and independent of the reconstitution techniques.

Keywords: Lateritic tropical soil. Specimen preparation. Soil structure. Soil water retention curve. Saturated hydraulic conductivity. Compressibility. Shear strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Estruturas de amostras indeformadas de solos tropicais obtidas por MEV: (a) solo fortemente intemperizado; (b) solo pouco intemperizado.	24
Figura 2.2 – Estrutura de solo coesivo compactado: poros interagregados (macroporos) e intra-agregados (microporos).	26
Figura 2.3 – Resultados de ensaio de MIP: (a) curvas de extrusão e intrusão de uma amostra de solo no estado natural; (b) relação entre a distribuição do tamanho dos poros (PSD) e os diâmetros dos poros da amostra no estado natural.	29
Figura 2.4 – Resultados dos ensaios de MIP da argila porosa de Brasília em diferentes estados: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.	30
Figura 2.5 – Resultados dos ensaios de MIP da argila porosa de Brasília, no estado de lama (S), para diferentes tensões efetivas de compressão: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.	32
Figura 2.6 – Resultados dos ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio (MIP) da argila porosa de Brasília, no estado compactado (C), para diferentes tensões efetivas de compressão: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.	32
Figura 2.7 – Analogia entre a curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD) e a curva de retenção de água (SWRC).	34
Figura 2.8 – Predição da PSD através dos métodos SAIC e MIP: PN24 – compactado na energia do ensaio de Proctor Normal; NP24 – compactado em uma energia inferior ao do ensaio de Proctor Normal.	35
Figura 2.9 – Representação do armazenamento de água nos micros e macroporos do solo.	36
Figura 2.10 – Curvas de retenção de água da argila porosa de Brasília em diferentes estados.	36
Figura 2.11 – Curvas de retenção de água das amostras do solo residual laterítico da Zona da Mata Norte de Minas Gerais.	38
Figura 2.12 – Estrutura de um solo compactado	40

Figura 2.13 – Imagens de MEV obtidas para um aumento de 100 vezes: (a) PN20, ramo seco; (b) PN24, ótimo; (c) NP24, não Proctor; (d) PN28, ramo úmido.....	42
Figura 2.14 – Imagens de MEV obtidas para de aumento de 5000 vezes: (a) PN24, ótimo; (b) PN28, ramo úmido.....	43
Figura 2.15 – Imagens de MEV obtidas de corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade, com ampliação de 4000 vezes.....	44
Figura 2.16 – Imagem de MEV obtida do corpo de prova moldado no ramo seco, com ampliação de 2000 vezes.	45
Figura 2.17 – Imagem de MEV obtida do corpo de prova moldado no ramo úmido, com ampliação de 8000 vezes.	45
Figura 2.18 – Curvas e versus $\log \sigma_v$, resultantes dos ensaios edométricos.	47
Figura 2.19 – Influência do tipo de compactação na estrutura dos solos argilosos compactados.	50
Figura 2.20 – Influência do método de reconstituição de corpos de prova na condutividade hidráulica de uma argila siltosa, para uma mesma energia de compactação.....	51
Figura 2.21 – Condutividade hidráulica de corpos de prova de uma argila siltosa reconstituídos por compactação por pisoteamento em função do teor de umidade de reconstituição, para um mesmo índice de vazios.....	52
Figura 2.22 – Compressibilidade em solos compactados.....	53
Figura 2.23 – Influência da estrutura dos solos compactados nas relações tensão-deformação.	54
Figura 2.24 – Relações tensão-deformação de ensaios triaxiais CIU (adensado isotropicamente e não drenado) para argilas siltosas, em diversas condições de compactação: (a) primeiro par, ramo seco; (b) segundo par, ramo úmido.	54
Figura 2.25 – Curvas de compactação e resistência à compressão não confinada (RCNC) para os Solos 1 e 2.....	56
Figura 2.26 – Curvas de retenção de água de corpos de prova preparados por distintas técnicas de reconstituição: PPM – Placa de sucção; VET – Equilíbrio da fase de vapor.	58
Figura 2.27 – Relações tensão-deformação dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (R2, R3 e R4) e por compactação por pisoteamento (C2, C3 e C4) durante cisalhamento	

triaxial sob sucção (s) constante e tensão de confinamento líquida de 200 kPa: q – tensão desviadora; ε_1 – deformação axial; ε_3 – deformação radial; ε_v – deformação volumétrica.	59
Figura 2.28 – Curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) dos corpos de prova compactados em diferentes condições.....	62
Figura 2.29 – Influência da tensão de confinamento na condutividade hidráulica na direção vertical (V) e na direção horizontal (H).....	63
Figura 2.30 – Influência do número de camadas do corpo de prova na curva de compactação e na RCNC: (a) Solo 1; (b) Solo 2.....	64
Figura 2.31 – Influência do diâmetro do cilindro de compactação na curva de compactação e na RCNC: (a) Solo 1; (b) Solo 2.	65
Figura 3.1 – Fluxograma dos ensaios que foram realizados.....	67
Figura 3.2 – Perfil de coleta das amostras de solo.....	68
Figura 3.3 – Mapa de localização do perfil de coleta das amostras de solo.....	69
Figura 3.4 – Ensaio de compactação de Proctor Normal: (a) equipamentos utilizados; (b) deposição do solo para compactação da camada; (c) execução da compactação; (d) conferência da altura da camada; (e) escarificação; (f) extração do corpo de prova; (g) corpo de prova extraído.	72
Figura 3.5 – Representação dos parâmetros de reconstituição dos corpos de prova.....	73
Figura 3.6 – Compactação estática e dinâmica: (a) molde cilíndrico; (b) anel edométrico e colarinho; (c) inclusão do anel edométrico ao colarinho; (d) acoplamento do colarinho com o anel edométrico ao molde.....	73
Figura 3.7 – Reconstituição de corpos de prova: (a) compactação dinâmica; (b) compactação estática; (c) escarificação; (d) extração do corpo de prova; (e) corpo de prova reconstituído (50 x 100 mm).....	75
Figura 3.8 – Moldagem de corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica: (a) colarinho acoplado; (b) extração parcial do corpo de prova.	76
Figura 3.9 – Talhagem de corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica: (a) remoção do colarinho; (b) extração do corpo de prova; (c) definição da altura de corte; (d) remoção da porção de solo confinada; (e) corpo de prova preparado para o ensaio.	76

Figura 3.10 – Corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e estática para a determinação das SWRCs: (a) com anel metálico; (b) sem confinamento lateral.	77
Figura 3.11 – Preparação da mistura na consistência de lama para a reconstituição por compressão de lama.	78
Figura 3.12 – Cilindro de paredes drenantes e dispositivos auxiliares para a reconstituição de corpos de prova por compressão de lama nas dimensões 50 x 100 mm.	79
Figura 3.13 – Preparação para a reconstituição por compressão de lama: (a) e (b): disposição do papel filtro lateral; (c) fixação das braçadeiras; (d) molde preparado para o recebimento da lama.	79
Figura 3.14 – Sistema de compressão de lama: (a) centralização do molde; (b) travamento do pistão; (c) acoplamento do disco para a disposição das cargas iniciais.	80
Figura 3.15 – Sistema de compressão de lama: (a) visão geral; (b) detalhe do medidor de deslocamento; (c) detalhe do painel de controle do sistema de ar comprimido.	81
Figura 3.16 – Corpo de prova reconstituído por compressão de lama no molde de paredes drenantes.	82
Figura 3.17 – Reconstituição por compressão de lama de corpos de prova nas dimensões (50 x 20 mm): materiais e equipamentos auxiliares.	83
Figura 3.18 - Reconstituição por compressão de lama de corpos de prova nas dimensões de 50 x 20 mm: (a) prensa para a reconstituição; (b) extração mecânica; (c) talhagem; (d) corpos de prova reconstituídos.	84
Figura 3.19 – Corpos de prova para a determinação das SWRCs pela técnica da mesa de sucção e câmara de pressão (translação de eixos).	86
Figura 3.20 – Determinação das SWRCs para valores de sucção de até 1500 kPa: (a) e (b) mesa de sucção; (c) câmara de pressão.	86
Figura 3.21 – Corpos de prova para a determinação das SWRCs pela técnica do papel filtro: (a) compactação dinâmica e estática; (b) compressão de lama.	87
Figura 3.22 – Materiais para a determinação da SWRC pela técnica do papel filtro.	87
Figura 3.23 – Disposição dos papéis filtro: (a) em contato direto com o solo; (b) intermediário, para a determinação da sucção; (c) terceiro disco de papel filtro, sobre o papel filtro intermediário.	88

Figura 3.24 – Preparação dos corpos de prova para técnica do papel filtro: (a) duas camadas de filme plástico; (b) uma camada de papel alumínio; (c) fixação com fita adesiva.	89
Figura 3.25 – Manutenção do equilíbrio para técnica do papel filtro: (a) caixa de isopor lacrada; (b) estufa incubadora com controle de temperatura.	89
Figura 3.26 – Ensaio edométrico: equipamentos utilizados.....	93
Figura 3.27 – Condutividade hidráulica: (a) e (b) montagem dos corpos de prova no permeâmetro de paredes flexíveis (célula triaxial); (c) equipamentos utilizados.	94
Figura 4.1 – Curvas granulométricas.....	97
Figura 4.2 – Difratoformas de raio-X das frações silte e areia.	100
Figura 4.3 – Difratoformas de raio-X da fração argila.....	100
Figura 4.4 – Curvas de deformabilidade do ensaio Mini-MCV para determinação de c'	102
Figura 4.5 – Curvas de compactação do ensaio Mini-MCV para a determinação de d'	103
Figura 4.6 – Curva de perda de massa por imersão em função do Mini-MCV para a determinação de π	103
Figura 4.7 – Ábaco para classificação geotécnica segundo a metodologia MCT da amostra de solo analisada.....	104
Figura 4.8 – Curva de compactação na energia do ensaio de Proctor Normal para o solo analisado.	105
Figura 4.9 – Parâmetros de reconstituição dos corpos de prova.	105
Figura 4.10 – Curvas de retenção de água em função do índice de água (e_w).....	106
Figura 4.11 – Curvas de injeção de ar (SAICs).....	109
Figura 4.12 – Curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD).	109
Figura 4.13 – Imagem de MEV para a ampliação de 10000 vezes: arranjo estrutural com distribuição bimodal de poros. 1: agregações das partículas de argila; 2: microvazios; 3: macrovazio.	110
Figura 4.14 – Imagens de MEV para ampliação de 100 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: agregações de partículas de argila; 2: macroporos.....	113

Figura 4.15 – Imagens de MEV para ampliação de 100 vezes: compressão de lama (S). 1: agregações de partículas de argila; 2: macroporos.	113
Figura 4.16 – Imagens de MEV para ampliação de 1000 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: macroporos; 2: agregações com bordas angulosas.	114
Figura 4.17 – Imagens de MEV para ampliação de 1000 vezes: compressão de lama (S). 1: macroporos; 2: agregações com bordas arredondadas.	114
Figura 4.18 – Imagens de MEV para ampliação de 15000 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: microporos; 2: agregações de partículas de argila.	115
Figura 4.19 – Imagens de MEV para ampliação de 15000 vezes: compressão de lama (S). 1: microporos; 2: agregações de partículas de argila.....	115
Figura 4.20 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compactação estática (SC): (a) curvas convencionais; (b) curvas normalizadas.	117
Figura 4.21 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica (DC): (a) curvas convencionais; (b) curvas normalizadas.	117
Figura 4.22 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (S).	118
Figura 4.23 – Curvas de compressão: (a) efeito da técnica e do teor de umidade de reconstituição; (b) efeito do aumento do grau de saturação pela inundação.	121
Figura 4.24 – Parâmetros de compressibilidade: C_c e C_s	122
Figura 4.25 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica após a saturação dos corpos de prova.	124
Figura 4.26 – Efeito da tensão de confinamento na condutividade hidráulica.....	126
Figura 4.27 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compactação estática (SC): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.	127
Figura 4.28 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova SC..	128
Figura 4.29 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica (DC): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.	129
Figura 4.30 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova DC.	130

Figura 4.31 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (S): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.	130
Figura 4.32 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova S. ...	131
Figura 4.33 – Mecanismos de ruptura dos corpos de prova: (a) a (d) - compactação estática (SC); (e) a (h) - compactação dinâmica (DC); (i) a (l) - compressão de lama (S). ...	132
Figura 4.34 – Curvas de compressão edométrica e isotrópica dos corpos de prova SC, DC e S.	133
Figura 4.35 – Envoltória de resistência ao cisalhamento única e envoltórias de resistência ao cisalhamento para cada técnica de reconstituição.	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Caracterização geotécnica dos solos analisados.	60
Tabela 2.2 – Influência da modalidade de compactação e da anisotropia na resistência ao cisalhamento dos solos estudados.	61
Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo analisado.	97
Tabela 4.2 – Frações granulométricas.	98
Tabela 4.3 – Resultado das análises químicas.	99
Tabela 4.4 – Síntese dos parâmetros para a classificação geotécnica MCT.....	104
Tabela 4.5 – Parâmetros de ajuste das SWRCs.	107
Tabela 4.6 – Tamanho dominante dos macroporos e microporos.	111
Tabela 4.7 – Condições iniciais dos corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica.	116
Tabela 4.8 – Deformações induzidas por inundação.	118
Tabela 4.9 – Tensões de pré-adensamento.	119
Tabela 4.10 – Condições iniciais dos corpos de prova para os ensaios de condutividade hidráulica saturada e compressão triaxial.	124
Tabela 4.11 – Variação dos índices de vazios iniciais dos corpos de prova em função da tensão de confinamento.	126
Tabela 4.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento referente a envoltória de resistência única e para cada técnica de reconstituição.	134

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Considerações gerais.....	19
1.2	Objetivos.....	21
1.3	Justificativa	21
2	REVISÃO DE LITERATURA	23
2.1	Solos tropicais.....	23
2.2	Estrutura dos solos compactados	25
2.3	Solos tropicais compactados	39
2.4	Métodos de reconstituição de corpos de prova em laboratório.....	48
2.5	Outros estudos realizados	58
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	66
3.1	Material de análise	68
3.2	Métodos	69
3.2.1	Ensaio de caracterização geotécnica, química e mineralógica	69
3.2.2	Ensaio de compactação e reconstituição dos corpos de prova	71
3.2.3	Investigação microestrutural.....	84
3.2.4	Curvas de retenção de água e de injeção de ar	85
3.2.5	Ensaio de compressão edométrica	91
3.2.6	Ensaio de condutividade hidráulica saturada	93
3.2.7	Ensaio de compressão triaxial.....	95
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	97
4.1	Caracterização geotécnica, química e mineralógica	97
4.2	Compactação e reconstituição dos corpos de prova	104
4.3	Curvas de retenção de água e caracterização estrutural.....	106
4.4	Curvas de compressão edométrica.....	116

4.5	Condutividade hidráulica saturada.....	123
4.6	Resistência ao cisalhamento	127
5	CONCLUSÕES	136
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	139
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A compactação é uma das técnicas mais antigas de estabilização de solos e tem como objetivo conferir ao solo propriedades e comportamentos compatíveis com as necessidades de desempenho de uma determinada obra geotécnica. Em termos gerais, busca-se, por meio da compactação, enquadrar o solo em condições técnicas que resultem em seu adequado comportamento geotécnico quanto às propriedades de resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade (KODIKARA et al., 2018).

As propriedades geotécnicas do solo compactado podem ser estimadas, em laboratório, por meio da reconstituição de corpos de prova que reproduzem o efeito da compactação em campo. No entanto, como relata Head (2006), diversas técnicas de reconstituição, com características particulares, foram desenvolvidas com o intuito de atender às condições da compactação em campo, como a natureza da obra, o tipo de material a ser compactado e o equipamento utilizado durante a compactação.

As técnicas de reconstituição por amassamento (KOUASSI et al., 2000) e que utilizam compactadores giratórios (DANTAS et al., 2016), originalmente empregados na indústria de pavimentação asfáltica, têm sido aplicadas para a compactação de solos argilosos com o intuito de simular o efeito combinado de compressão estática e amassamento produzido por rolos compactadores. No entanto, como apontam Yaghoubi et al. (2017), as técnicas de reconstituição por compactação dinâmica e estática permaneceram como as mais populares para a avaliação do comportamento geotécnico do solo compactado.

Os fenômenos decorrentes da sedimentação e adensamento em campo também são determinantes para a seleção da técnica de reconstituição de corpos de prova em laboratório. Segundo Carraro e Prezzi (2008), a reconstituição de corpos de prova por compressão do solo, partindo da consistência de lama (compressão de lama), é a que melhor representa a estrutura e o comportamento geotécnico de depósitos de solos formados em ambientes subaquáticos, como depósitos aluvionares, aterros hidráulicos ou lagoas de rejeito.

O teor de umidade, o esforço de reconstituição, e a técnica utilizada para reconstituição dos corpos de prova são apontados como fatores determinantes do comportamento geotécnico desses materiais (VANAPALLI et al., 1999; ASMANI et al., 2011; ROMERO, 2013; CETIN et al., 2014; LI et al., 2016; SANTOS; ESQUIVEL, 2018). A influência desses fatores sobre a resposta hidráulica e mecânica dos solos é geralmente atribuída às diferentes estruturas

produzidas quando os procedimentos de reconstituição são alterados (BENSON; DANIEL, 1990; DELAGE et al., 1996; WATABE et al., 2000; ROMERO et al., 2011; ROMERO, 2013; ZHANG et al., 2018).

Para o caso dos solos tropicais lateríticos, os aspectos microestruturais tornam-se fundamentais para a correta avaliação do comportamento geotécnico desses materiais. Associado ao processo de formação, esses solos apresentam composição químico-mineralógica específica que favorece a formação de agregações de partículas de solo. Essas agregações produzem uma estrutura com distribuição bimodal de poros no estado natural, que pode ser mantida mesmo após a compactação ou compressão de lama (CORDÃO NETO et al. 2018). Essas peculiaridades estruturais dos solos lateríticos podem ser facilmente observadas nas curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) e de retenção de água (SWRC) (OTALVARO et al. 2016) ou por meio da técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV) (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

Até ao momento, poucos estudos utilizaram a PSD e técnica de MEV para a avaliação da estrutura e do comportamento geotécnico de corpos de prova de solos lateríticos preparados por processos de compactação e compressão de lama. Otalvaro et al. (2015) e Ng et al. (2020) avaliaram a compressibilidade de diferentes solos lateríticos sob trajetórias de compressão edométrica e isotrópica com corpos de prova preparados, respectivamente, por compactação estática e dinâmica, em contraste ao comportamento apresentado por corpos de prova provenientes da compressão de lama. Otalvaro et al. (2015) observaram que a PSD convergia para o nível estrutural correspondente aos microporos e identificaram uma única região de convergência das curvas de compressão edométrica e isotrópica. No entanto, em Ng et al. (2020), pode ser observado certo distanciamento entre essas curvas com o aumento das tensões efetivas, fruto da maior estabilidade estrutural corpos de prova preparados por compactação estática.

Considerando a diferença de comportamento relatada para diferentes solos lateríticos e em função dos diferentes mecanismos associados à reconstituição de corpos de prova por compactação dinâmica, estática e compressão de lama, é evidente a necessidade de investigações adicionais para o melhor entendimento do comportamento geotécnico dos solos lateríticos preparados por diferentes técnicas de reconstituição. A análise dos aspectos estruturais por meio das curvas de PSD e imagens de MEV forneceriam subsídios para a

interpretação de resultados de ensaios de laboratório utilizados para o dimensionamento e avaliação do desempenho funcional de obras de terra.

Neste contexto, para esclarecer aspectos sobre o comportamento do solos lateríticos preparados em laboratório por diferentes métodos de reconstituição, torna-se necessário, então, realizar uma avaliação com ênfase no processo de formação dos solos, nos fenômenos envolvidos na reconstituição, na estrutura inicial impressa e na sua evolução em relação aos fatores ambientais (variáveis de estado), buscando distinguir quais características são intrínsecas do solo e quais são associadas às condições de reconstituição.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste na investigação da influência de diferentes métodos de reconstituição de corpos de prova em laboratório (compactação dinâmica, compactação estática e compressão de lama) na estrutura e nas propriedades hidráulicas e mecânicas de um solo tropical laterítico da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil, buscando evidenciar quais características estruturais são inerentes ao solo analisado e quais são relacionadas às técnicas de reconstituição.

Como objetivos específicos têm-se:

- Comparar as estruturas resultantes dos diferentes métodos de reconstituição adotados por meio das curvas de PSD e da técnica de MEV. Analisar a distribuição dos poros e a conectividade entre eles. Observar a ocorrência de agregações de partículas, a distribuição dessas agregações no meio poroso e a textura das superfícies analisadas;
- Avaliar a influência dos aspectos estruturais gerados pela reconstituição dos corpos de prova em suas propriedades hidráulicas (curvas de retenção de água e condutividade hidráulica saturada); e
- Analisar o comportamento mecânico dos corpos de prova (compressibilidade e resistência ao cisalhamento) considerando a estrutura inicial produzida pelos diferentes métodos de reconstituição.

1.3 JUSTIFICATIVA

Solos lateríticos são solos profundamente intemperizados que ocorrem em abundância em áreas de clima de tropical, como na América do Sul e África (OTALVARO et al., 2016). Em decorrência das transformações químico-mineralógicas e estruturais promovidas pela ação intempérica, os solos lateríticos apresentam propriedades e comportamento que diferem de

outros solos formados em regiões de clima temperado e frio (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015). Em seu estado natural, os solos lateríticos apresentam, geralmente, elevado índice de vazios e alto potencial de colapso. No entanto, quando compactados, esses solos podem apresentar propriedades satisfatórias para o emprego em diversas obras de engenharia geotécnica (VILLIBOR; NOGAMI, 2009).

Nas últimas décadas, as características microestruturais de solos preparados em laboratório têm sido incorporadas na predição da resposta macroscópica de diversos solos (ALONSO et al., 1999; PEREIRA; FREDLUND, 2000; LORET; KHALILI, 2000; ALONSO et al., 2010; ROMERO et al., 2011; ALONSO et al., 2013; DELLA VECCHIA et al., 2013; ROMERO, 2013; GAO et al., 2016; MASCARENHA et al., 2016; ZHANG et al., 2018). Contudo, a maioria desses estudos foram destinadas a solos derivados de processos sedimentares, e poucas pesquisas evidenciaram o efeito de diferentes técnicas de reconstituição de corpos de prova na estrutura e, por consequência, no comportamento hidráulico e mecânico de solos lateríticos (CRISPIM et al., 2011; OTALVARO, 2013; OTALVARO et al., 2015; NG et al., 2020).

Devido a essas limitações e em vista das diversas condições de campo que podem ser reproduzidas através da reconstituição de corpos de prova por compactação dinâmica, estática e compressão de lama, tornam-se indispensáveis contínuas investigações sobre a influência dessas técnicas de reconstituição nas características e propriedades que determinam o comportamento de engenharia dos solos lateríticos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 SOLOS TROPICAIS

O solo poder ser definido como um sistema trifásico (fases sólida, líquida e gasosa), constituído por materiais minerais e orgânicos, que cobre a maior parte das extensões continentais do planeta. Em profundidade, apresenta seções aproximadamente paralelas, denominadas horizontes ou camadas, distintas do material de origem (rochas) em muitas propriedades e características físicas, químicas, mineralógicas, biológicas e morfológicas, em razão de estar submetido à influência de fatores pedogenéticos e ambientais variados, englobando o próprio material de origem, a topografia, o clima e a ação de macro e microrganismos (EMBRAPA,1999).

Os principais processos relacionados à formação dos solos são o intemperismo e a pedogênese. O intemperismo é o conjunto de modificações físicas (desagregação), químicas (decomposição) e biológicas que atuam sobre as rochas. Por outro lado, a pedogênese ocorre quando as transformações causadas nas rochas se tornam, sobretudo, estruturas com importantes reorganização e transferência de minerais formadores dos solos, principalmente argilominerais e óxidos-hidróxidos de ferro e alumínio (TOLEDO et al. 2009).

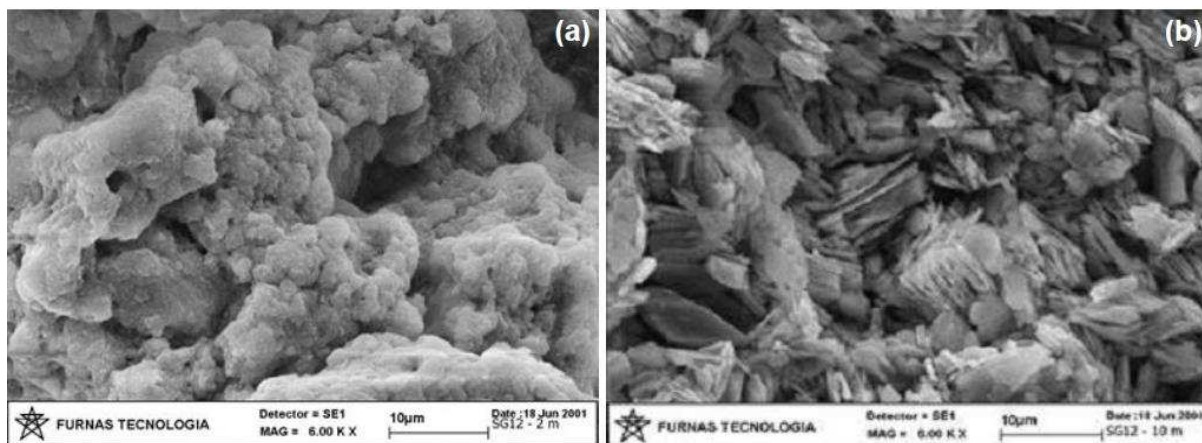
De acordo com Pinto (2006), o intemperismo químico é mais pronunciado em regiões de climas tropicais, devido às elevadas temperaturas acompanhadas de chuvas frequentes. Em tais regiões, o intemperismo químico pela ação da água, mediante fenômenos de hidrólise, lixiviação, acumulação, hidratação, carbonatação e oxidação, modifica as composições química e mineralógica das rochas, resultando nos solos tropicais (CHIOSSI, 2013).

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais podem ser categorizados em dois grandes grupos, em função do grau de alteração da rocha de origem e dos fatores pedogenéticos associados: solos lateríticos e solos saprolíticos. Segundo esses autores, os solos lateríticos são solos superficiais expostos, em condições bem drenadas, estando localizados em regiões de clima tropical úmido. Por outro lado, os solos saprolíticos são originados pelo desgaste da rocha de origem *in situ*, que se encontra em um estágio avançado de desintegração, cuja estrutura remanescente se assemelha àquela da rocha-mãe.

Em termos da microestrutura dos solos tropicais, por meio da técnica de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), verifica-se que o grau de intemperismo experimentado pelos solos promove estruturas nitidamente diferenciadas. Observa-se na Figura 2.1a que, para os solos profundamente intemperizados, formam-se agregações de partículas que dão origem a

macroporos (Figura 2.1a), indicando uma estrutura porosa com alto índice de vazios, típica de solos lateríticos (MIGUEL; BONDER, 2012; CORDÃO NETO et al., 2018). Em contrapartida, para solos tropicais pouco intemperizados (Figura 2.1b), é possível notar que as partículas são organizadas em formas de pacotes isolados, resultando em menores vazios entre as agregações (Figura 2.1b).

Figura 2.1 – Estruturas de amostras indeformadas de solos tropicais obtidas por MEV: (a) solo fortemente intemperizado; (b) solo pouco intemperizado.



Fonte: Modificado de Camapum de Carvalho et al. (2012).

Nas regiões de formação de solos tropicais, as abundantes precipitações produzem infiltração da água no solo que provoca a lixiviação dos íons mais solúveis (K^+ , Mg^{2+} , Na^+ , Ca^{2+} , entre outros), permanecendo os íons de sílica, alumínio e ferro, mais resistentes ao processo. Os elementos remanescentes formam vínculos cimentantes entre as partículas do solo (grãos ou argilominerais), gerando as agregações (SCHAEFER et al., 2008). Formam-se ainda nódulos, que são parcelas microscópicas menos alteradas e, finalmente, novos vazios. Todas essas alterações originam os solos lateríticos.

A evolução do processo de intemperismo faz com que a fração correspondente aos tamanhos areia e silte dos solos lateríticos seja, predominantemente, constituída de grãos de quartzo. Na sua fração argilosa, ocorrem, predominantemente, argilominerais dos grupos caulinita e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, tais como gibbsita, goethita e hematita. Esses elementos presentes na fração argilosa dos solos lateríticos são responsáveis pelas agregações, cimentação, porosidade e distribuição de poros, isto é, pelo tipo da estrutura do solo (SCHWERTMANN; TAYLOR, 1989; FERREIRA et al., 1999; GIAROLA et al., 2002; VITORINO et al., 2003; CORDÃO NETO et al., 2018; STOOPS et al., 2018).

Trindade (2006) e Crispim (2010) constataram, na fração argilosa de um solo residual maduro de gnaise, classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho-Amarelo, do município de Viçosa, localizado na Zona da Mata Norte do Estado de Minas Gerais, Brasil, a predominância dos minerais caulinita e goethita, embora também tenham observado traços de gibbsita e hematita. Segundo Schaefer et al. (2008), a presença da gibbsita na composição mineralógica dos latossolos brasileiros é indicativa do elevado grau de intemperismo desses solos.

Uma vez que a formação desses solos está intimamente relacionada à sua gênese, ao seu grau de intemperismo e às suas características morfológicas, químicas e mineralógicas, supõe-se que o entendimento do seu processo de formação pode auxiliar no entendimento de seu comportamento geotécnico quando ensaiados em laboratório ou aplicados em obras de engenharia na condição compactada (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

2.2 ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS

De acordo com Romero (2013), o comportamento de engenharia apresentado pelo maciço de solo nem sempre pode ser explicado conhecendo apenas a granulometria e os limites de consistência e relata que a análise microestrutural do solo é uma importante ferramenta para o entendimento de suas propriedades geotécnicas.

Diversos estudos têm seguido essa linha de pesquisa e relacionam as características microestruturais do solo às propriedades que determinam seu comportamento geotécnico (ALONSO et al., 1999; PEREIRA; FREDLUND, 2000; LORET; KHALILI, 2000; ALONSO et al., 2010; ROMERO et al., 2011; ALONSO et al., 2013; DELLA VECCHIA et al., 2013; ROMERO, 2013; OTALVARO et al., 2015, 2016; MASCARENHA et al., 2016; CORDÃO NETO et al., 2018, ZHANG et al., 2018).

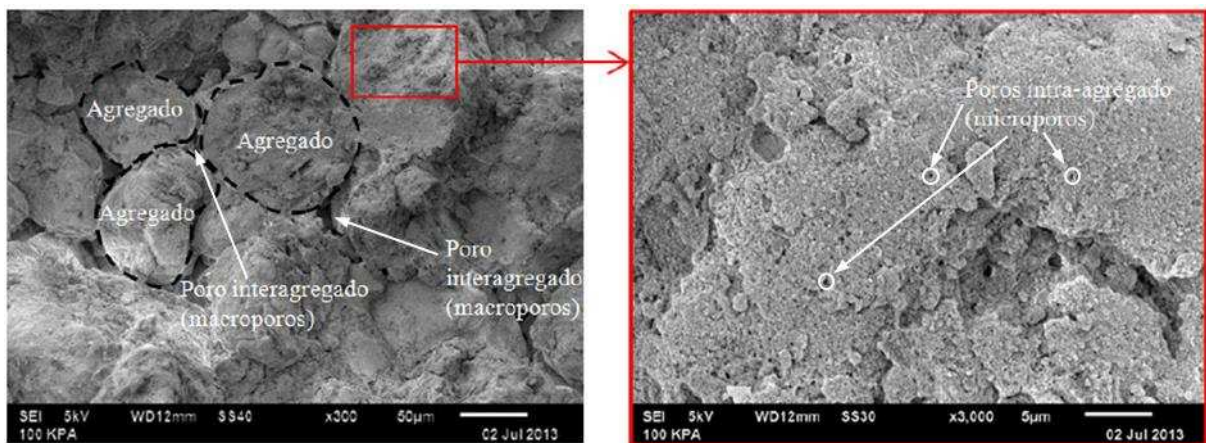
Segundo Mitchell e Soga (2005), podem-se identificar três elementos estruturais presentes em arranjos de partículas, os quais são descritos a seguir:

- Arranjo de partículas elementares: agrupamento de partículas elementares, designadas como areia, silte e argila, que interagem individualmente;
- Aglomerado de partículas: agregações de partículas com contorno definido e com função mecânica específica. Consiste de uma ou mais formas de arranjo de partículas elementares;

- Poros: vazios do arranjo espacial de partículas e agregações do solo preenchidos por fluidos (gases e/ou líquidos).

Vanapalli et al. (1999) afirmam que, assim como nos solos coesivos naturais, os solos coesivos compactados apresentam, tipicamente, dois níveis estruturais (Figura 2.2): a microestrutura, representada pela associação das partículas elementares do solo e seus vazios internos (microvazios, microporos ou poros intra-agregados), e a macroestrutura, constituída pelo arranjo das agregações de partículas de argila e os macrovazios resultantes (macroporos ou poros interagregados). Essa distribuição bimodal de poros é apontada como uma característica marcante dos solos lateríticos brasileiros (FUTAI; ALMEIDA, 2005; MIGUEL; VILLAR, 2009; MIGUEL; BONDER, 2012; OTÁLVARO et al., 2016; CORDÃO NETO et al., 2018; SANTOS; ESQUIVEL, 2018).

Figura 2.2 – Estrutura de solo coesivo compactado: poros interagregados (macroporos) e intra-agregados (microporos).



Fonte: Borges (2014).

Segundo Romero (1999), os microporos de um solo são aqueles cujos tamanhos dos poros são menores que 300 nm, sendo os macroporos aqueles maiores que esse valor, independente da condição da amostra (natural, remoldada ou compactada). Apesar da divisão entre a macro e a microporosidade ser tema controverso em algumas pesquisas, alguns autores utilizaram o valor de 300 nm para distinguir esses diferentes níveis estruturais (MASCARENHA, 2008; BORGES, 2014; SANTOS, 2015; MASCARENHA et al., 2016; SANTOS; ESQUIVEL, 2018).

De acordo com Crispim et al. (2011), as partículas dos solos, após a compactação, se estruturam de diferentes maneiras em função do tipo de solo, teor de umidade, intensidade e forma como se aplica a energia de compactação. Para o caso dos solos argilosos compactados,

contudo, a organização de suas partículas é ainda mais complexa. A existência de uma distribuição multimodal de poros e a presença da fase de ar durante o processo de compactação (que também afeta a evolução da rede de poros multimodal justificam o motivo pelo qual a maioria dos estudos de avaliação microestrutural é destinada a solos argilosos (SIVAKUMAR; WHEELER, 2000; ROMERO et al., 2011; ROMERO, 2013).

Dentre os métodos utilizados para a análise microestrutural do solo, destacam-se as técnicas de análise granulométrica, determinação da curva de retenção de água (SWRC), medições por infravermelho, difração de Raios-X, tomografia computadorizada, microscopia ótica, microscopia eletrônica de varredura (MEV) e porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) (MITCHELL; SOGA, 2005).

Diamond (1970) propôs a combinação de duas técnicas experimentais complementares utilizadas na investigação da microestrutura do solo, a saber, observações qualitativas da estrutura do solo através da microscopia eletrônica de varredura (MEV) e descrições quantitativas da morfologia do meio poroso pela curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD) obtida no ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP).

Diversos autores empregaram a combinação dessas duas técnicas para a avaliação da estrutura de solos (DELAGE et al., 1996; ROMERO, 1999; PENUMADU; DEAN, 2000; ROMERO; SIMMS, 2008; KOLJI et al., 2010; ALONSO et al., 2013; ROMERO, 2013; LI et al., 2016; NG et al., 2016; OTALVARO et al., 2016). Além disso, diversos estudos relacionaram a distribuição do tamanho dos poros obtida no ensaio de MIP com as propriedades da curva de retenção de água dos solos (KOSUGI; HOPMANS, 1998; SIMMS; YANFUL, 2001, 2002, 2005; ROMERO; SIMMS, 2008; ROMERO et al., 2011; ROMERO, 2013; DELLA VECCHIA et al., 2015; NG et al., 2016; OTALVARO et al., 2016; CORDÃO NETO et al., 2018).

Segundo Cuisinier e Laloui (2004), o ensaio de MIP é um dos mais utilizados para avaliação da estrutura dos solos por permitir a medição de uma ampla faixa de tamanhos de poros, observada na curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD). Segundo esses autores, essa faixa se estende de alguns nanômetros até várias dezenas de micrômetros, permitindo a identificação das diferentes classes de poros dos solos (dos microporos aos macroporos).

Simms e Yanful (2005), Cardoso et al. (2013) e Ng et al. (2016) desenvolveram modelos, através de ensaios de MIP, para a determinação de diversos parâmetros de interesse geotécnico: curva de retenção de água dos solos, condutividade hidráulica e variação volumétrica. Esses

estudos visaram não somente o conhecimento da distribuição do tamanho dos poros e da estrutura dos solos, mas, principalmente, da influência da modificação da estrutura inicial de corpos de provas compactados, submetidos a diferentes trajetórias de tensões, em seu comportamento hidromecânico.

Entretanto, a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio apresenta algumas limitações, como alertam Simms e Yanful (2004) e Mitchell e Soga (2005):

- Modificações na estrutura da amostra durante o processo de secagem que antecede o ensaio propriamente dito;
- Os poros oclusos e isolados não são medidos; e
- Os poros que são acessíveis apenas através de poros menores não são detectados até que os poros de menor diâmetro sejam penetrados.

Romero e Simms (2008) também relataram que, quando uma amostra de solo argiloso é penetrada por mercúrio, o índice de vazios estimado sob a máxima pressão aplicada não coincide com aquele estimado por outros métodos. Segundo os autores, as diferenças são resultantes, principalmente, da não interferência da porosidade com tamanhos de poros inferiores a 10 nm e da porosidade não detectável para poros maiores que 400 μm , devido a pressão mínima de funcionamento do porosímetro.

O ensaio de MIP baseia-se no princípio de que um fluido não molhante (mercúrio) é forçado a penetrar em um meio poroso quando lhe é aplicada uma determinada pressão. A cada incremento de pressão aplicada, um diâmetro associado aos poros pode ser estimado pela Equação (2.1), conforme apresentada por Diamond (1970):

$$D = - \frac{4 \cdot \sigma_{nw} \cdot \cos \phi_{nw}}{P} \quad (2.1)$$

em que D é o diâmetro do poro, P é a pressão absoluta de mercúrio aplicada, σ_{nw} é a tensão superficial do mercúrio ($\sigma_{nw} = 0,484 \text{ N/m}$ à 25°C) e ϕ_{nw} é o ângulo de contato entre o mercúrio e o material poroso.

Segundo Diamond (1970), para solos argilosos, ϕ_{nw} varia entre 139° e 147° . Romero e Simms (2008) adotaram o ângulo de contato de 140° , e Li e Zhang (2009) assumiram o valor de 135° . Penumadu e Dean (2000) relataram valores em argilas cauliníticas de 158° a 162° .

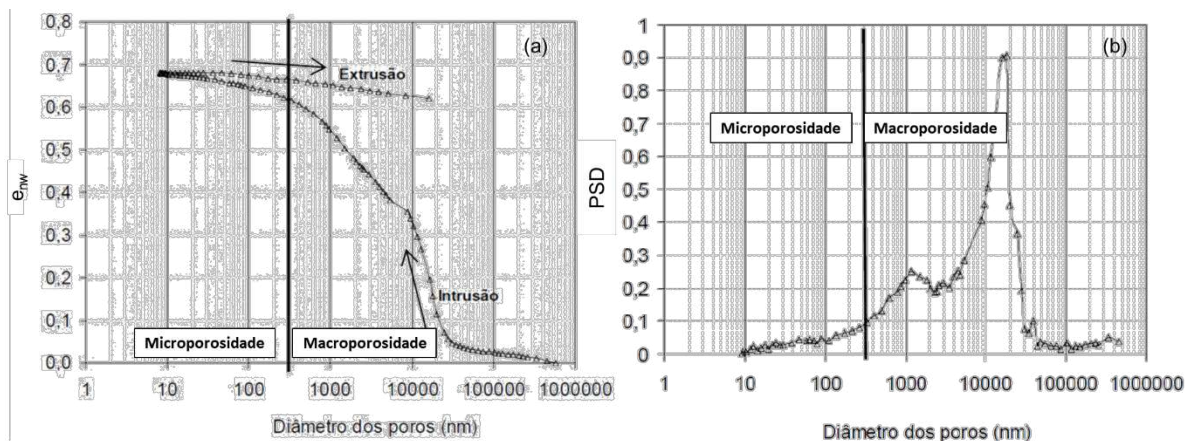
Delage e Lefebvre (1984) e Tarantino e De Col (2008) sugerem que após intrusão de mercúrio seja realizada a extrusão desse líquido. O objetivo desse procedimento é obter a diferença entre as curvas de intrusão e extrusão, e conseqüentemente, a distinção entre os níveis de porosidade existentes (macro e microporoso). Segundo esses autores, a injeção de mercúrio sob pressão (intrusão) preenche os poros acessíveis e interconectados, mas na extrusão, o mercúrio liberado é somente aquele que preenche os microporos, pois o mercúrio presente nos macroporos encontram-se preso pelas forças capilares.

Gráficos típicos do resultado do ensaio de MIP são exibidos na Figura 2.3. Na Figura 2.3a, podem ser observadas as curvas obtidas a partir dos volumes cumulativos de mercúrio introduzido (intrusão) e extraído (extrusão) da amostra de solo. No eixo vertical desse gráfico, são plotados os valores de e_{nw} , que expressam a relação entre o volume de vazios preenchidos por mercúrio e o volume de sólidos do solo. Na Figura 2.3b, é representada a distribuição do tamanho dos poros (PSD), definida pela Equação (2.2):

$$PSD = \frac{-de_{nw}}{d \log D} \quad (2.2)$$

sendo de_{nw} o incremento do índice de vazios e_{nw} e $d \log D$ o incremento do diâmetro dos poros D na escala logarítmica.

Figura 2.3 – Resultados de ensaio de MIP: (a) curvas de extrusão e intrusão de uma amostra de solo no estado natural; (b) relação entre a distribuição do tamanho dos poros (PSD) e os diâmetros dos poros da amostra no estado natural.



Fonte: Mascarenha (2008).

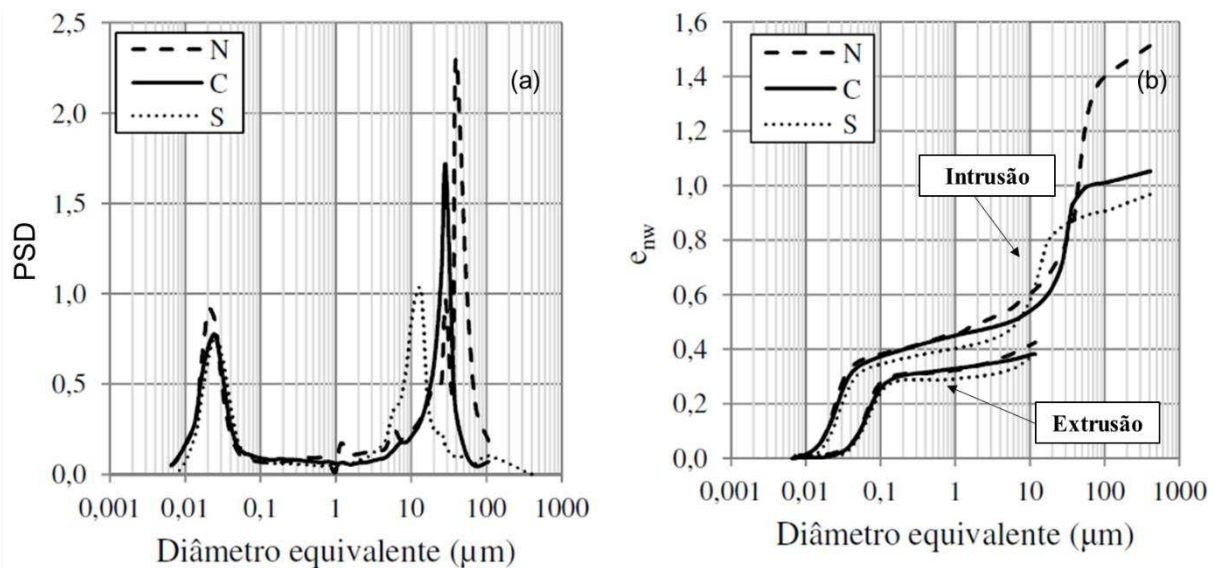
Na Figura 2.3, pode ser observada a delimitação entre as regiões de macro e microestrutura, correspondente a um diâmetro de poros em torno de 300 nm para a amostra de solo analisada. Na curva de extrusão, o índice de vazios varia de 0,62 para 0,68, indicando que

a microporosidade é constituída por 8,8% dos poros do solo e, conseqüentemente, a macroporosidade engloba 91,2% desses poros (MASCARENHA, 2008).

Os resultados do ensaio de MIP permitem a identificação dos níveis macro e microporoso do solo, contudo, como afirmado anteriormente, não há um consenso sobre o limite os separa. Entretanto, segundo Romero et al. (2011) e Della Vecchia et al. (2013), quando a distribuição do tamanho dos poros é claramente bimodal, o limite entre os níveis micro e macroestrutural é, geralmente, associado com o vale entre os picos dominantes dos microporos e macroporos, como pode ser observado na figura tal Figura 2.4a.

A Figura 2.4 exibe a curva de distribuição do tamanho dos poros para corpos de prova em três estados distintos referentes à argila porosa de Brasília (CORDÃO NETO et al., 2018). Os ensaios de MIP foram realizados em corpos de prova moldados nos estados natural (N), compactado (C) dinamicamente no ramo seco da curva de compactação e reconstituído no estado de lama (S), cujo teor de umidade de reconstituição refere-se ao limite de liquidez (LL).

Figura 2.4 – Resultados dos ensaios de MIP da argila porosa de Brasília em diferentes estados: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.



Fonte: Cordão Neto et al. (2018).

Na Figura 2.4a, a variação dos diâmetros exibida pela PSD é de cerca de 0,01 μm até 400 μm. Nesse intervalo, os diferentes corpos de prova apresentaram uma distribuição bimodal de poros e a distância entre os micro e macroporos dominantes é de aproximadamente 3 ordens de magnitude. Esse comportamento foi observado em outros estudos com solos tropicais similares e apontado como característica marcante dos solos lateríticos brasileiros (FUTAI;

ALMEIDA, 2005; MIGUEL; VILLAR, 2009; MIGUEL; BONDER, 2012; CORDÃO NETO et al., 2018, SANTOS; ESQUIVEL, 2018).

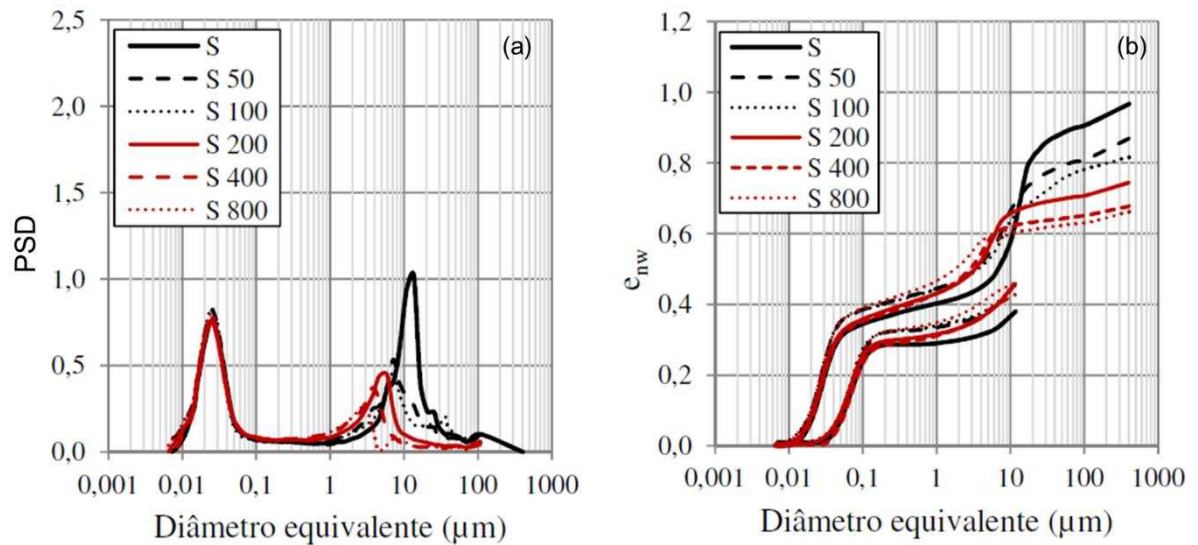
Devido a limitações do ensaio de MIP associadas à identificação de poros menores que $0,1 \mu\text{m}$, Otalvaro (2013) realizou ensaios de adsorção de Nitrogênio (N_2) e MIP no mesmo solo e concluiu que as diferenças entre os microporos determinados pelas duas técnicas não eram significantes. Segundo esse autor, os microporos estão, provavelmente, associados com as agregações das partículas finas desse solo.

Os resultados dos ensaios de MIP, expressos na Figura 2.4a, indicaram que os corpos de prova com diferentes estruturas iniciais (natural, compactado e reconstituído no estado de lama) apresentaram distribuições de tamanho dos poros muito similares para diâmetros inferiores a $1 \mu\text{m}$. Além disso, as curvas de extrusão de mercúrio desses corpos de prova (Figura 2.4b) são praticamente coincidentes. Dessa maneira, Cordão Neto et al. (2018) concluíram que os processos de compactação e de reconstituição do corpo de prova no estado de lama não foram capazes de afetar a distribuição de microporos dentro das agregações.

Os corpos de prova nos estados natural (N) e compactado (C) apresentaram distribuições de micro e macroporos muito semelhantes, diferenciando-se uma da outra em função do índice de vazios total. Em relação à macroestrutura, para poros cujos diâmetros são superiores a $1 \mu\text{m}$, é possível identificar diferenças entre os picos que representam os macroporos dominantes na curva de PSD e nos pontos de inflexão da curva de volume cumulativo de mercúrio. Comparando-se as curvas de PSD desses corpos de prova com a do material reconstituído no estado de lama (S), observa-se que o diâmetro dominante de macroporos deste último ($D \approx 10 \mu\text{m}$) é inferior aos dos outros dois (compactado, $D \approx 40 \mu\text{m}$; natural, $D \approx 30 \mu\text{m}$).

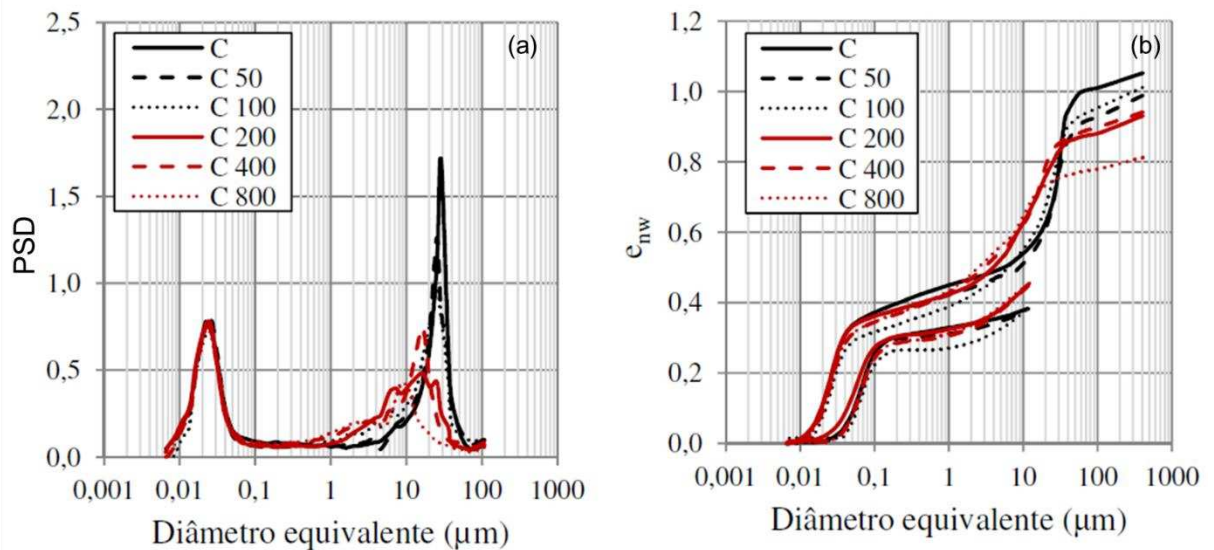
As Figuras 2.5 e 2.6 ilustram as alterações nas curvas de PSD durante o carregamento por compressão edométrica, na condição saturada, dos corpos de prova da argila porosa de Brasília reconstituídos no estado de lama (S) e por compactação dinâmica (C). As tensões efetivas de compressão utilizadas no ensaio compreenderam o intervalo de 0 a 800 kPa. De modo geral, o carregamento dos corpos prova não promoveu alterações notáveis nas curvas de extrusão de mercúrio e nas curvas de PSD para poros menores que $0,5 \mu\text{m}$ (microporos). As maiores diferenças observadas na distribuição de poros dos corpos de prova C e S referiram-se às alterações no tamanho dos macroporos (CORDÃO NETO et al., 2018).

Figura 2.5 – Resultados dos ensaios de MIP da argila porosa de Brasília, no estado de lama (S), para diferentes tensões efetivas de compressão: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.



Fonte: Cordão Neto et al. (2018).

Figura 2.6 – Resultados dos ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio (MIP) da argila porosa de Brasília, no estado compactado (C), para diferentes tensões efetivas de compressão: (a) distribuição do tamanho dos poros (PSD); (b) curvas de intrusão e extrusão de mercúrio.



Fonte: Cordão Neto et al. (2018).

Os resultados dos ensaios de MIP dos corpos de provas reconstituídos no estado de lama (Figura 2.5) indicam que o solo apresenta uma distribuição bimodal de poros para todo o intervalo de tensões verticais efetivas e que, mesmo o solo estando na condição de lama, não houve nenhuma alteração no tamanho de seus microporos. Em contrapartida, a redução do

índice de vazios devido ao carregamento é representada pela redução do diâmetro dominante dos macroporos.

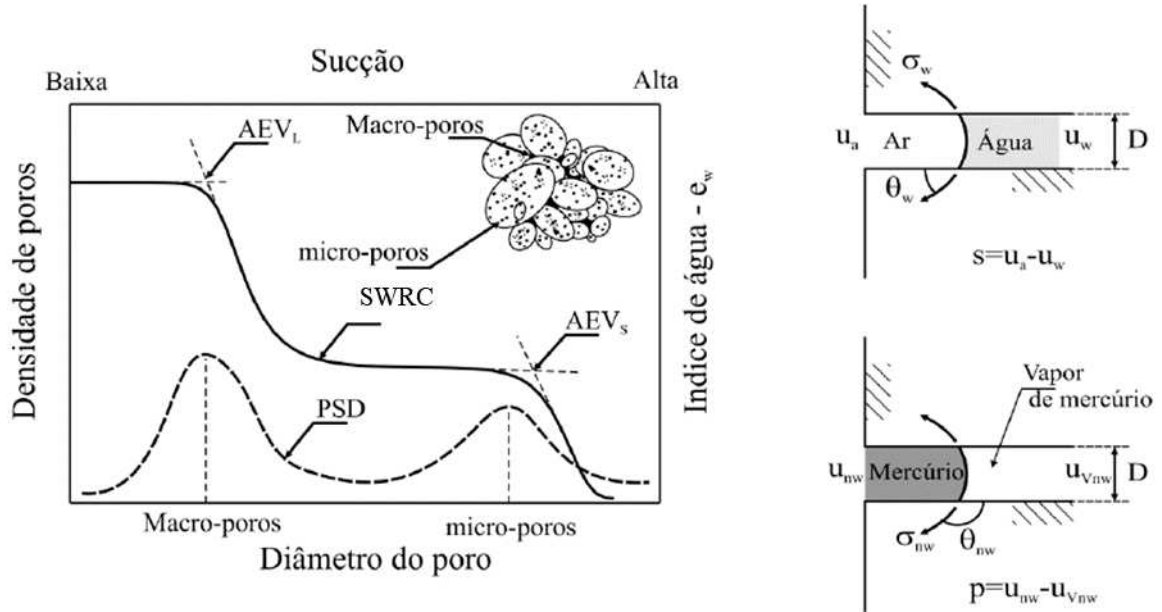
Os comportamentos dos corpos de prova compactados são semelhantes ao do estado de lama, entretanto a estrutura produzida durante o processo de compactação dinâmica foi responsável por frear as reduções do diâmetro dominante dos macroporos com o aumento do carregamento (Figura 2.6a). Esse comportamento é explicado pela maior rigidez dos solos compactados quando comparados aos reconstituídos no estado de lama (CORDÃO NETO et al., 2018).

Estudos como os de Simms e Yanful (2002), Romero et al. (2005), Buenfil (2007), Mascarenha (2008), Benatti e Miguel (2013), Borges (2014) e Otalvaro et al. (2015) confirmaram a definição de microestrutura de Romero e Vaunat (2000), na qual a microporosidade dos solos residuais lateríticos não é afetada por trajetórias de carregamento. Segundo esses autores, independentemente do processo adotado para a reconstituição das amostras ou dos seus índices de vazios, a microporosidade permanece constante, uma vez que a compactação apenas altera o nível macroestrutural (macroporos).

Segundo Mascarenha et al. (2016), a distribuição bimodal de poros dos solos residuais lateríticos compactados também pode ser observada nas curvas de retenção de água, que, além de permitirem a obtenção da sucção no solo em função da quantidade de água existente, também fornecem informações importantes sobre a estrutura do solo. Esses autores ainda apontaram que a principal vantagem da adoção dessa metodologia corresponde à relativa facilidade de se obter as curvas de retenção de água.

Na literatura técnica, é admitido que a intrusão de mercúrio em um meio poroso é um processo semelhante à injeção de ar durante a secagem na curva de retenção de água do solo (ROMERO, 1999; AUNG et al., 2001; SIMMS; YANFUL, 2001; MASCARENHA et al., 2016; OTALVARO et al. 2016). A Figura 2.7 apresenta a relação entre a curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD) e a curva de retenção de água (SWRC). Nessa figura, pode ser visualizada a correspondência entre os valores de entrada de ar dos microporos (AEV_S) e macroporos (AEV_L) e os diâmetros predominantes de micros e macroporos, respectivamente. De modo geral, um intervalo de variação de sucção de 1 kPa até 30000 kPa é suficiente para capturar a forma bimodal que o material apresenta.

Figura 2.7 – Analogia entre a curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD) e a curva de retenção de água (SWRC).



Fonte: Otalvaro (2013).

Substituindo-se o líquido não molhante (mercúrio para a água) na Equação (2.1), a tensão capilar pode ser determinada de acordo com a Equação (2.3):

$$u_a - u_w = \frac{4 \cdot \sigma_w \cdot \cos \phi_w}{D} \quad (2.3)$$

em que $u_a - u_w$ é a sucção matricial, σ_w é a tensão superficial na interface ar/água (0,0728 N/m), ϕ_w é o ângulo de contato entre o meio poroso e a água, assumido como 0° , assim como feito por Otalvaro (2013) e Mascarenha et al. (2016).

Considerando que os diâmetros representados nas Equações (2.1) e (2.3) são os mesmos, e assumindo que o ângulo de contato entre o meio poroso e o mercúrio (ϕ_{nw}) seja de 140° , valor adotado por Romero e Simms (2008), a pressão de mercúrio e a sucção mátrica podem ser relacionadas conforme a Equação (2.4):

$$P \approx 5.102 (u_a - u_w) \quad (2.4)$$

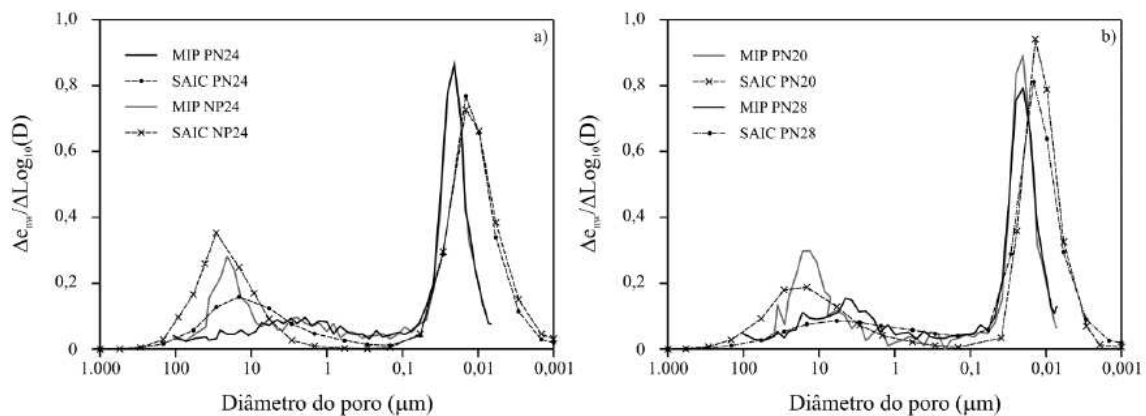
Além disso, a curva de injeção de ar (SAIC) pode ser obtida a partir da SWRC através do complemento entre o volume de água em relação ao volume total, conforme apresentado na Equação (2.5):

$$e_a = e - e_w \approx e_{nw} \quad (2.5)$$

em que e_a é o índice de ar (V_a/V_s), e corresponde ao índice de vazios, e_w é o índice de água (V_w/V_s) e e_{nw} representa a relação, obtida do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP), entre o volume de vazios preenchidos por mercúrio e o volume dos sólidos. O índice de água é por definição o teor de umidade volumétrico.

Dessa maneira, a partir da curva de injeção de ar, é possível estimar a distribuição dos tamanhos dos poros (PSD), de forma análoga à apresentada para a curva de intrusão de mercúrio. Na Figura 2.8, é apresentada a predição das curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) obtidas pelos métodos de intrusão de mercúrio (MIP) e injeção de ar (SAIC) de um solo tropical laterítico compactado em diferentes energias de compactação. Comparando-se os diferentes métodos, a predição é aceitável com relação aos tamanhos dominantes e à forma da distribuição (OTALVARO, 2013).

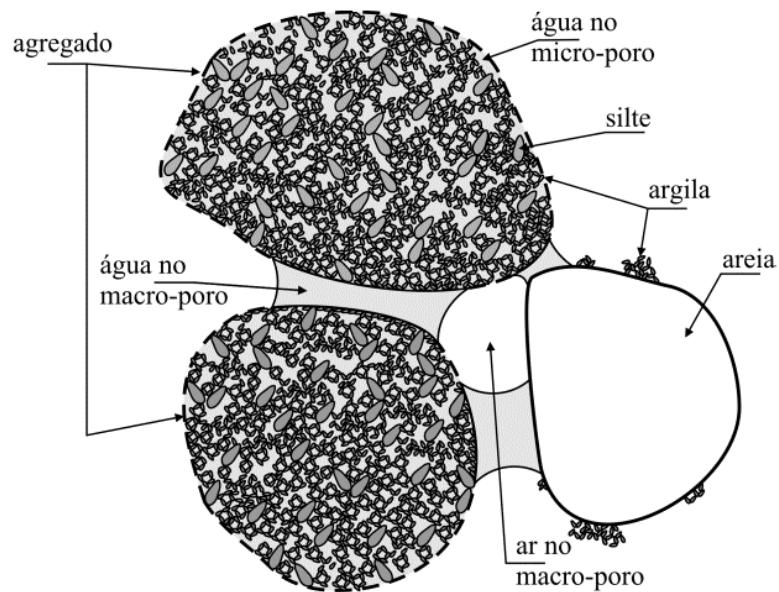
Figura 2.8 – Predição da PSD através dos métodos SAIC e MIP: PN24 – compactado na energia do ensaio de Proctor Normal; NP24 – compactado em uma energia inferior ao do ensaio de Proctor Normal.



Fonte: Otalvaro (2013).

Como mencionado anteriormente, a divisão dos poros em dois níveis estruturais, conforme apresentado na Figura 2.8, relaciona-se ao mecanismo de armazenamento de água nos poros. De acordo com Romero e Vaunat (2000), a água presente no solo pode ser armazenada de duas maneiras: sob a forma de água na macroestrutura, na qual a sucção está relacionada a fenômenos de capilaridade; e na microestrutura, como água adsorvida. Nessas condições, a sucção é governada por ligações físico-químicas (forças de adsorção). Portanto, a água no solo é constituída de duas parcelas: a água nos microporos (teor de umidade microscópico) e a água nos macroporos (teor de umidade macroscópico), como representado na Figura 2.9.

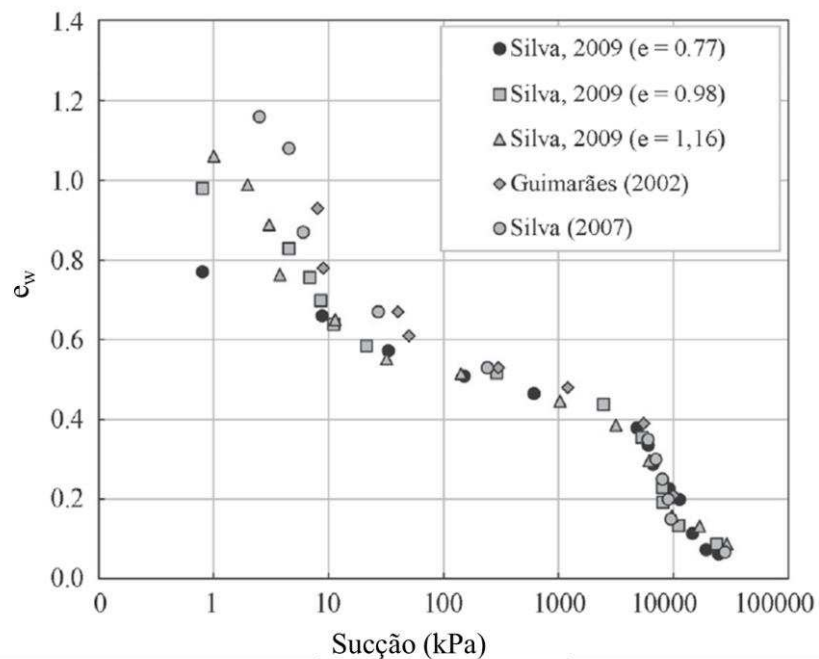
Figura 2.9 – Representação do armazenamento de água nos micros e macroporos do solo.



Fonte: Otalvaro (2013).

Na Figura 2.10, são apresentadas as curvas de retenção de água de corpos de prova da argila porosa de Brasília no estado natural (GUIMARÃES, 2002; SILVA, 2007), no estado compactado [(SILVA, 2009), $e = 1,16$] e no estado compactado e carregado edometricamente, em diferentes estágios de carregamento [(SILVA, 2009), $e = 0,98$ e $e = 0,77$].

Figura 2.10 – Curvas de retenção de água da argila porosa de Brasília em diferentes estados.



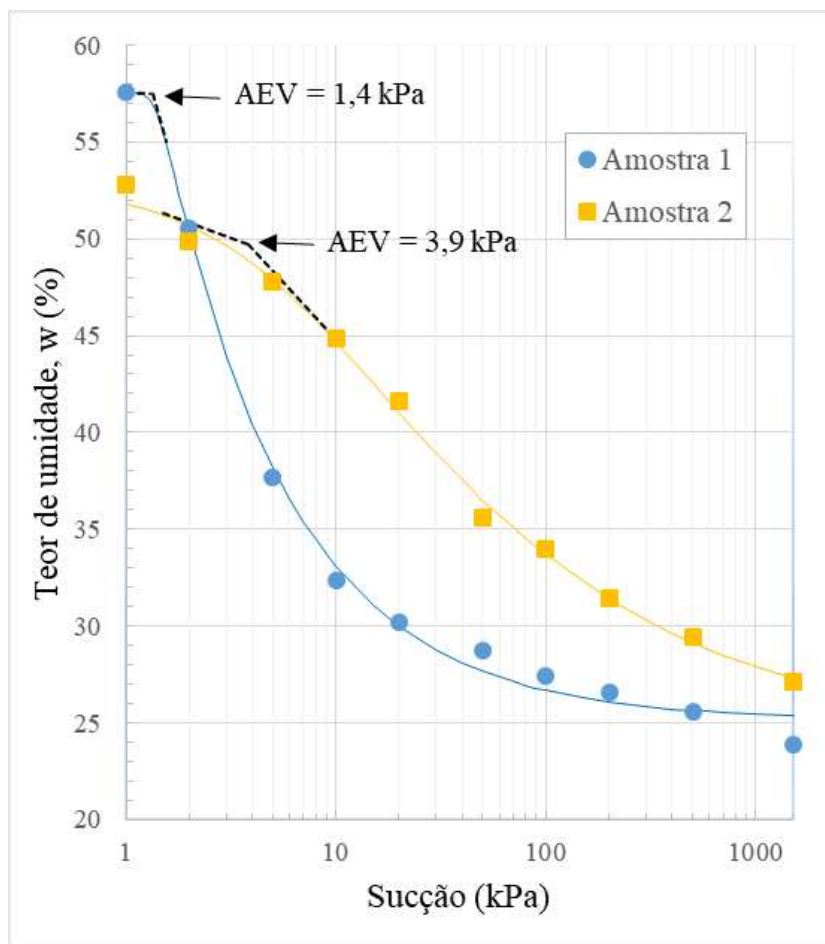
Fonte: Mascarenha et al. (2016).

Na Figura 2.10, todas as curvas de retenção de água são coincidentes para teores de umidade volumétrica ou índice de água (e_w) inferiores a 0,44, que correspondem à água encontrada nos microporos. Em contrapartida, a variação do índice de vazios, seja pelo estado do corpo de prova ou em função do estágio de carregamento, apenas afeta as curvas de retenção de água para valores abaixo de 100 kPa ($e_w < 0,44$), ou seja, apenas o nível macroestrutural é afetado. Os resultados da Figura 2.10 estão de acordo com as curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) apresentadas nas Figuras 2.5 e 2.6, através das quais foi possível observar que a microporosidade dos solos residuais lateríticos não é afetada por trajetórias de carregamento ou pelo processo de compactação (MASCARENHA et al., 2016; SANTOS; ESQUIVEL, 2018).

Outra característica marcante da argila porosa de Brasília é o baixo valor de entrada de ar dos macroporos (AEV_L). De acordo com a Figura 2.10, independente da estrutura desenvolvida pelos distintos processos de preparação dos corpos de prova e pelo carregamento, as curvas apresentam um AEV de, aproximadamente, 10 kPa. Esse comportamento é justificado pela formação de agregações das partículas de argila que, em função da sucção em seu interior, podem se comportar como grãos de areia (SIVAKUMAR; WHEELER, 2000; BENATTI et al., 2013).

Resultados similares foram encontrados por Oliveira (2018) para um solo residual laterítico de granulometria argilosa, de ocorrência expressiva no território brasileiro e, em especial, na Zona da Mata Norte do estado de Minas Gerais (RESENDE et al., 2007). A referida autora avaliou a influência de duas estruturas provenientes de amostras de mesmo índice de vazios ($e = 1,610$), reconstituídas por dois processos de compressão (hidrostática, sob umidade de 29,5%, e edométrica, sob umidade de moldagem de 57,6%, na consistência de lama) na curva característica de retenção (Figura 2.11). As amostras foram denominadas de Amostra 1 e Amostra 2, respectivamente.

Figura 2.11 – Curvas de retenção de água das amostras do solo residual laterítico da Zona da Mata Norte de Minas Gerais.



Fonte: Modificado de Oliveira (2018).

Os baixos valores de entrada de ar (AEV) obtidos para as Amostras 1 e 2 (1,4 kPa e 3,9 kPa, respectivamente) indicaram que o comportamento hidráulico das amostras se assemelha aos dos solos de textura arenosa, e a macroestrutura, marcada por macroporos localizados entre as agregações, governa a dessaturação inicial das amostras.

Segundo Oliveira (2018), a despeito das diferenças entre os processos de reconstituição adotados, a influência da umidade de moldagem é de grande relevância, pois, para amostras reconstituídas com baixos teores de umidade, como no caso da Amostra 1, os grumos resultantes são duros e difíceis de destruir. Segundo Tarantino (2011) e Otalvaro et al. (2016), em geral, tanto a compactação estática quanto a compactação dinâmica não são capazes de quebrar essas agregações das partículas. Em contrapartida, com o aumento do teor de umidade de moldagem, referente à Amostra 2, os grumos formados são mais deformáveis e o processo

de compactação resulta em um maior grau de orientação das partículas e, por consequência, em vazios menores entre as agregações (ZHANG et al., 2018; ZOU et al., 2018).

Como já de conhecimento, os valores de entrada de ar estão relacionados às dimensões dos poros que, por sua vez, refletem as dimensões das agregações das partículas. Sendo assim, de acordo com a Figura 2.11, a Amostra 1, por apresentar macroporos maiores, exibe um valor de entrada de ar inferior ao da Amostra 2 (OLIVEIRA, 2018).

2.3 SOLOS TROPICAIS COMPACTADOS

Entende-se por compactação de um solo a redução rápida do índice de vazios por meios mecânicos face à compressão ou expulsão de ar dos poros. Esse processo tem como objetivo conferir ao solo propriedades e comportamentos compatíveis com as necessidades de desempenho de uma determinada obra geotécnica. Em obras de terra, a compactação resulta no aumento da resistência ao cisalhamento e da capacidade de suporte do solo, e promove uma redução da compressibilidade e da condutividade hidráulica (KODIKARA et al., 2018).

Entretanto, a compactação deve ser entendida como algo que vai além da simples redução dos vazios do solo com reflexos em seu comportamento. Após a compactação, as partículas dos solos se organizam de diferentes maneiras e a estrutura resultante é um dos fatores de maior relevância na determinação do comportamento geotécnico de um solo compactado (BENSON; DANIEL, 1990; DELAGE et al., 1996; WATABE et al., 2000; ROMERO et al., 2011; ROMERO, 2013; ZHANG et al., 2018).

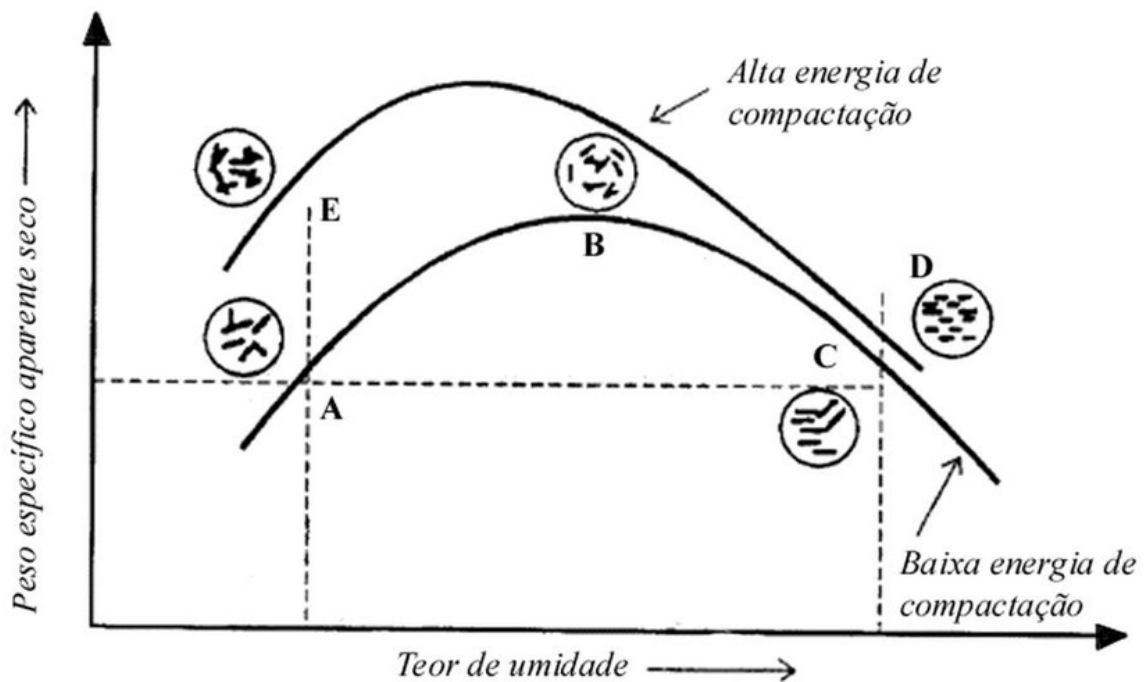
Segundo Alonso (2004), as propriedades e o comportamento geotécnico dos solos sedimentares e solos tropicais pouco intemperizados (saprolíticos) apresentam boas correlações com o índice de vazios e umidade. Porém, para os solos tropicais profundamente intemperizados, essas relações deixam de existir, pois o comportamento passa a ser função, também, da distribuição dos poros no solo.

Alonso (2004) também verificou que os solos compactados tinham seu comportamento afetado por condições salinas, orgânicas e de plasticidade. Dessa maneira, segundo esse autor, o estudo da composição da micro e macroestrutura dos solos compactados torna-se fundamental para a análise de seu comportamento hidromecânico e possibilita explicar, por exemplo, as diferenças em algumas propriedades de materiais compactados com energias iguais, mas métodos e umidades de compactação distintos.

As estruturas dos solos finos sedimentares e dos solos saprolíticos compactados tendem a seguir a teoria de Lambe (1958a), na qual postula-se que a compactação executada no ramo

seco configura uma estrutura floculada oriunda de forças de atração entre as partículas de argilominerais. Já quando realizada no ramo úmido, a compactação resulta em uma estrutura dispersa, com disposição paralela entre as partículas (Figura 2.12). Nessa figura, também pode ser observado que o grau de orientação das partículas aumenta com a energia de compactação. Nesses solos, o nível de anisotropia de comportamento é, portanto, diretamente relacionado às condições de compactação.

Figura 2.12 – Estrutura de um solo compactado



Fonte: Modificado de Lambe (1958a).

No entanto, para os solos tropicais profundamente intemperizados, a grande maioria das partículas de argila encontram-se agregadas, resultando em estruturas semelhantes àsquelas dos solos granulares, ficando a diferença restrita à maior deformabilidade dos agregados em relação à dos grãos que compõem o solo, quando se aumenta o teor de umidade e/ou a energia de compactação (CETIN et al., 2007; CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2012; FERNER; YESILLER, 2013). Esse comportamento pode ser explicado pela presença da sucção nos níveis estruturais do solo que é responsável por enrijecer o material contra os esforços da compactação (BENATTI et al., 2013).

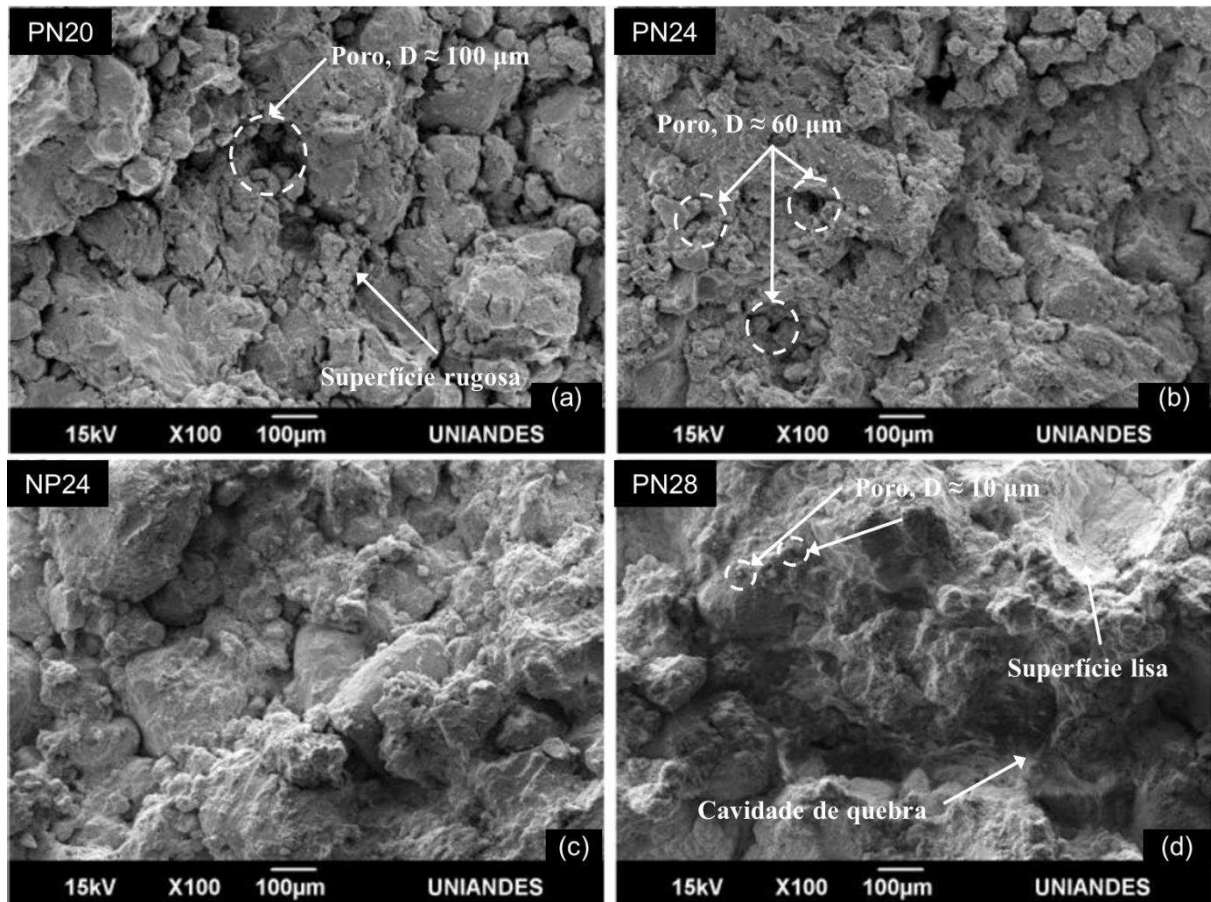
Dessa maneira, a compactação dos solos lateríticos resulta em uma estrutura com uma dupla condição de poros (macroporos e microporos). De acordo com Li e Zhang (2009), os macroporos são compressíveis e seu volume é associado com o índice de vazios final do solo compactado. O efeito da compactação é, portanto, refletido nesses poros, afetando a

macroestrutura. Em contrapartida, segundo Otalvaro (2013), as características dos microporos dos solos lateríticos não são alteradas pelo processo de compactação. Observações semelhantes foram realizadas por Farias et al. (2011), Tarantino (2011), Romero et al. (2011), Queiroz (2015), Otalvaro et al. (2016), Santos e Esquivel (2018).

Segundo Alonso et al. (2013), no ramo seco da curva de compactação, a estrutura de corpos de prova compactados é caracterizada por uma maior distribuição de macroporos, e a água localizada em seus interiores é identificada como de natureza capilar, portanto diferente da água que preenche os microvazios (água adsorvida). Já, no ramo úmido, o aumento do teor de umidade de compactação é responsável por promover uma reestruturação do material, resultando em uma estrutura mais homogênea pela redução do tamanho dos macrovazios entre as agregações (VANAPALLI et al., 1999; ROMERO et al., 2011; HAN; VANAPALLI, 2016).

Os aspetos estruturais supracitados podem ser observados na Figura 2.13, na qual são apresentadas as imagens obtidas na MEVs de amostras provenientes de corpos de prova da argila laterítica de Brasília (OTALVARO, 2013). Os corpos de prova dos quais foram extraídas as amostras PN20, PN24 e PN28 foram compactados, respectivamente, no ramo seco, no ponto de ótimo e no ramo úmido, na energia do ensaio de Proctor Normal. Um quarto corpo de prova, referente à amostra NP24, foi compactado em uma energia inferior ao da energia do ensaio de Proctor Normal (240 kN.m/m^3), no teor de umidade de 24%.

Figura 2.13 – Imagens de MEV obtidas para um aumento de 100 vezes: (a) PN20, ramo seco; (b) PN24, ótimo; (c) NP24, não Proctor; (d) PN28, ramo úmido.



Fonte: Otalvaro (2013).

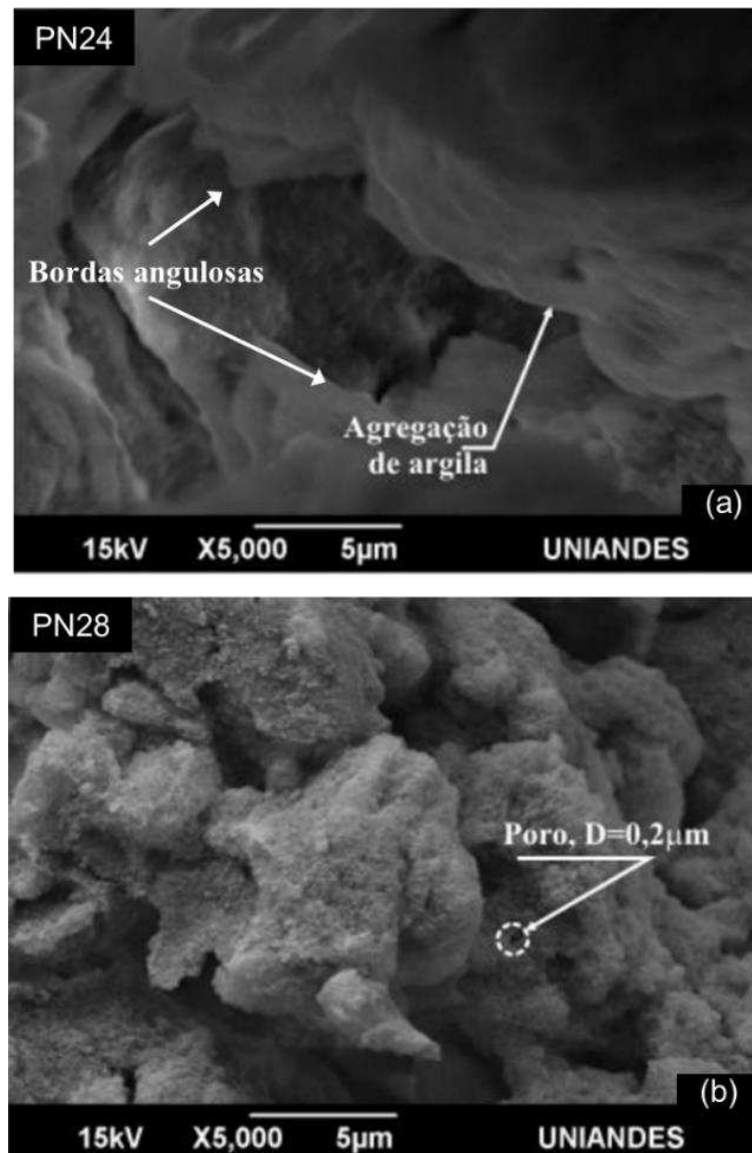
As texturas das amostras PN20, PN24 e NP24, para pequenos aumentos (x100), são similares e se distinguem da textura da amostra PN28, que apresenta uma superfície lisa (smooth). No ramo úmido (PN28), é possível visualizar as cavidades deixadas pelos grãos no processo de quebra, além da homogeneidade da superfície. Destaca-se, na amostra PN28, a presença reduzida de poros com abertura superior a 10 μm (Figura 2.13d).

No aumento de 100 vezes (x100), observa-se uma diferença entre as amostras PN20 e PN24, sendo que a porosidade na amostra do ramo seco (PN20) é bem maior, enquanto que, na amostra correspondente à umidade ótima do ensaio de Proctor Normal (PN24), observa-se uma textura um pouco mais compacta, com persistência de poros com aberturas da ordem de 60 μm , embora em menor quantidade.

Nas imagens obtidas na MEV para 5000 vezes de aumento (x5000), observam-se agregações de argila com bordas angulosas (Figura 2.14a), além da textura superficial rugosa dominada por microporos com aberturas menores que 0,2 μm (Figura 2.14b). De acordo com

Otalvaro (2013), a depender da escala utilizada na MEV, diferentes conceitos de textura podem ser obtidos. O referido autor ainda afirma que, apesar de a medição da técnica ser bidimensional, é possível obter informações consistentes sobre a estrutura dos solos, o tamanho dominante e a forma dos poros.

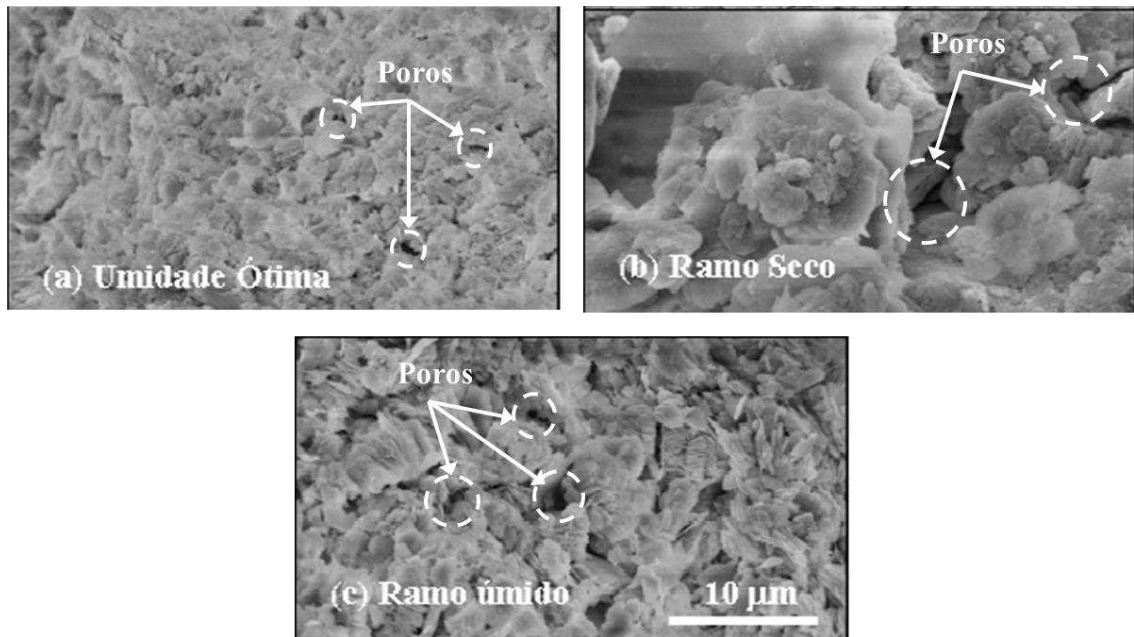
Figura 2.14 – Imagens de MEV obtidas para de aumento de 5000 vezes: (a) PN24, ótimo; (b) PN28, ramo úmido.



Fonte: Otalvaro (2013).

Oliveira (2004) avaliou o efeito da compactação na estrutura de um solo residual de gnaiss compactado, a partir de três teores de umidade de moldagem (umidade ótima, ramo seco e ramo úmido). As imagens de MEV obtidas para as diferentes condições de moldagem e com uma ampliação de 4000 vezes (x4000) estão apresentadas na Figura 2.15.

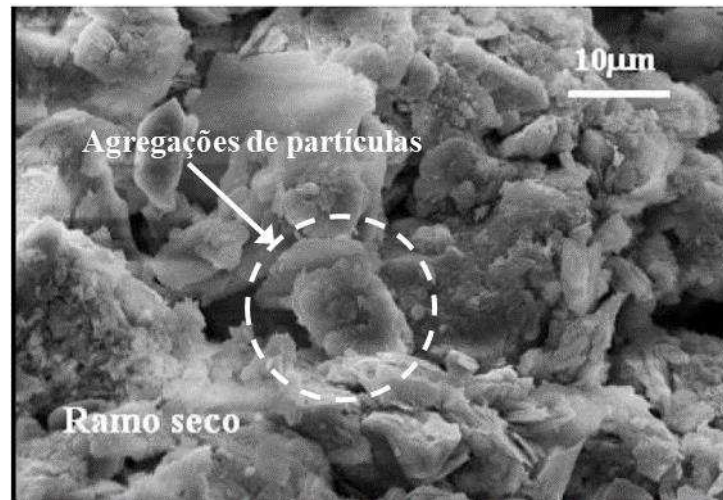
Figura 2.15 – Imagens de MEV obtidas de corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade, com ampliação de 4000 vezes.



Fonte: Oliveira (2004).

Oliveira (2004) observou que a estrutura correspondente à umidade ótima é semelhante àquela correspondente ao ramo úmido e que estas diferem daquela referente ao ramo seco, apresentando um aspecto mais homogêneo. Para o ramo seco, foram observados maiores vazios entre as agregações de partículas, quando comparadas às estruturas referentes ao ponto de ótimo e ao ramo úmido. (Figura 2.15). As agregações das partículas podem ser melhor visualizadas na Figura 2.16, com uma ampliação de 2000 vezes.

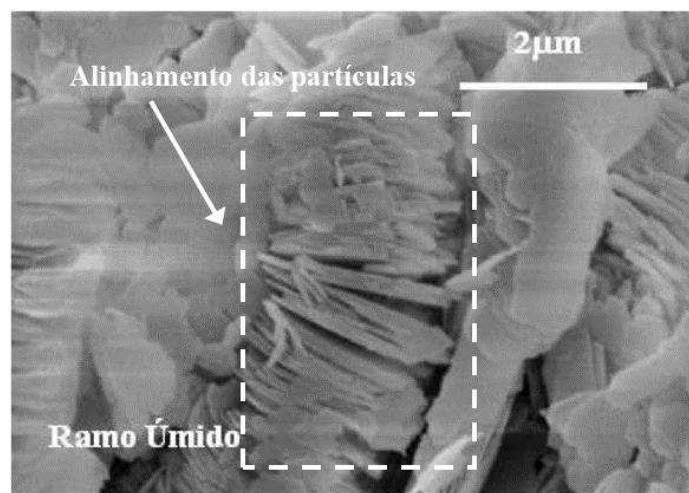
Figura 2.16 – Imagem de MEV obtida do corpo de prova moldado no ramo seco, com ampliação de 2000 vezes.



Fonte: Oliveira (2004).

Na Figura 2.17, está apresentada uma imagem do ramo úmido, para uma ampliação de 8000 vezes. Oliveira (2004) constatou o claro alinhamento das partículas de argila, indicando o estado de dispersão.

Figura 2.17 – Imagem de MEV obtida do corpo de prova moldado no ramo úmido, com ampliação de 8000 vezes.



Fonte: Oliveira (2004).

Outra característica dos solos argilosos, em especial para os solos tropicais profundamente intemperizados, é o fenômeno de colapso. Segundo Cordão Neto et al. (2018), esse fenômeno é explicado pela fraca cimentação entre as partículas e a elevada porosidade dos solos lateríticos. Já, Benatti et al. (2013), destacaram que um baixo teor de umidade do solo é necessário para a ocorrência de colapso. Por outro lado, outros autores afirmaram que qualquer tipo de solo compactado no ramo seco da curva de compactação apresenta uma natureza

colapsível (KATO; KAWAI, 2000; PEREIRA; FREDLUND, 2000; ROMERO et al., 2011; ZHANG et al., 2018).

Vilar e Rodrigues (2011) e Benatti et al. (2013), ao avaliarem o potencial de colapso de solos lateríticos da região noroeste do estado de São Paulo, afirmam que a estrutura tem uma influência determinante no comportamento que os solos colapsíveis exibem. Segundo esses autores, os solos colapsíveis apresentam uma estrutura metaestável, com rigidez temporária mantida por forças capilares, forças de adsorção ou pela presença de algum agente cimentante. Esses autores ainda afirmam que a sucção capilar é o principal fator que contribui para a resistência temporária dos solos colapsíveis não saturados e que, independente das ligações que mantêm essas estruturas, os solos susceptíveis ao colapso apresentam grande sensibilidade à ação da água.

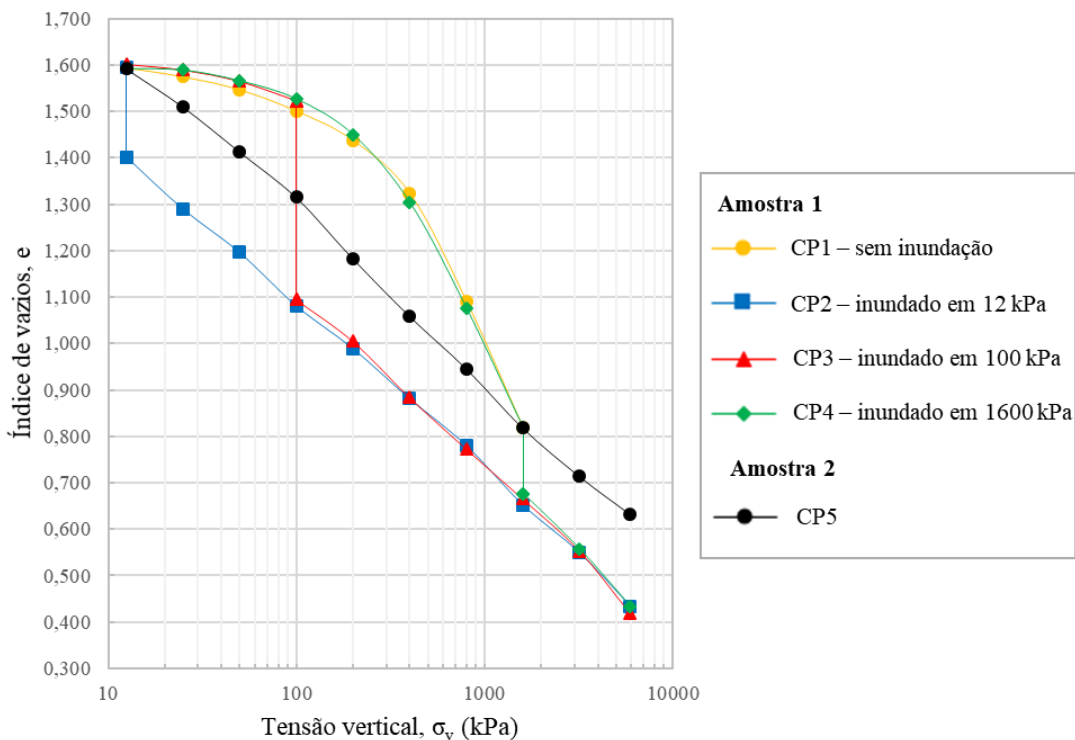
Segundo Alonso et al. (1990), os solos podem apresentar comportamento colapsível para uma extensa faixa de carregamento. De modo geral, com o aumento do carregamento, as deformações por colapso atingem um valor máximo e, então, reduzem até valores desprezíveis. Segundo os autores, a máxima deformação por colapso atingida é função do tipo de solo, porosidade e teor de umidade, destacando que grandes deformações por colapso estão associadas a baixas densidades (elevado índice de vazios) e baixos graus de saturação.

De acordo com Alonso et al. (2013), em solos com estrutura floculada, a macroestrutura é responsável por controlar a relação entre teor de umidade e rigidez desses solos. Isso porque a água localizada nos macroporos é identificada como de natureza capilar, portanto diferente da água que preenche os microvazios. Por isso, Li et al. (2016) afirmam que corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade, provenientes de um mesmo solo, apesar de apresentarem mesma textura, mineralogia e densidade seca, apresentam diferentes potenciais de colapso, resultando em materiais fundamentalmente diferentes.

Oliveira (2018) avaliou a influência das estruturas provenientes de amostras reconstituídas por dois processos de compressão (hidrostática, sob umidade de moldagem de 29,5%, e edométrica, sob umidade de moldagem de 57,6%, na consistência de lama), no comportamento colapsível de um solo residual laterítico da Zona da Mata Norte do Estado de Minas Gerais. Para tal, a autora realizou ensaios edométricos convencionais, com e sem medida de colapso, em corpos de prova provenientes da Amostra 1 (reconstituída para o teor de umidade de 29,5%) e da Amostra 2 (reconstituída no estado de lama), ambas para um mesmo índice de vazios de 1,610.

Em função das características analisadas por Oliveira (2018), os ensaios de compressão edométrica foram realizados da seguinte maneira: para a Amostra 1, foram ensaiados quatro corpos de prova, onde o primeiro foi sem inundação (CP1) e os demais (CP2, CP3, CP4) com inundação nas tensões de 12 kPa (início do ensaio), 100 kPa e 1600 kPa, respectivamente; para a Amostra 2, que já se encontrava na condição saturada, foi ensaiado somente um corpo de prova (CP5), utilizando-se os mesmos estágios de tensões dos ensaios com a Amostra 1. Na Figura 2.18, são apresentadas as curvas que relacionam a variação do índice de vazios (e) com a variação da tensão vertical (σ_v), referentes aos ensaios realizados.

Figura 2.18 – Curvas e versus $\log \sigma_v$ resultantes dos ensaios edométricos.



Fonte: Modificado de Oliveira (2018).

De acordo com Oliveira (2018), a sucção capilar é responsável por manter a estrutura porosa de natureza metaestável e promover o enrijecimento dos corpos de prova da Amostra 1 durante o carregamento. A redução da sucção pela inundação dos corpos de prova CP2, CP3 e CP4 resulta na quebra e reorganização das agregações, com apreciável deslocamento entre as partículas, ocasionando o colapso da estrutura inicial, que se reflete, nas curvas de compressão da Figura 2.18, por uma brusca redução do índice de vazios (BAKIR et al., 2017).

Além disso, é possível observar que as curvas de compressão dos corpos de prova da Amostra 1, após inundação, tenderam a se sobreporem e se tornarem paralelas à do corpo de prova

da Amostra 2, reconstituída na condição saturada. O deslocamento relativo entre elas pode ser entendido como o reflexo da diferença das estruturas dos corpos de prova no início do ensaio, decorrentes dos diferentes teores de umidade de moldagem utilizados.

Outra conclusão interessante feita por Oliveira (2018) é que os estados finais, posteriores ao término das deformações por colapso dos corpos de prova CP2, CP3, CP4, induzidas pelo aumento do grau de saturação (inundação), independem do nível de tensão vertical em que ocorre a inundação. Tal comportamento é ilustrado pela sobreposição das curvas de compressão dos corpos de prova CP3 e CP4, após inundação, com a curva do corpo de prova CP2, inundado desde o início do ensaio (Figura 2.18).

Portanto, as discussões apresentadas nos dois parágrafos anteriores permitem concluir que, nas deformações por colapso, o efeito do nível de tensão vertical em que ocorre a inundação do solo teve menor influência no resultado final, quando comparado à influência das variações da estrutura dos corpos de prova. Conclusões similares foram encontradas por Jiang et al. (2012) através de diversas trajetórias de tensões em corpos de provas compactados de um solo colapsível, utilizando-se de ensaios edométricos e ensaios triaxiais com controles de deformações e de tensões.

2.4 MÉTODOS DE RECONSTITUIÇÃO DE CORPOS DE PROVA EM LABORATÓRIO

O processo de compactação possui como principal objetivo a melhoria de propriedades importantes na construção de obras de terra, tais como resistência ao cisalhamento, deformabilidade, permeabilidade e características de retenção de água. Portanto, a reconstituição de corpos de prova compactados em laboratório, para o estudo dessas propriedades, pode ser realizada de diversas formas, sendo seu principal objetivo assemelhar-se à compactação em campo (CRISPIM et al., 2011).

Dessa maneira, os processos de reconstituição de corpos de prova em laboratório apresentam-se como uma importante alternativa para a avaliação das propriedades hidráulicas e mecânicas dos solos compactados, pois tornam viáveis os estudos envolvendo simulações de diversos casos em campo, além de permitir melhor controle das variáveis de interesse em ensaios comparativos (CRISPIM et al., 2015).

Segundo Rico e Del Castillo (2006), os primeiros métodos utilizados para a compactação em laboratório foram dos tipos estático e dinâmico, dada a facilidade de manipulação e padronização dos ensaios. Mais tarde, visando simular o efeito da compactação em campo por

rolos pé-de-carneiro, foram desenvolvidos os métodos de compactação por pisoteamento, e a popularização do uso de vibração nas técnicas de campo levou ao desenvolvimento dos métodos de compactação por vibração.

A reconstituição de corpos de prova em laboratório, então, é basicamente realizada por meio de quatro vias, a saber (PINTO, 2006; RICO; DEL CASTILLO, 2006; MASSAD, 2016):

- Compactação dinâmica, em que, para cada uma de um certo número de camadas, deixa-se cair um peso de uma altura constante, diversas vezes. Esse tipo é também conhecido como compactação por impacto ou por apiloamento;
- Compactação estática, isto é, por meio da aplicação de uma tensão constante numa haste acoplada, em sua extremidade inferior, a um disco com diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro interno do molde de compactação;
- Compactação por pisoteamento, em que golpes são aplicados ao solo através de um pistão com mola, em vez da tradicional queda do soquete, iniciando-se a compactação pela parte inferior da camada; e
- Compactação por vibração, na qual pode-se ou não aplicar uma sobrecarga sobre a camada de solo a ser compactada, aplicando-se vibração ao conjunto.

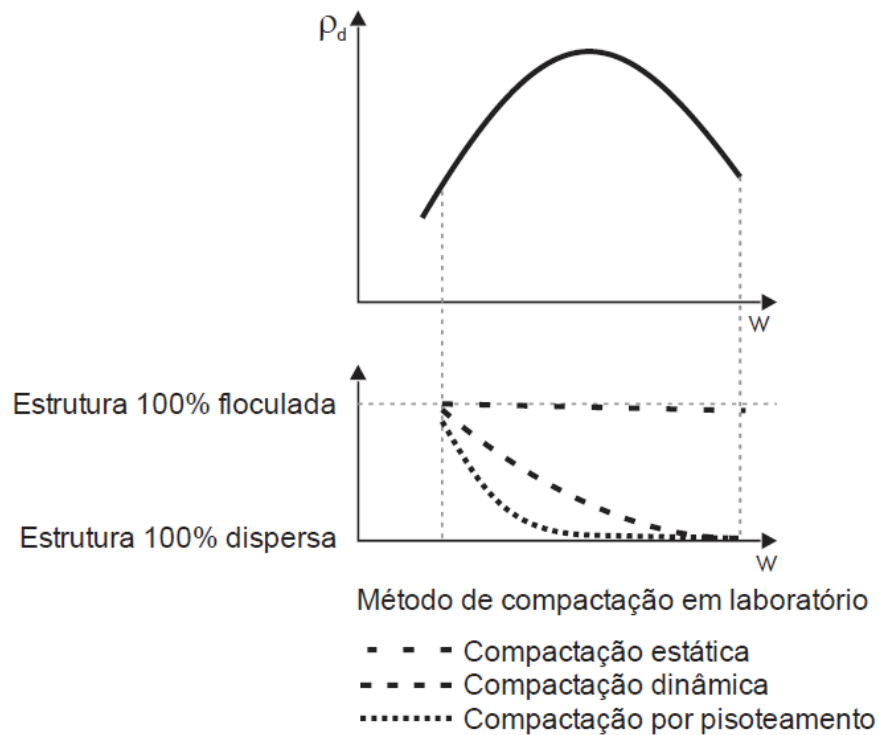
Diversos autores relataram que o grau de orientação das partículas (estrutura dispersa ou floculada) dos corpos de prova reconstituídos em laboratório está diretamente associado às distorções (deformações cisalhantes) promovidas pelas diferentes técnicas de compactação (MARANHA DAS NEVES, 1971; HILF, 1991; MITCHELL; SOGA, 2005; MASSAD, 2016). No ramo seco, qualquer uma das técnicas de compactação supracitadas acarreta uma estrutura floculada, concluindo-se, assim, que as estruturas resultantes são semelhantes. De acordo com Pereira (2015), dada a semelhança estrutural de corpos de prova compactados no ramo seco da curva da compactação, respostas mecânicas e hidráulicas semelhantes são esperadas para corpos de prova reconstituídos nessa condição.

Todavia, no ramo úmido da curva de compactação, quanto mais intensa a aplicação das deformações cisalhantes durante a compactação, maior é a orientação entre as partículas. Assim, segundo Maranha das Neves (1971), Hilf (1991) e Massad (2016), a compactação por pisoteamento imprime uma estrutura mais dispersa do que aquela por impacto; já a compactação por vibração e a estática podem gerar estruturas floculadas, mesmo acima da umidade ótima. De acordo com os autores referidos, quanto maior o teor de umidade no ramo

úmido, maior a poropressão desenvolvida durante a compactação, o que tem como consequência estruturas mais dispersas quando se usa pisoteamento ou impacto na compactação dos solos.

A Figura 2.19 exibe a influência do procedimento de compactação na estrutura dos corpos de prova reconstituídos em laboratório em função do intervalo de umidade definido pela curva de compactação dos solos coesivos (MARANHA DAS NEVES, 1971). Nota-se que o método de compactação estático imprime estruturas flocladas para qualquer teor de umidade. Por outro lado, a compactação por pisoteamento gera estruturas flocladas no ramo seco e altamente dispersas no ramo úmido. Por fim, na compactação dinâmica, as estruturas resultantes são mais flocladas quando comparadas àquelas da técnica de compactação por pisoteamento, e o grau de orientação das partículas é tão maior quanto maior o teor de umidade.

Figura 2.19 – Influência do tipo de compactação na estrutura dos solos argilosos compactados.



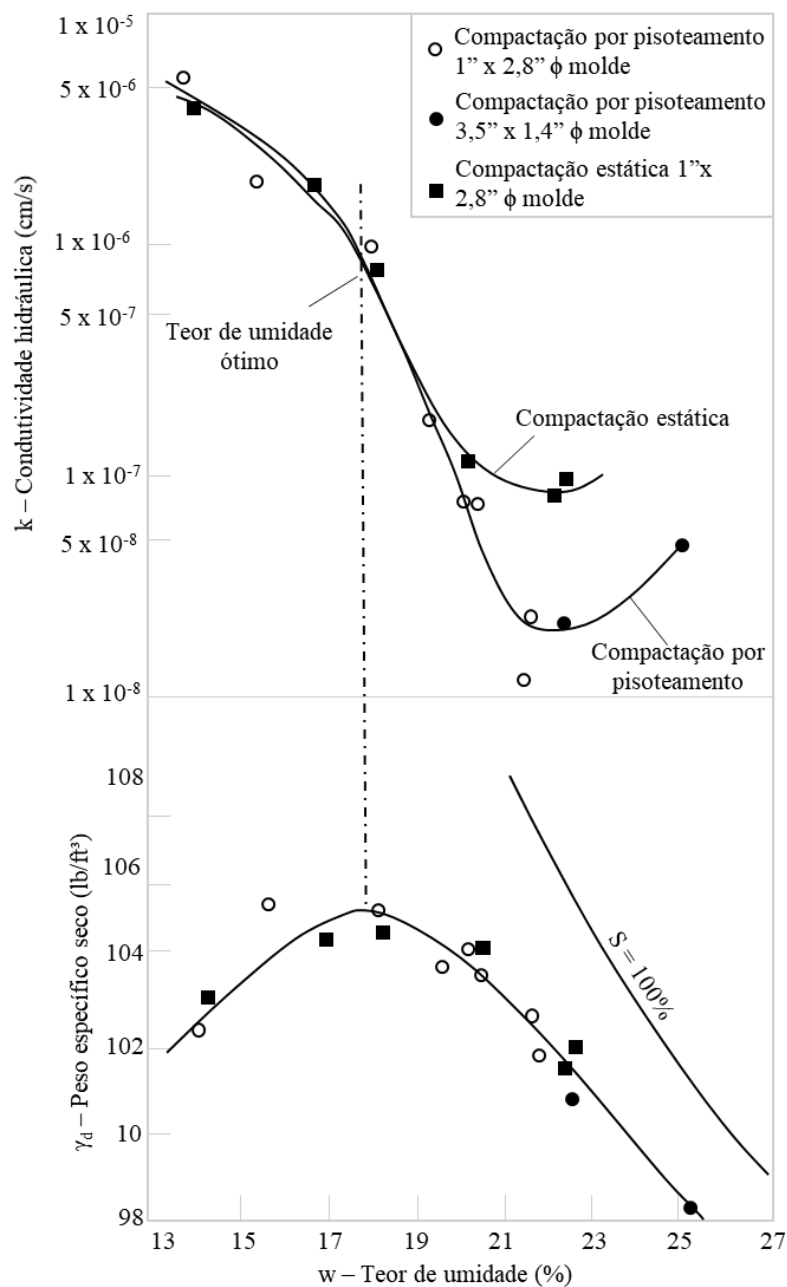
Fonte: Modificado de Maranha das Neves (1971).

Do ponto de vista das propriedades de engenharia, alguns resultados experimentais podem ser explicados à luz dessas conclusões, concernentes à estrutura dos solos compactados. Um solo com estrutura floclada, uma vez saturado, oferece menor resistência ao fluxo de água do que com estrutura dispersa. É o que mostram os resultados apresentados na Figura 2.20 (MITCHELL; SOGA, 2005). Para uma mesma energia de compactação, aumentando-se a

umidade de moldagem, a condutividade hidráulica diminui; já no ramo úmido, um pequeno aumento da condutividade hidráulica é observado.

Na Figura 2.20, também pode ser observado que menores valores de condutividade hidráulica são atingidos no ramo úmido da curva de compactação para os corpos de prova reconstituídos por pisoteamento quando comparados àqueles por compactação estática. Esse comportamento é explicado pelas elevadas deformações cisalhantes induzidas pela compactação por pisoteamento, responsável por quebrar as unidades da estrutura floculada.

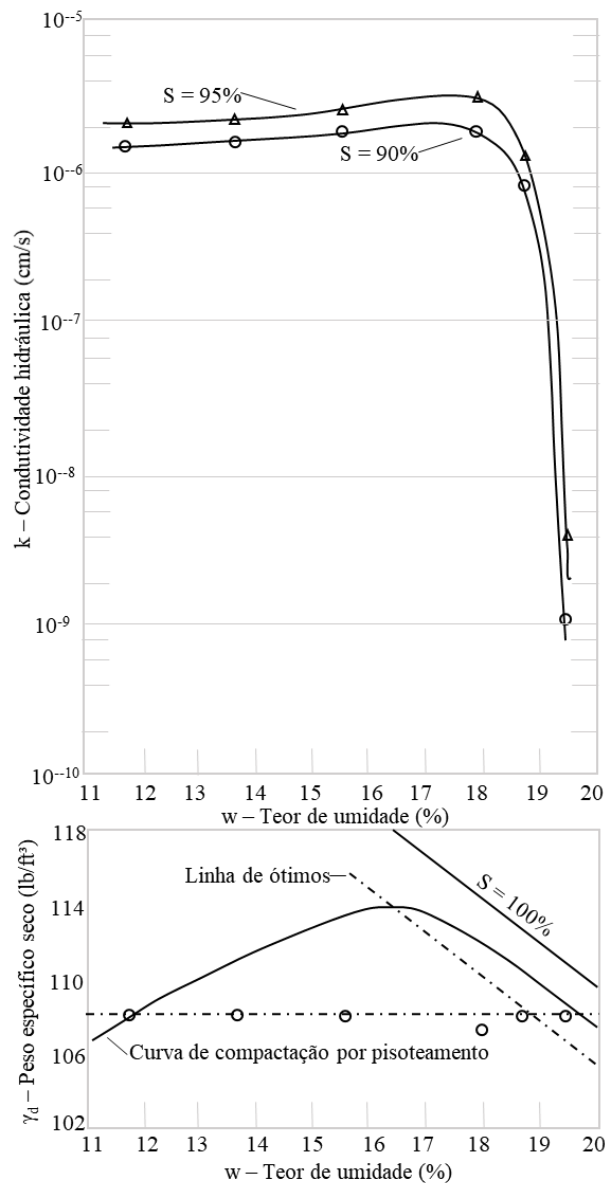
Figura 2.20 – Influência do método de reconstituição de corpos de prova na condutividade hidráulica de uma argila siltosa, para uma mesma energia de compactação.



Fonte: Modificado de Mitchell e Soga (2005).

Sabe-se, da mecânica dos solos clássica, que a velocidade do fluxo de água no solo é proporcional ao quadrado do raio dos poros (PINTO, 2006). Dessa maneira, solos com estruturas marcadas por uma elevada distribuição de macroporos são muito mais permeáveis que aqueles cuja a estrutura seja constituída de pequenos poros. Na Figura 2.21, é possível observar a influência do teor de umidade na condutividade hidráulica de corpos de prova reconstituídos em laboratório, para o mesmo valor de índice de vazios (MITCHELL; SOGA, 2005). Para elevados teores de umidade, a média dos tamanhos dos poros é inferior àquela gerada no ramo seco da curva de compactação (MITCHELL; SOGA, 2005).

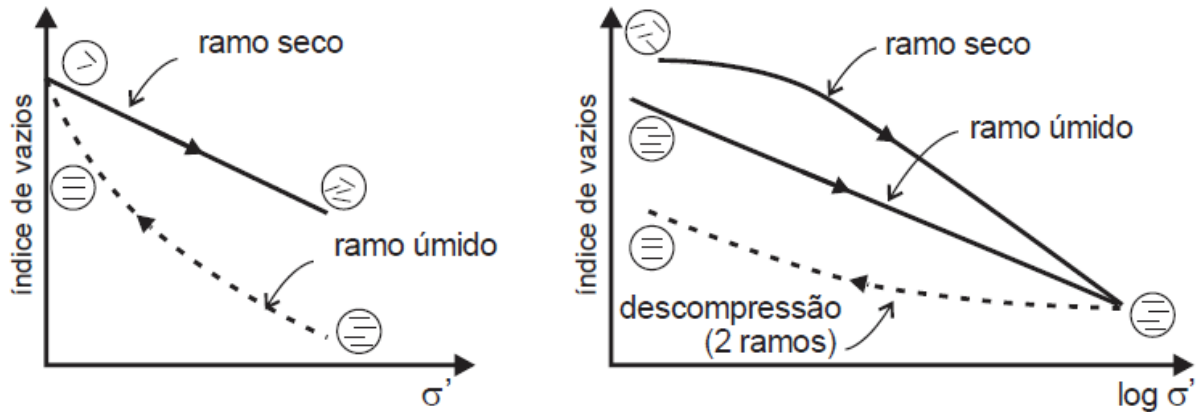
Figura 2.21 – Condutividade hidráulica de corpos de prova de uma argila siltosa reconstituídos por compactação por pisoteamento em função do teor de umidade de reconstituição, para um mesmo índice de vazios.



Fonte: Modificado de Mitchell e Soga (2005).

Para uma mesma densidade seca (portanto, mesmo índice de vazios) e mesma energia de compactação, solos compactados no ramo seco são menos compressíveis do que os compactados no ramo úmido. De acordo com Lambe (1958b), para elevados valores de tensões, o comportamento deformacional dos solos compactados não é influenciado pelo método de compactação (Figura 2.22).

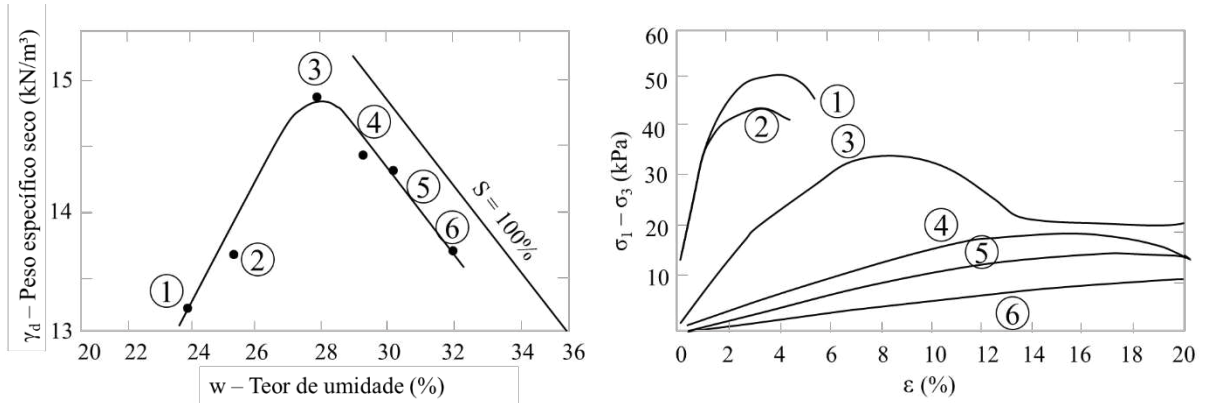
Figura 2.22 – Compressibilidade em solos compactados.



Fonte: Modificado de Lambe (1958b).

Solos com estruturas dispersas desenvolvem maiores poropressões para pequenas deformações (5%) quando solicitados sem drenagem por tensões cisalhantes; como consequência, a curva tensão-deformação é mais abatida, como mostra a Figura 2.23. No entanto, para deformações maiores (20% a 25%), as poropressões reduzem e se mantêm no nível das que se desenvolvem em solos com estrutura floclada. Isso resulta em resistências ao cisalhamento independentes do tipo de compactação, desde que se comparem corpos de prova saturados, moldados com os mesmos parâmetros de compactação (teor de umidade e peso específico seco) e consolidados sob a mesma tensão de confinamento. Tal comportamento se deve ao fato de que para grandes deformações, as partículas do solo se alinham no plano de ruptura (SEED; CHAN, 1959).

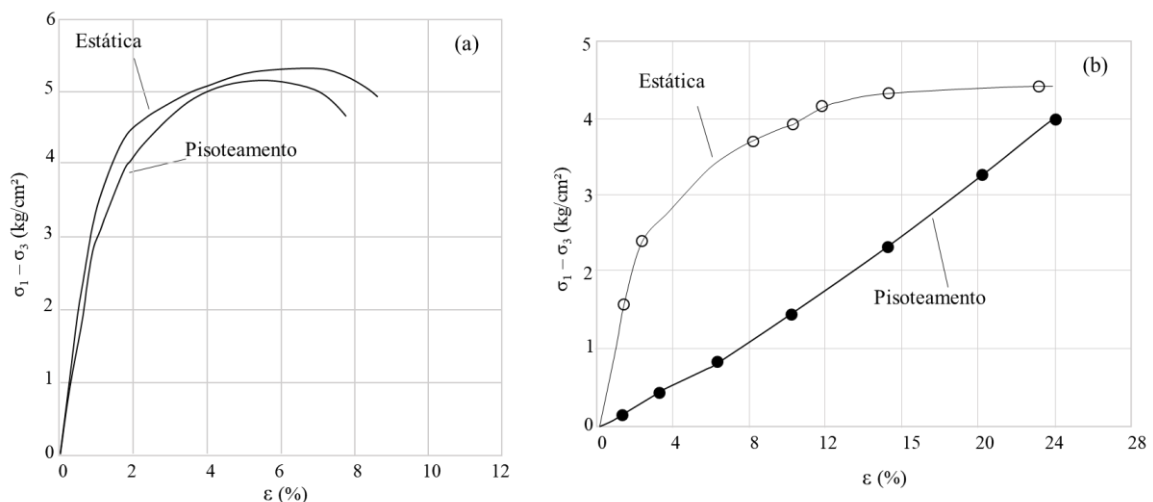
Figura 2.23 – Influência da estrutura dos solos compactados nas relações tensão-deformação.



Fonte: Modificado de Seed e Chan (1959).

Em relação à não dependência da resistência ao cisalhamento, a Figura 2.24 (SEED; CHAN, 1959) é bastante esclarecedora. Quatro corpos de prova foram compactados estaticamente e por pisoteamento, de tal forma que ficaram aos pares nas mesmas umidades e densidades secas de moldagem: o primeiro par foi compactado abaixo da umidade ótima (Figura 2.24a), e o segundo, acima da ótima (Figura 2.24b). Posteriormente, todos os corpos de prova foram saturados, ficando praticamente com as mesmas umidades e densidades secas. Foi nessa condição que foram submetidos a ensaios de compressão triaxial não drenado (ensaio CIU). Com esse procedimento, a única diferença entre eles era a estrutura: dispersa para o corpo de prova compactado por pisoteamento e acima da ótima; para os outros três, a estrutura era floculada.

Figura 2.24 – Relações tensão-deformação de ensaios triaxiais CIU (adensado isotropicamente e não drenado) para argilas siltosas, em diversas condições de compactação: (a) primeiro par, ramo seco; (b) segundo par, ramo úmido.



Fonte: Modificado de Seed e Chan (1959).

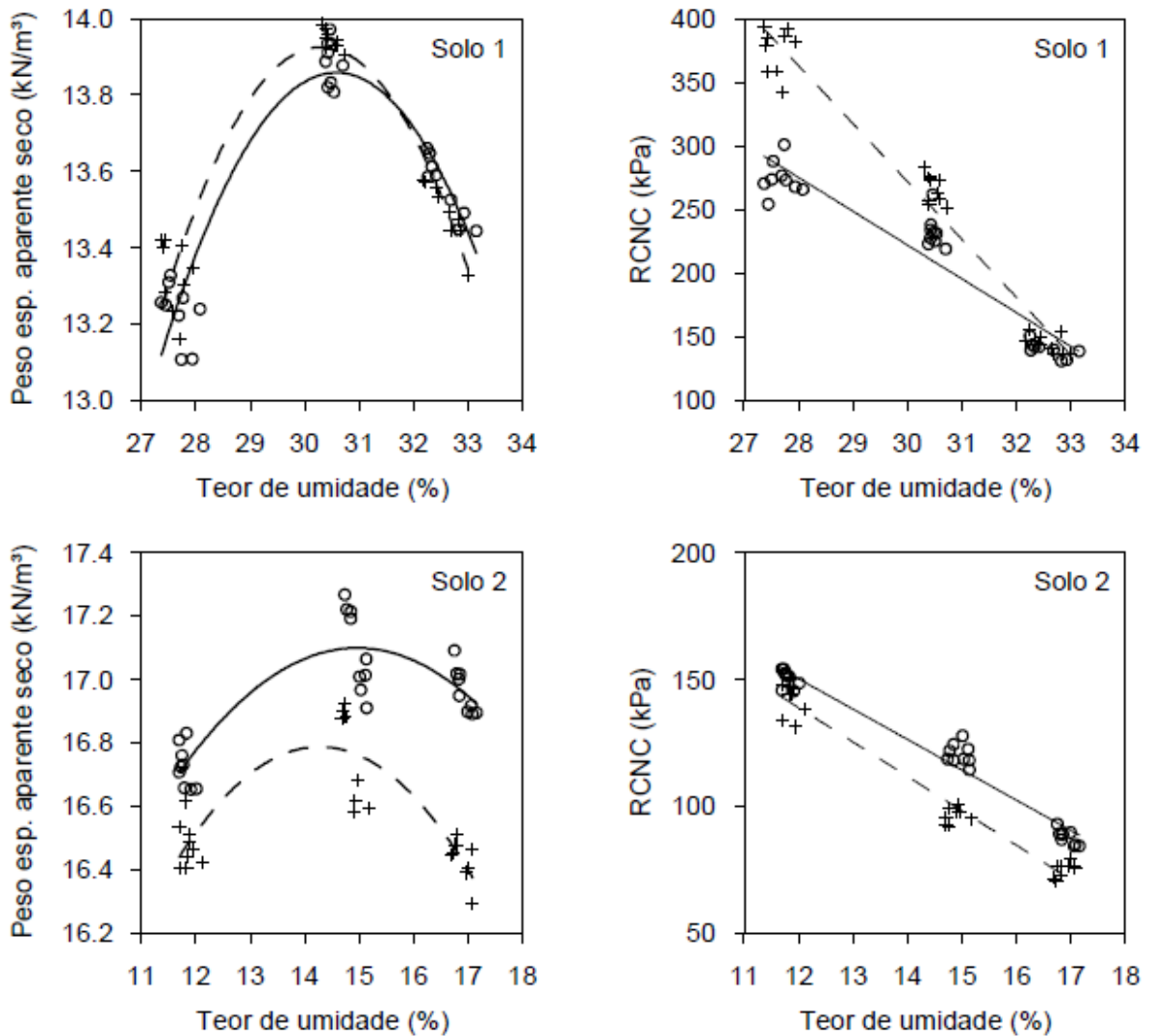
Como pode ser visto, na ruptura, isto é, para grandes deformações, as tensões desviadoras se igualam e, portanto, os parâmetros de resistência independem do tipo de compactação. Segundo Massad (2016), essa conclusão tem alcance prático muito importante, pois torna válida a estimativa desses parâmetros em corpos de prova moldados em laboratório, independentemente dos equipamentos de compactação usados em campo.

Ekwue et al. (2015) encontraram resultados semelhantes para três diferentes tipos de solo de Trinidad e Tobago (areia argilo-siltosa, areia argilosa e argila siltosa), reconstituídos por compactação estática e dinâmica. Os autores concluíram que os métodos de reconstituição de corpos de prova utilizados não influenciam na resistência dos corpos de prova desde que eles fossem reconstituídos com os mesmos teores de umidade e densidade seca.

Entretanto, os resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada encontrados por Crispim et al. (2011) para dois solos residuais de gnaiss da região da Zona da Mata Norte de Minas Gérias, utilizando-se da compactação estática e dinâmica para a reconstituição dos corpos de prova, apontaram conclusões diferentes. Os corpos de prova foram reconstituídos, para cada método de compactação, com três teores de umidade diferentes, correspondentes ao teor de umidade ótimo (w_{ot}), $w_{ot} - 3\%$ e $w_{ot} + 2\%$, das respectivas curvas de compactação na energia do ensaio de Proctor Normal (Figura 2.25).

Para o solo cuja granulometria corresponde a uma argila areno-siltosa (Solo 1), o processo de compactação estática resultou em corpos de prova com maior resistência à compressão não confinada (RCNC) quando comparados aos compactados pelo processo dinâmico (aproximadamente 37%, no ramo seco da curva de compactação). Comportamento inverso foi observado para o Solo 2, cuja granulometria corresponde a uma areia silto-argilosa. Utilizando-se do processo de reconstituição por compactação dinâmica, a RCNC foi 20% superior à obtida pelo processo por compactação estática, para o teor de umidade corresponde ao ótimo.

Figura 2.25 – Curvas de compactação e resistência à compressão não confinada (RCNC) para os Solos 1 e 2.



Fonte: Crispim et al. (2011).

Com base na análise micromorfológica de finas seções retiradas da região central dos corpos de prova reconstituídos, Crispim et al. (2011) concluíram que o Solo 1, profundamente intemperizado, apresenta estrutura em grânulos bem individualizados e bastante porosa que, sob a ação dos esforços dinâmicos da compactação, é afetada ou destruída, acarretando menores valores de RCNC. Esse tipo de comportamento é compatível com aquele descrito por Bueno et al. (1992), ao analisar o efeito da compactação dinâmica sobre corpos de prova de um solo laterítico da mesma região, em comparação à resposta mecânica apresentada por corpos de prova de amostras indeformadas desse solo.

Já para o Solo 2, Crispim et al. (2011) observaram que o processo de reconstituição por compactação estática resultou em uma distribuição de poros uniforme e que o processo de

compactação dinâmica acarretou maiores poros isolados na estrutura do solo. Esses comportamentos explicam a maior RCNC apresentada pelos corpos de prova do Solo 2, reconstituídos por compactação dinâmica, uma vez que estruturas com poros de maiores dimensões, em função da sucção desenvolvida nos macroporos, oferecem maior RCNC quando comparados com a resistência oferecida com corpos de prova com estrutura marcada por uma distribuição uniforme de poros.

De acordo com Gao et al. (2016), nas duas últimas décadas, a avaliação do comportamento hidromecânico dos solos não saturados é realizada, quase exclusivamente, com base em estudos experimentais em corpos de prova compactados, utilizando-se, na grande maioria das vezes, o processo de reconstituição por compactação dinâmica ou estática. Por outro lado, segundo esses autores, o processo de reconstituição de corpos de prova através da consolidação unidimensional do solo, partindo-se do estado de lama, é aquele que melhor representa a condição de campo devido à elevação ou rebaixamento do lençol freático.

Além disso, em termos da modelagem do comportamento geotécnico de corpos de prova compactados, o processo de reconstituição por compressão de lama é bastante útil, uma vez que a trajetória de tensões durante a preparação dos corpos de prova é conhecida. Além disso, a comparação entre esse método de reconstituição de corpos de prova e aqueles por compactação estática e dinâmica auxilia na identificação da influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de solos compactados (ZHOU; SHANG, 2009; TARANTINO, 2011; GAO et al., 2016).

Comparando-se com os métodos de reconstituição por compactação estática ou dinâmica, a reconstituição de corpos de prova a partir do estado de lama, para um mesmo índice de vazios, resulta em uma estrutura em que prevalece um maior grau de dispersão, com as partículas do solo mais orientadas. Esse comportamento é decorrência direta do processo de reconstituição, que corresponde à condição de saturação do solo (GAO et al., 2016; OLIVEIRA, 2018).

Para o caso dos solos tropicais lateríticos, estudos apontaram que o processo de reconstituição por compressão de lama, mesmo partindo-se de uma porção de solo com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, não foi suficiente para eliminar as agregações entre as partículas (MASCARENHA et al., 2016; OTALVARO et al., 2016; CORDÃO NETO et al., 2018, OLIVEIRA, 2018). No entanto, com o aumento do teor de umidade de moldagem, os grumos formados são mais deformáveis e o processo de reconstituição resulta em estruturas mais uniformes, com maior grau de acomodação das agregações de partículas e, por

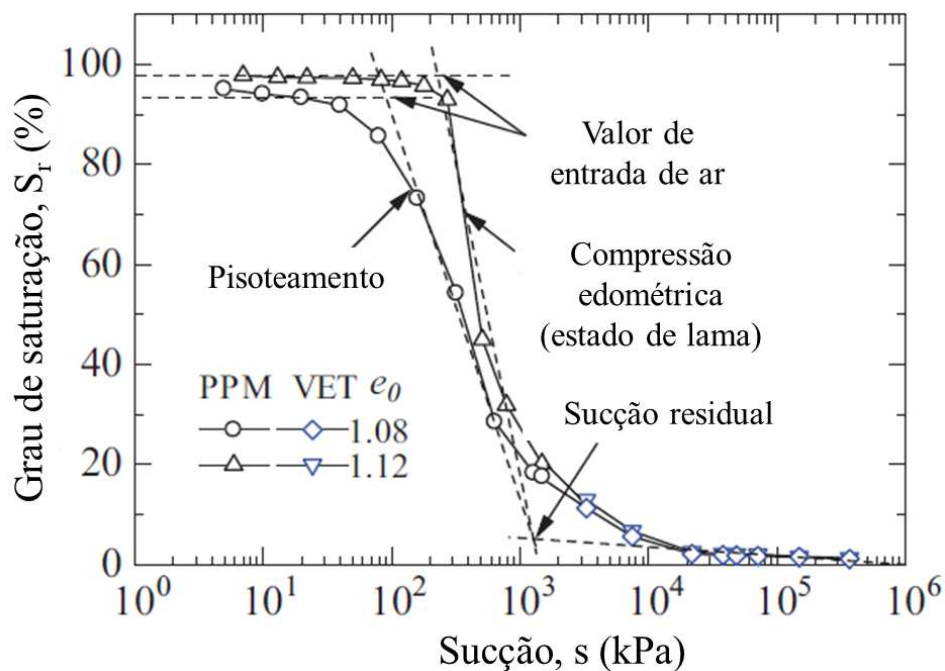
consequência, em vazios menores entre as agregações (GAO et al., 2016; ZHANG et al., 2018; ZOU et al., 2018).

2.5 OUTROS ESTUDOS REALIZADOS

Gao et al. (2016) avaliaram o efeito de diferentes métodos de preparação de corpos de prova (reconstituição por compactação por pisoteamento e por compressão de lama) no comportamento hidromecânico e na microestrutura de um solo silto-argiloso (Pearl clay) através de uma série de ensaios de retenção de água, de ensaios triaxiais com controle de sucção e de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP).

Na Figura 2.26, pode ser visualizado que o valor de entrada de ar dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (aproximadamente 250 kPa) é maior do que aquele encontrado para corpos de prova reconstituídos por compactação por pisoteamento (aproximadamente 100 kPa), para um mesmo valor inicial de índice de vazios. Segundo Gao et al. (2016), esse comportamento é explicado pela estrutura mais uniforme dos corpos de prova preparados por compressão de lama e que as propriedades da curva de retenção não dependem somente do índice de vazios, mas também da microestrutura. Entretanto, as curvas de retenção de água e grau de saturação residual são praticamente os mesmos para o intervalo que compreende elevados valores de sucção.

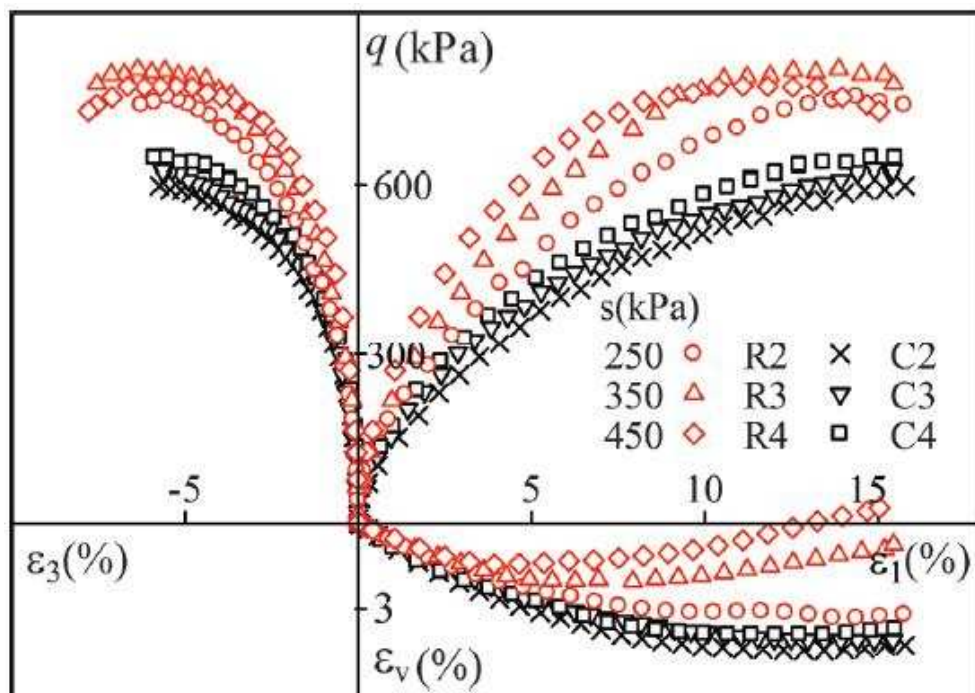
Figura 2.26 – Curvas de retenção de água de corpos de prova preparados por distintas técnicas de reconstituição: PPM – Placa de sucção; VET – Equilíbrio da fase de vapor.



Fonte: Modificado de Gao et al. (2016).

Gao et al. (2016) também observaram que, sob a mesma tensão de confinamento e sucção e mesmo índice de vazios antes do cisalhamento triaxial, os corpos de prova reconstituídos edometricamente apresentam maior resistência ao cisalhamento, maior rigidez e maior expansão durante o cisalhamento quando comparados com os corpos de prova reconstituídos por pisoteamento (Figura 2.27). De acordo com esses autores, esse comportamento é explicado pelo tamanho dos poros dos corpos de prova reconstituídos a partir do estado de lama, que estão distribuídos em um estreito intervalo de diâmetros quando comparados aos corpos de prova preparados por pisoteamento, que apresentaram maiores poros para um mesmo índice de vazios e, por isso, são mais deformáveis para a mesma trajetória de tensões.

Figura 2.27 – Relações tensão-deformação dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (R2, R3 e R4) e por compactação por pisoteamento (C2, C3 e C4) durante cisalhamento triaxial sob sucção (s) constante e tensão de confinamento líquida de 200 kPa: q – tensão desviadora; ε_1 – deformação axial; ε_3 – deformação radial; ε_v – deformação volumétrica.



Fonte: Gao et al. (2016).

Crispim (2010) abordou o efeito dos métodos de reconstituição de corpos de prova em laboratório por compactação estática e dinâmica a partir de parâmetros de resistência mecânica de três solos residuais de gnaiss coletados na cidade Viçosa (Solos 1, 2 e 3) e dois solos residuais de granito coletados em Itabirito (Solos 4 e 5), ambas cidades no estado de Minas Gerais. A caracterização geotécnica dos solos avaliados se encontra na Tabela 2.1. Para as duas técnicas de compactação selecionadas, os corpos de prova foram, inicialmente, compactados

em três camadas no cilindro Proctor, empregando-se os teores de umidade ótima (w_{ot}), $w_{ot} + 3\%$ e $w_{ot} - 2\%$, buscando-se atingir, em cada teor de umidade selecionado, o mesmo peso específico seco para ambas modalidades.

Tabela 2.1 – Caracterização geotécnica dos solos analisados.

	Argila	Silte	Areia			LL	IP	γ_s	TRB	USC	MCT*
			Fina	Média	Grossa						
	%	%	%	%	%						
Solo 1	67	7	16	9	1	75	44	27,17	A-7-5 (20)	CH	LG'
Solo 2	6	27	27	31	9	27	12	24,91	A-2-6 (0)	SC	NA'
Solo 3	33	35	16	12	4	65	42	27,51	A-7-6 (19)	CH	-
Solo 4	28	15	24	27	6	40	23	25,95	A-6 (7)	SC	-
Solo 5	4	42	22	21	11	31	12	25,72	A-6 (3)	SC	-

* Trindade (2006)

Fonte: Crispim (2010).

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados considerando aspectos de anisotropia (corpos de prova talhados nas direções que formam 0° , 45° e 90° com o plano ortogonal ao plano de compactação) e deformabilidade [módulos tangente inicial (E_0) e secantes a 25% e 50% da tensão de ruptura, (E_{25} e E_{50} , respectivamente)]. A drenagem dos corpos de prova foi permitida durante a fase de consolidação para as tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 300 kPa, e os parâmetros de resistência efetivos (c' e ϕ') foram obtidos através da medição da poropressão durante a fase de cisalhamento.

No que tange aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, Crispim (2010) observou que, na maior parte dos casos, não houve influência significativa da modalidade de compactação ou da direção de moldagem dos corpos de prova. Quanto à influência da modalidade de compactação, quando ocorreu, foi independente do tipo de solo e afetou apenas o intercepto coesivo efetivo (c'), sendo que, nesse caso, a resistência mecânica obtida através da compactação estática foi menor do que através da compactação dinâmica.

Por outro lado, a influência da anisotropia, na modalidade de compactação estática, afetou tanto o ângulo de atrito efetivo (ϕ') quanto o intercepto coesivo (c'), sendo que ficou restrita ao intercepto coesivo efetivo (c') na modalidade de compactação dinâmica. Na Tabela 2.2, é apresentada uma síntese dos resultados encontrados em relação aos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 2.2 – Influência da modalidade de compactação e da anisotropia na resistência ao cisalhamento dos solos estudados.

Modalidade de compactação		
Quando ocorreu	Independente do tipo de solo	
	Afetou apenas c' (*)	
Anisotropia		
Quando ocorreu	Correlação fraca com o tipo de solo	
	Compactação estática	Afetou c' e ϕ'
	Compactação dinâmica	Afetou apenas c'

* Resistência estática menor que resistência dinâmica
 Fonte: Crispim (2010).

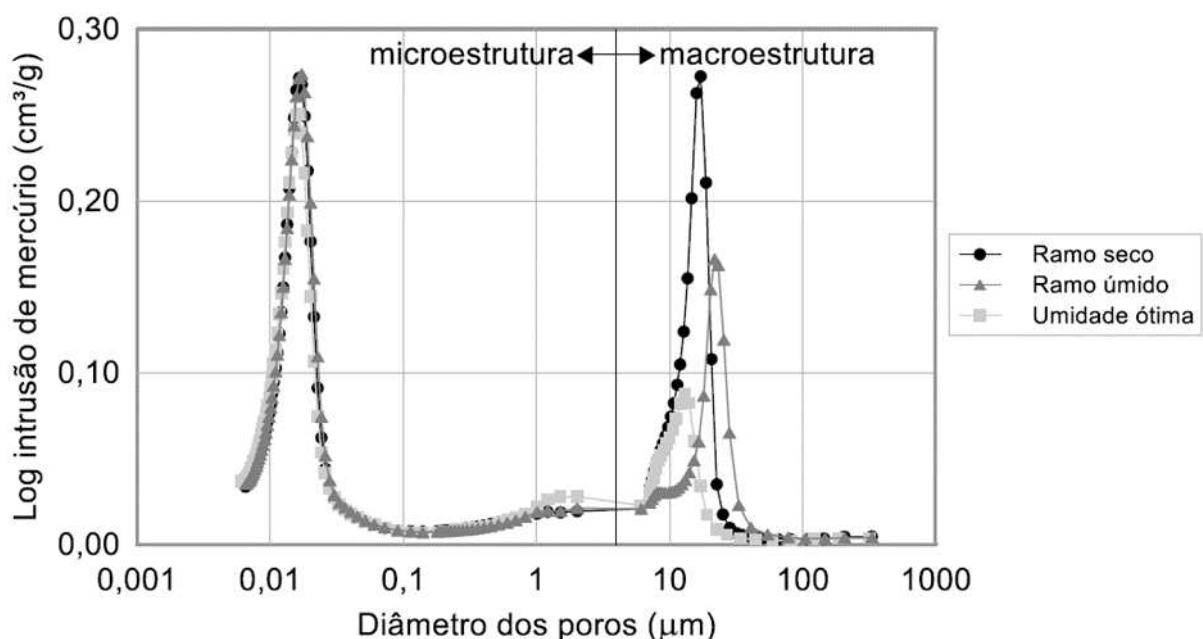
Adicionalmente, em termos dos parâmetros ótimos de compactação, Crispim (2010) observou que os Solos 2, 3 e 4 apresentaram comportamentos semelhantes frente à modalidade de compactação, sendo esses mais resistentes e menos deformáveis quando compactados dinamicamente. Por outro lado, os Solos 1 e 5 apresentaram-se mais resistentes, porém mais deformáveis, quando compactados dinamicamente.

Santos e Esquivel (2018) avaliaram o efeito do teor de umidade de moldagem e da tensão de confinamento na condutividade hidráulica de um solo laterítico compactado, profundamente intemperizado, coletado na cidade de São Carlos, no estado de São Paulo. Os corpos de prova foram, inicialmente, reconstituídos por compactação dinâmica, empregando-se os teores de umidade correspondentes ao ramo seco da curva de compactação, ao ponto de ótimo e ao ramo úmido. Os corpos de prova foram, então, talhados nas direções horizontal e vertical, visando à determinação das condutividades hidráulicas nas direções paralela (k_h) e ortogonal (k_v) às camadas de compactação, respectivamente.

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em uma câmara triaxial de paredes flexíveis. Após o processo de saturação, os corpos de prova foram consolidados sob as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. Em seguida, os corpos de prova foram percolados por água, utilizando-se um gradiente hidráulico igual a 10. Além dos ensaios de condutividade hidráulica, Santos e Esquivel (2018) também realizaram ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) nos corpos de prova compactados nos três diferentes estados de compactação (ramo seco, ponto de ótimo e ramo úmido), com o objetivo de avaliar o efeito do teor de umidade de compactação na distribuição dos poros dos corpos de prova.

A Figura 2.28 exibe as curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) dos corpos de prova compactados. Esses resultados indicaram que todos os corpos de prova analisados apresentaram uma distribuição de poros bimodal. Os corpos de prova compactados no ramo seco apresentaram maior intensidade de macroporos em relação aos demais, e os corpos de prova compactados no ramo úmido foram os que apresentaram maiores vazios entre as agregações. Entretanto, a microporosidade dos corpos de prova analisados não sofreu influência do teor de umidade de compactação e correspondeu a um diâmetro dominante de 0,016 μm .

Figura 2.28 – Curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) dos corpos de prova compactados em diferentes condições.



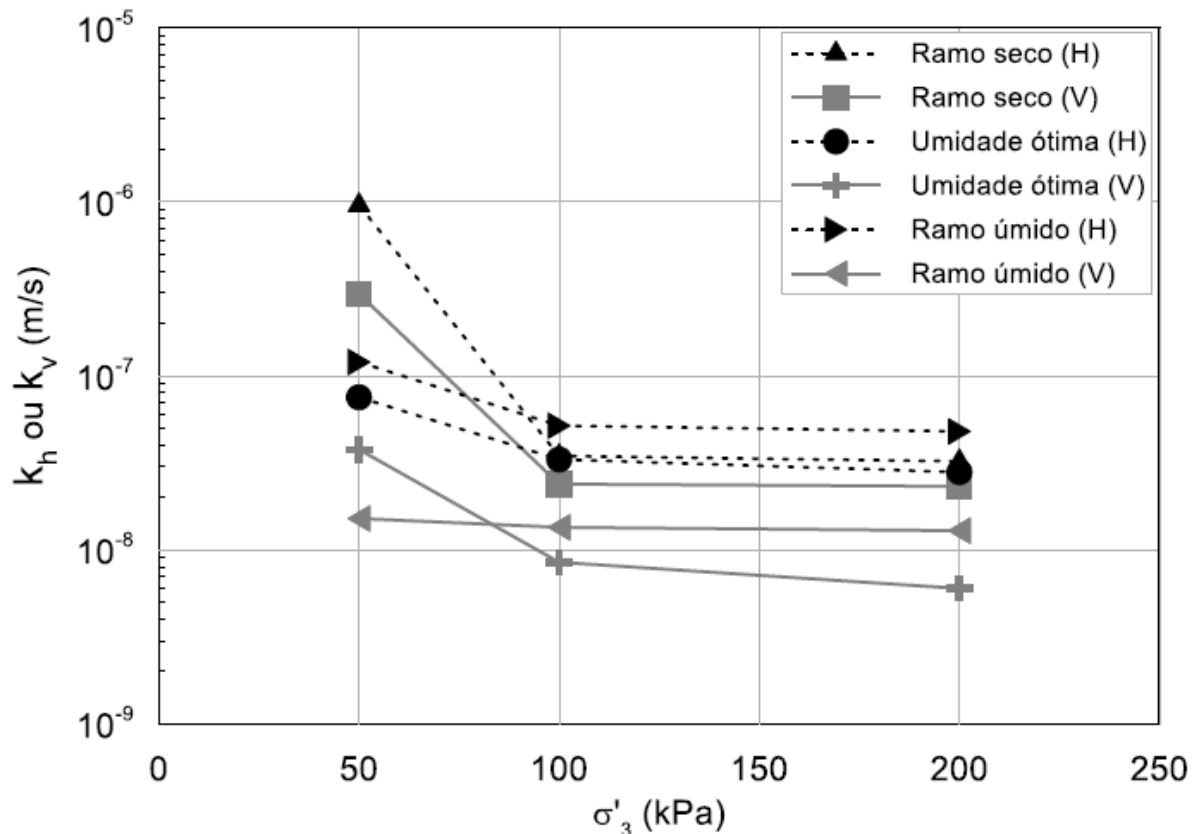
Fonte: Santos e Esquivel (2018).

Figura 2.29 é apresentado o efeito da tensão de confinamento na condutividade hidráulica dos corpos de prova analisados. Os resultados indicaram que os corpos de prova compactados no teor de umidade ótimo foram os que apresentaram menor condutividade hidráulica, exceto para a tensão de confinamento de 50 kPa. Esse comportamento pode ser explicado com base nos resultados da Figura 2.28, uma vez que solos com estruturas caracterizadas por menores dimensões dos poros entre as agregações apresentam menores valores de condutividade hidráulica.

Sendo assim, a condutividade hidráulica apresentada pelos corpos de prova está diretamente relacionada à estrutura inicial gerada durante o processo de preparação dos corpos de prova (BENSON; DANIEL, 1990; DELAGE et al., 1996; WATABE et al., 2000; ZHANG et al., 2018). No entanto, a estrutura gerada pelo processo de preparação dos corpos de prova

não deve ser considerada como uma característica permanente dos solos compactados, uma vez que a organização dos níveis estruturais do solo é modificada com a evolução de diferentes estágios seguidos em uma trajetória de tensões (ROMERO, 2013; DELLA VECCHIA et al., 2015).

Figura 2.29 – Influência da tensão de confinamento na condutividade hidráulica na direção vertical (V) e na direção horizontal (H).



Fonte: Santos e Esquivel (2018).

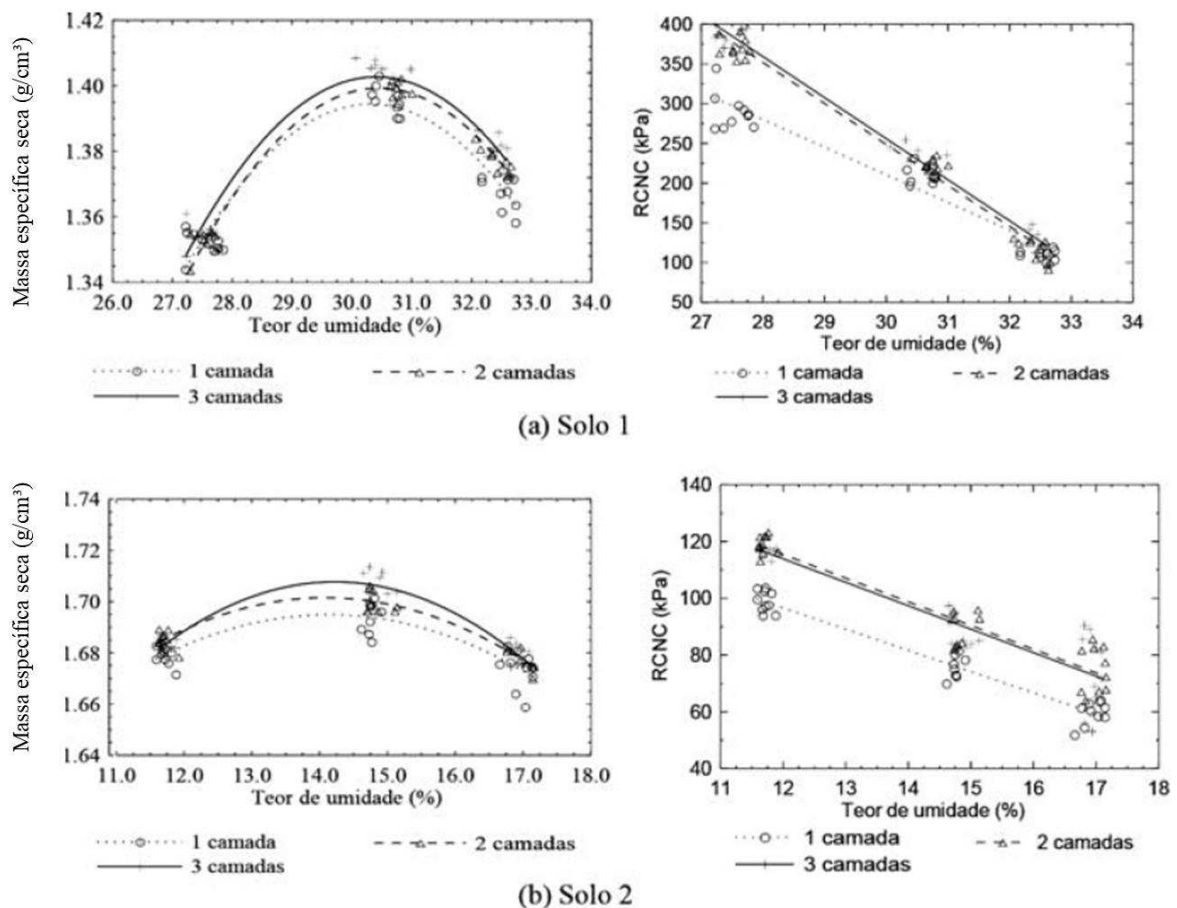
Além disso, na Figura 2.29, pode ser observado que o aumento da tensão de confinamento proporcionou a redução da condutividade hidráulica em todos os corpos de prova, independente da direção de talhagem. Para a tensão confinante de 200 kPa, a diminuição do índice de vazios durante a fase de consolidação não foi suficiente para causar reduções significativas na condutividade hidráulica. Esses resultados corroboram as observações apontadas por Shafiee (2008), segundo as quais elevadas tensões de confinamento não implicaram em reduções significativas na condutividade hidráulica do solo analisado.

Crispim et al. (2015) analisaram a influência do diâmetro e do número de camadas do corpo de prova nas curvas de compactação de laboratório e na resistência mecânica de dois solos residuais de gnaiss da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, respectivamente, de texturas

argilo-areno-siltosa (Solo 1) e areno-silto-argilosa (Solo 2). A resistência à compressão não confinada (RCNC) dos solos foi determinada empregando corpos de prova reconstituídos por compactação estática na umidade ótima (w_{ot}) e nos teores de umidade $w_{ot} + 3\%$ e $w_{ot} - 2\%$, na a energia de compactação do ensaio de Proctor Normal.

Com relação à influência do número de camadas do corpo de prova (Figura 2.30), tanto os valores de massa específica seca quanto de RCNC foram menores quando os solos foram compactados em uma camada, sendo esse comportamento mais evidente no Solo 2 (arenoso). No entanto, não foram encontradas diferenças significativas nos parâmetros analisados entre as compactações em duas e três camadas, para ambos os solos, podendo-se afirmar que a compactação em duas camadas leva a resultados semelhantes à compactação em três camadas.

Figura 2.30 – Influência do número de camadas do corpo de prova na curva de compactação e na RCNC: (a) Solo 1; (b) Solo 2.

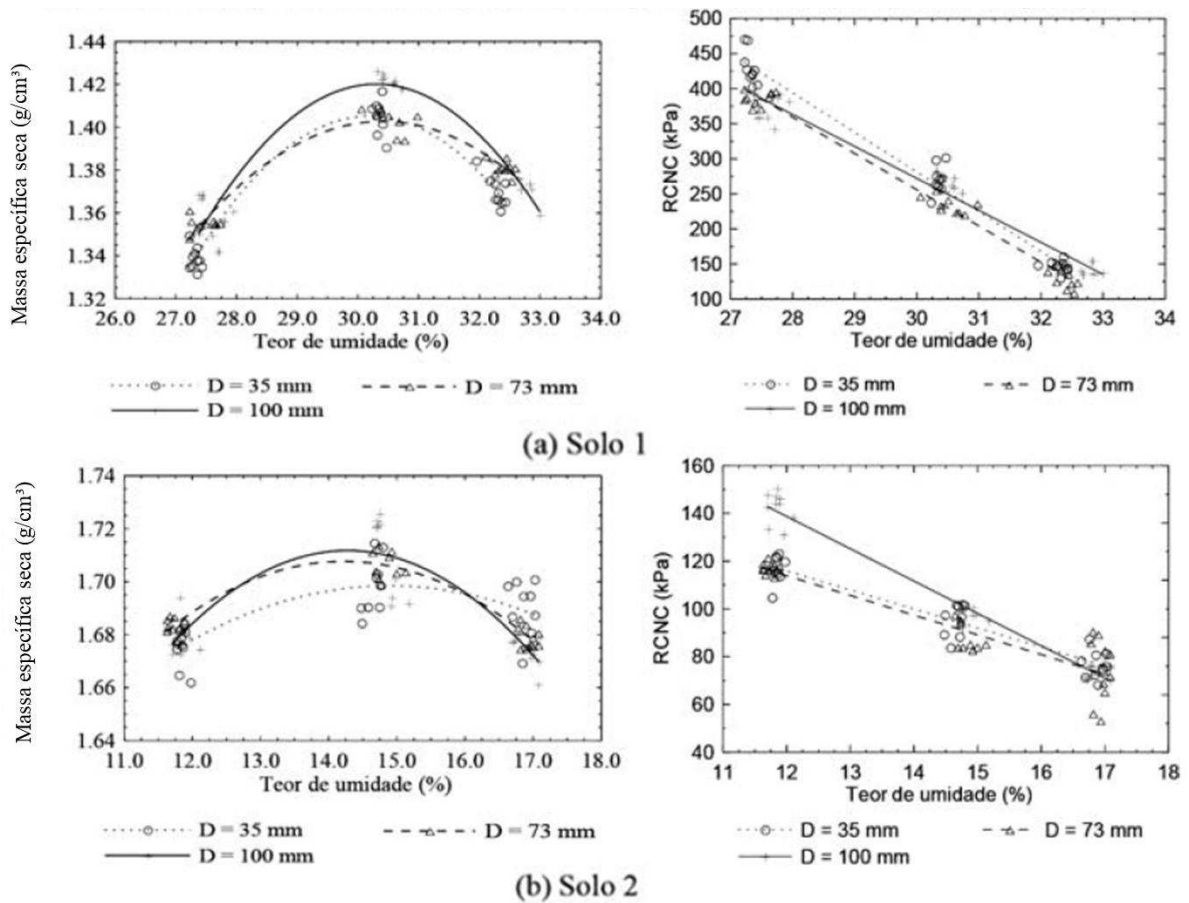


Fonte: Crispim et al. (2015).

Quando ao efeito do diâmetro do cilindro de compactação (Figura 2.31), é possível observar diferenças significativas na RCNC dos corpos de prova compactados no diâmetro de 100 mm e os demais (diâmetro de 73 mm e 35mm), notadamente para o Solo 2 (arenoso), no

ramo seco da curva de compactação. Para o Solo 1 (argiloso), tomando-se como referência o cilindro Proctor (100 mm), as maiores diferenças na RCNC foram no ramo seco da curva de compactação para o cilindro de 35 mm (aproximadamente 14% superior) e no teor de umidade ótimo da curva de compactação para o cilindro de 73 mm (aproximadamente 12% inferior).

Figura 2.31 – Influência do diâmetro do cilindro de compactação na curva de compactação e na RCNC: (a) Solo 1; (b) Solo 2.



Fonte: Crispim et al. (2015).

3 MATERIAL E MÉTODOS

A seguir, serão apontadas as particularidades referentes à coleta do material escolhido para esta pesquisa, e detalhados os procedimentos concernentes ao programa experimental executado. Primeiramente, foram realizados ensaios para a caracterização geotécnica, química e mineralógica do solo analisado.

Em seguida, foi realizado o ensaio de compactação para determinação dos parâmetros de reconstituição dos corpos de prova. Ressalta-se que ao longo deste documento será utilizado a sigla SC para os corpos de prova reconstituídos por compactação estática, DC para os corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e S para os corpos de prova reconstituídos por compressão de lama, através da consolidação unidimensional de uma porção solo, partindo-se do estado de lama.

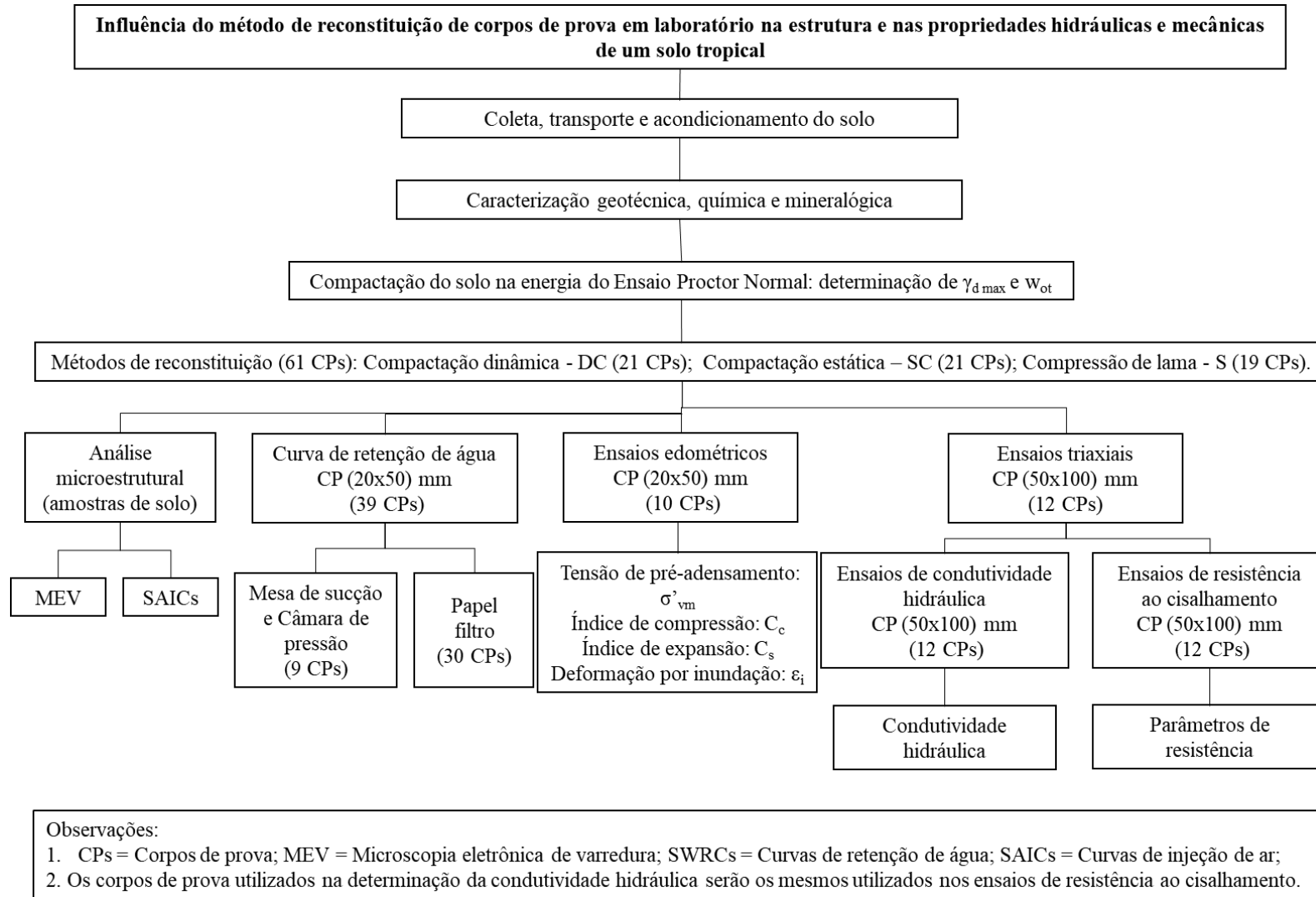
A análise da estrutura proveniente do processo de reconstituição dos corpos de prova foi realizada por meio da microscopia eletrônica de varredura (MEV) e da estimativa dos tamanhos dos poros proveniente da transformação das curvas de retenção de água em curvas de injeção de ar (SAICs). O comportamento hidráulico do material foi avaliado, também, por meio das curvas de retenção de água e de ensaios de condutividade hidráulica.

Por fim, para analisar o comportamento mecânico dos corpos de prova reconstituídos, foram realizados ensaios de compressão edométrica e ensaios de compressão triaxial.

Na Figura 3.1, é exibido um fluxograma que sintetiza os ensaios que foram executados, as dimensões e a quantidade de corpos de prova, bem como as propriedades ou parâmetros almejados dos ensaios.

As caracterizações química e mineralógica foram realizadas no Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa (UFV), assim como parte dos ensaios referentes à determinação das curvas de retenção de água. A microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi realizada no departamento de Física da UFV, e os demais ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da UFV.

Figura 3.1 – Fluxograma dos ensaios que foram realizados.



Fonte: O autor.

3.1 MATERIAL DE ANÁLISE

Esta pesquisa foi realizada com um solo residual maduro de gnaise, de ocorrência expressiva no território brasileiro e, em especial, na Zona da Mata Norte, Estado de Minas Gerais (MG), Brasil. Em termos pedológicos, ele é classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, com horizonte B latossólico de tonalidade avermelhada, aspecto poroso e granulometria argilo-areno-siltosa (RESENDE et al., 2007).

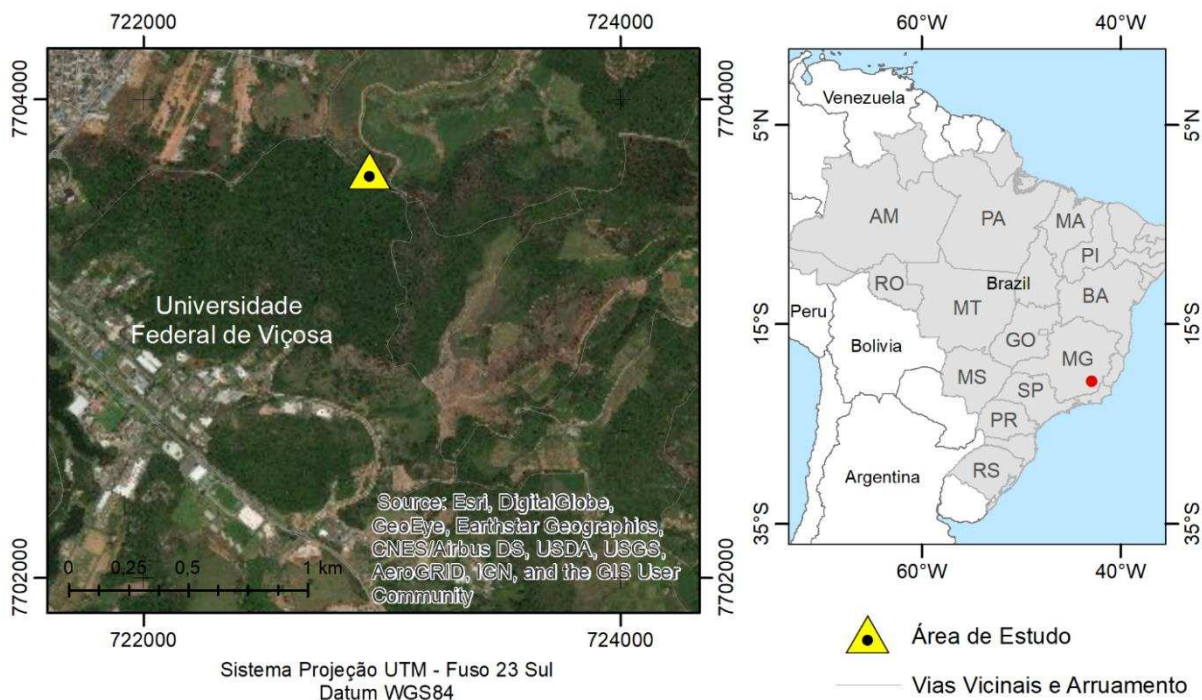
As amostras deformadas do solo foram coletadas no horizonte B de um talude de corte (Figura 3.2), em um local denominado de Alto dos Barbados, dentro do campus da Universidade Federal de Viçosa (UFV), no município de Viçosa - MG, com coordenadas geográficas de Latitude (20°45'8,9"S) e Longitude (42°51'30,1"W). Um mapa com referência ao local de coleta das amostras é representado na Figura 3.3. Após a coleta, as amostras foram adequadamente identificadas e acondicionadas para a realização dos procedimentos experimentais.

Figura 3.2 – Perfil de coleta das amostras de solo.



Fonte: O autor.

Figura 3.3 – Mapa de localização do perfil de coleta das amostras de solo.



Fonte: O autor.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 Ensaios de caracterização geotécnica, química e mineralógica

A caracterização geotécnica do solo foi realizada com base em ensaios regulamentados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que consistem em: análise granulométrica conjunta (ABNT, 2016a); limite de liquidez (ABNT, 2016b); limite de plasticidade (ABNT, 2016c); e massa específica real dos grãos (ABNT, 2016d).

As amostras de solo foram classificadas de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS – Unified Soil Classification System), descrito pela norma D2488-17e1 (ASTM, 2017), e com o sistema de classificação TRB (Transportation Research Board), descrito pela norma D3282-15 (ASTM, 2015).

A classificação geotécnica de solos tropicais pela metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), descrita na norma técnica DNER-CLA 259 (DNER, 1996), foi realizada a partir dos resultados dos ensaios de compactação dinâmica mini-MCV (DNER, 1994a) e de perda de massa por imersão em água (DNER, 1994b).

Com o intuito de ressaltar o efeito das agregações das partículas do solo analisado e avaliar a influência da ação do defloculante e da dispersão na distribuição granulométrica,

foram adotadas, para o ensaio da granulometria conjunta, diferentes metodologias para obtenção das curvas granulométricas, a saber:

- Curva A (com defloculante e com dispersão mecânica): obtida da maneira tradicional, mantendo a amostra de solo imersa e em repouso em uma solução com defloculante químico (hexametáfosfato de sódio) por um período de 24 horas, submetendo-a à dispersão mecânica e, por fim, agitação manual, previamente à fase de sedimentação;
- Curva B (com defloculante e com dispersão manual): obtida de maneira não tradicional, mantendo a amostra de solo imersa em uma solução com defloculante químico (hexametáfosfato de sódio) por 24 horas, submetendo-a à dispersão manual com bastão de vidro por 1 minuto e, por fim, agitação manual, previamente à fase de sedimentação;
- Curva C (com defloculante e sem dispersão): mantendo a amostra de solo imersa em uma solução com defloculante químico (hexametáfosfato de sódio), sem a ação da dispersão e, por fim, agitação manual, previamente à fase de sedimentação;
- Curva D (sem defloculante e com dispersão mecânica): mantendo a amostra de solo imersa em água, sem a presença do defloculante, submetendo-a à dispersão mecânica e, por fim, agitação manual, previamente à fase de sedimentação;
- Curva E (sem defloculante e com dispersão manual): obtida de maneira semelhante à Curva D, substituindo a dispersão mecânica pela dispersão manual; e
- Curva F (sem defloculante e sem dispersão): mantendo a amostra de solo imersa em água, sem defloculante químico e sem a ação da dispersão, com agitação manual anteriormente à fase de sedimentação.

A escolha da dispersão manual é justificada por ser a que melhor representa a maneira com a qual os corpos de prova foram reconstituídos partindo-se da consistência de lama. Os detalhes dos processos envolvidos durante a reconstituição dos corpos de prova através dessa técnica serão detalhados na próxima seção, referente à reconstituição dos corpos de prova.

A caracterização química dos solos foi realizada com base nos procedimentos regulamentados pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2017). Para a realização dos ensaios, os solos foram previamente secos ao ar e passados na peneira N° 10 (2,0 mm).

A caracterização química do solo analisado compreendeu a determinação do pH em água e em cloreto de potássio (KCl) e na determinação da capacidade de troca catiônica (CEC), que consiste na quantidade total de cátions retidos à superfície do material analisado em condição permutável ($\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + \text{K}^+ + \text{Na}^+ + \text{H}^+ + \text{Al}^{3+}$). A CEC normalmente é expressa em miliequivalentes por 100 g (meq/100g).

Outra propriedade química relevante para a caracterização dos solos tropicais é o parâmetro ΔpH , definido pela diferença do pH em KCl e em água. Esse parâmetro indica o grau de intemperismo sofrido pelo solo: um valor positivo de ΔpH indica a predominância de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio como gibbsita, goethita e hematita; um valor negativo indica a predominância de argilominerais como a caulinita (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

A análise mineralógica foi realizada por meio da difratometria de Raios-X (XRD) em amostras nas frações argila (< 0,002 mm), silte (0,002 – 0,060 mm) e areia (> 0,060 mm) do solo analisado (EMBRAPA, 2017). O princípio dessa técnica tem como base a natureza regular das redes cristalinas dos minerais, conjugada com a propriedade dos raios-X de se difratarem em fase, sem alteração do comprimento de onda (λ), após incidirem sobre os planos cristalinos conforme um ângulo específico (θ).

As análises de raios-X foram conduzidas com difratômetro multifuncional *X'Pert Pro PW 3040/60*, tubo de raios-X cerâmico, foco fino longo, equipado com anodo de cobalto, 1800W, 60kV (radiação $\text{Co-K}\alpha$, $\gamma = 1,79026 \text{ \AA}$), operado com uma diferença de potencial de 40 kV e uma corrente elétrica de 30 mA, detetor de estado sólido X'Celerator. As amostras em pó foram acondicionadas em porta-amostras de modo a provocar o mínimo de orientação possível. As varreduras foram realizadas no modo passo a passo em intervalo de 3° a $70^\circ 2\theta$ com $0,05^\circ$ de incremento e 2 segundos de contagem de tempo em cada passo.

3.2.2 Ensaio de compactação e reconstituição dos corpos de prova

Com o intuito de avaliar a influência de diferentes métodos de reconstituição na estrutura e nos comportamentos hidráulico e mecânico de corpos de prova preparados em laboratório, foram adotados os processos de reconstituição por compactação dinâmica e estática com os parâmetros do ponto ótimo, teor de umidade ótimo (w_{ot}) e peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$), da curva de compactação do solo analisado obtida na energia do ensaio de Proctor Normal (ABNT, 2016e). A reprodução do ponto de ótimo da curva de compactação na energia do ensaio de Proctor Normal é justificada pelo fato de que esse é o alvo da grande maioria das obras de

terra. Na Figura 3.4, são representados os equipamentos utilizados e os processos seguidos durante a compactação dos corpos de prova para a obtenção da curva de compactação.

Figura 3.4 – Ensaio de compactação de Proctor Normal: (a) equipamentos utilizados; (b) deposição do solo para compactação da camada; (c) execução da compactação; (d) conferência da altura da camada; (e) escarificação; (f) extração do corpo de prova; (g) corpo de prova extraído.

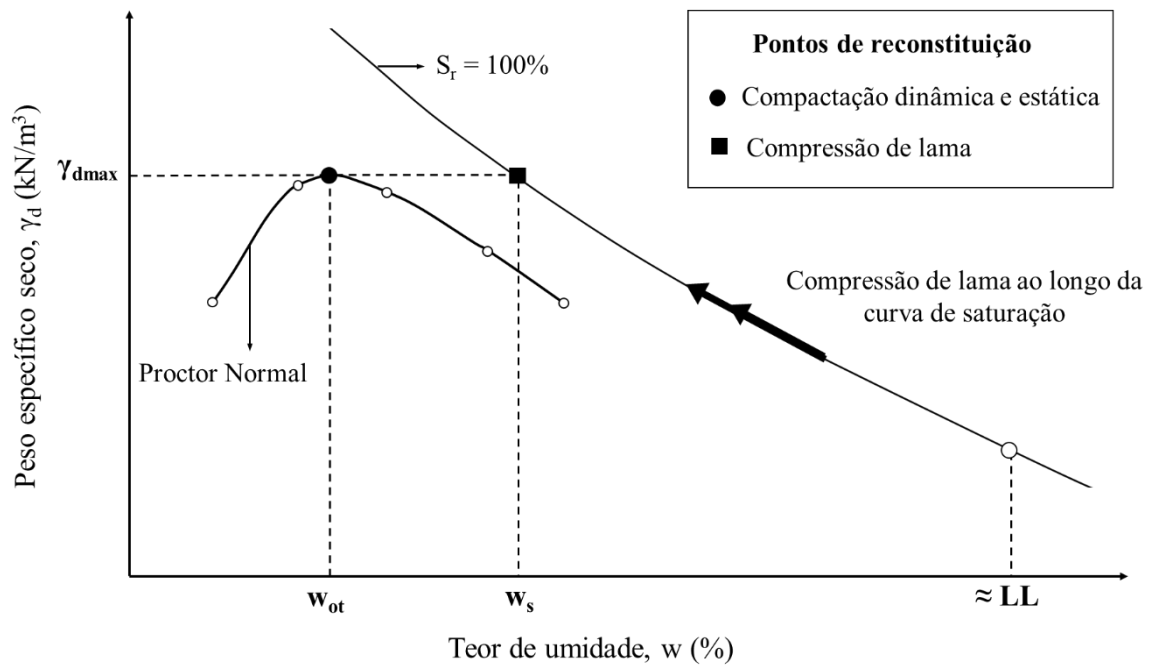


Fonte: O autor.

Uma terceira técnica de reconstituição de corpos de prova, reconstituição por compressão de lama, através da consolidação unidimensional de uma porção de solo, partindo-se do teor de umidade próximo ao limite de liquidez (LL), foi utilizada para produzir corpos de prova com o mesmo índice de vazios (e) dos corpos de prova preparados por compactação dinâmica e estática.

Dessa maneira, os corpos de prova preparados por compressão de lama foram reconstituídos com o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ da curva de compactação obtida na energia do ensaio de Proctor Normal e um valor de teor de umidade (w_s) que resultasse em um ponto situado sobre a curva de saturação do solo (Figura 3.5). Portanto, objetivou-se nessa pesquisa a obtenção de corpos de prova em condições de mesmo índice de vazios, porém distintos graus de saturação iniciais e estruturas diferenciadas em consequência dos teores de umidade e processos de reconstituição adotados.

Figura 3.5 – Representação dos parâmetros de reconstituição dos corpos de prova.



Fonte: O autor.

Após definidos os parâmetros de reconstituição, os corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e estática foram compactados em um molde cilíndrico com dimensões de, aproximadamente, 50 mm de diâmetro e 127 mm de altura (Figura 3.6a). Para esse molde cilíndrico, foi desenvolvido um colarinho de 30 mm de altura que permite a inclusão de um anel metálico nas dimensões dos ensaios de compressão edométrica (Figura 3.6b à d), cujos detalhes da moldagem serão retomados posteriormente.

Figura 3.6 – Compactação estática e dinâmica: (a) molde cilíndrico; (b) anel edométrico e colarinho; (c) inclusão do anel edométrico ao colarinho; (d) acoplamento do colarinho com o anel edométrico ao molde.

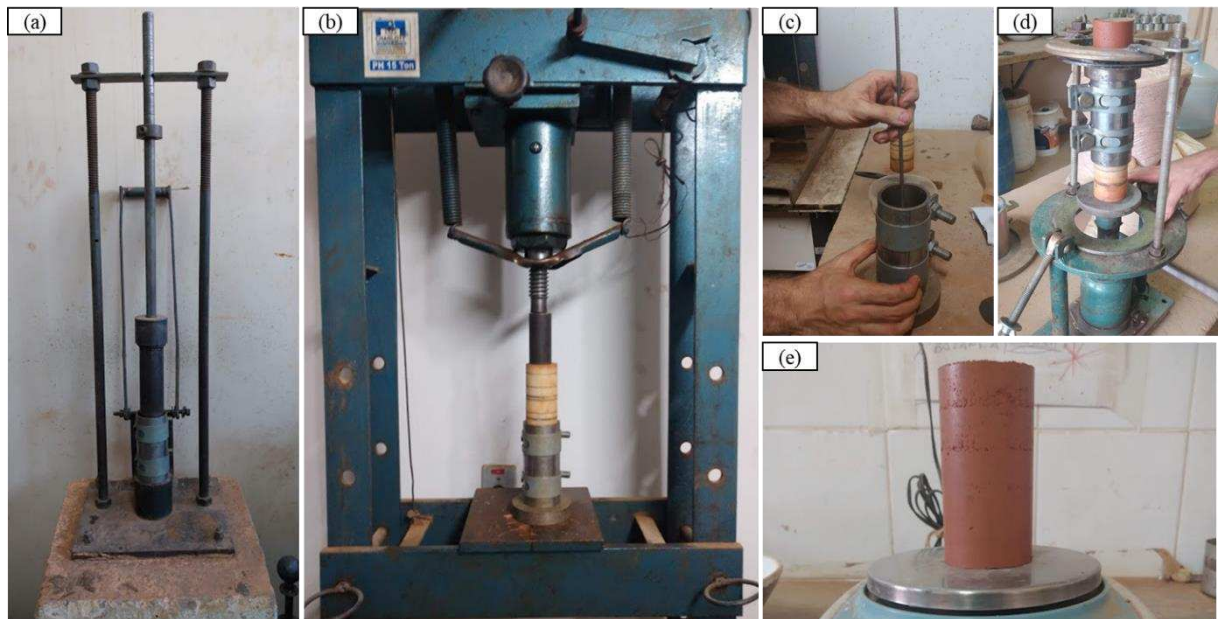


Fonte: O autor.

Os corpos de prova nas dimensões de 50 x 100 mm foram compactados em 5 camadas. Para isso, foram ajustadas a quantidade de massa úmida necessária para cada camada e a altura de cada camada compactada. Dessa forma, a moldagem dos corpos de prova por compactação dinâmica e estática foi realizada da seguinte forma:

- 1) secagem prévia ao ar e obtenção da umidade higroscópica do solo;
- 2) adição da quantidade de água necessária à uma porção de solo para obtenção do teor de umidade alvo;
- 3) acondicionamento do solo úmido em saco plástico, com posterior repouso em câmara úmida por um período não inferior a 48 horas;
- 4) acondicionamento em recipientes plásticos fechados de uma porção de solo úmido correspondente ao necessário para a compactação de cada camada. Esse procedimento foi realizado em um ambiente com controle de umidade, visando a redução da evaporação da água adicionada no item 2;
- 5) lubrificação do molde cilíndrico com vaselina seguido da deposição do solo referente à camada a ser compactada;
- 6) compactação das camadas de solo com a devida técnica de reconstituição no molde cilíndrico (Figura 3.7a e b). Com o intuito de diminuir o efeito do gradiente de peso específico seco durante a reconstituição por compactação dinâmica, após a compactação da terceira camada, o molde cilíndrico foi rotacionado e procedeu-se com a compactação pela extremidade oposta.
- 7) escurificação da camada compactada (Figura 3.7c); e
- 8) remoção dos corpos de prova do molde cilíndrico com o auxílio de um extrator mecânico (Figura 3.7d).

Figura 3.7 – Reconstituição de corpos de prova: (a) compactação dinâmica; (b) compactação estática; (c) escarificação; (d) extração do corpo de prova; (e) corpo de prova reconstituído (50 x 100 mm).



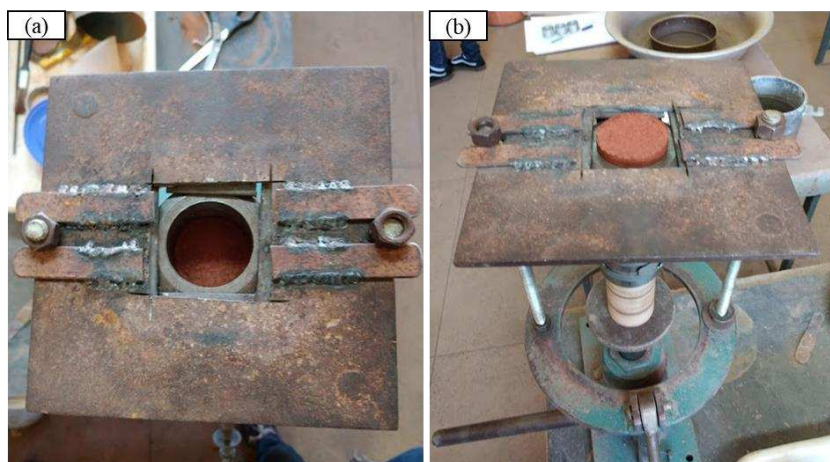
Fonte: O autor

Dessa maneira, foram obtidos corpos de prova nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica e compressão triaxial. As dimensões dos corpos de prova foram escolhidas de forma a atender a relação altura/diâmetro (2,0 a 2,5) estabelecida na norma D4767-11 (ASTM, 2011a).

Para os ensaios de compressão edométrica, corpos de prova nas dimensões de 50 x 100 mm (diâmetro e altura), obtidos como descrito, foram talhados em anéis metálicos de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura, os quais eram acoplados internamente ao colarinho do molde cilíndrico, como representado na Figura 3.6.

Inicialmente, para a moldagem desses corpos de prova, procedeu-se com a extração do solo compactado, com o colarinho acoplado (Figura 3.8a), até que se obtivesse, aproximadamente, 1 cm de solo extraído para a determinação do teor de umidade (Figura 3.8b). Nessa etapa, o solo era cravado internamente ao anel metálico.

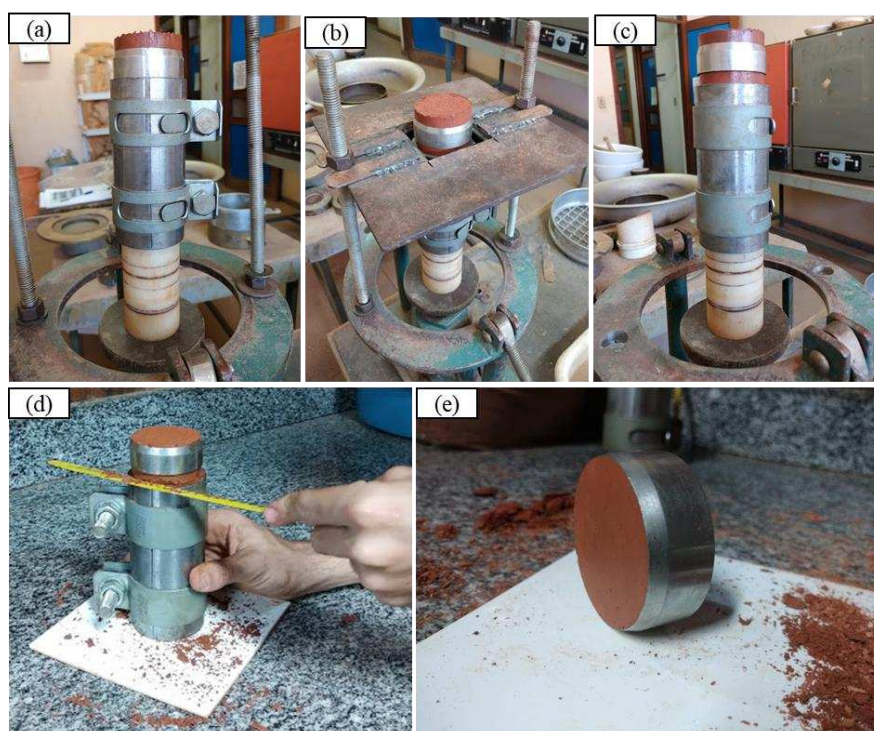
Figura 3.8 – Moldagem de corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica: (a) colarinho acoplado; (b) extração parcial do corpo de prova.



Fonte: O autor.

Em seguida, o colarinho era removido (Figura 3.9a) e prosseguia-se com a extração do corpo de prova até que fosse possível cortar a porção de solo confinada ao anel (Figura 3.9b à d). Finalmente, o solo foi rasado junto às extremidades superior e inferior do anel metálico, resultando em corpos de prova nas dimensões determinadas para a realização dos ensaios de compressão edométrica (Figura 3.9e).

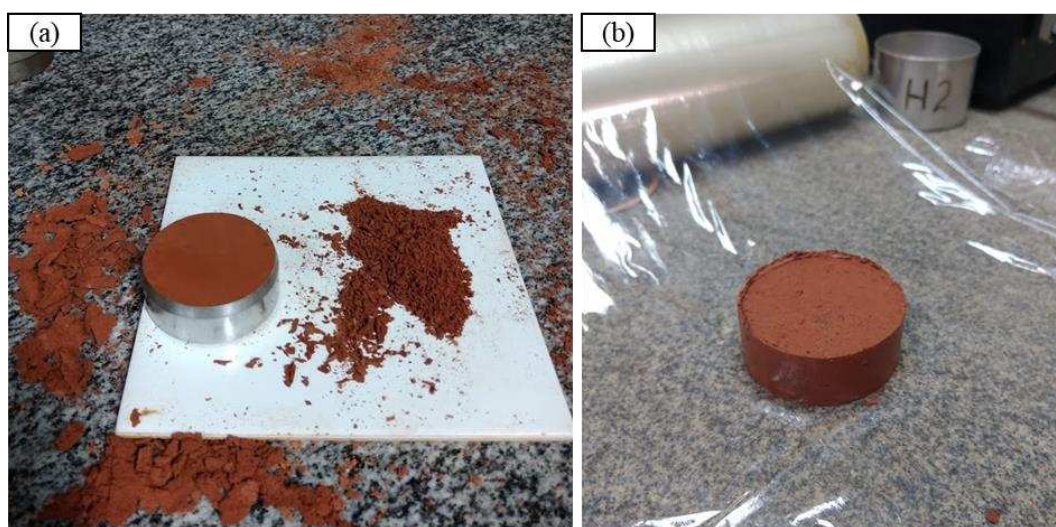
Figura 3.9 – Talhagem de corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica: (a) remoção do colarinho; (b) extração do corpo de prova; (c) definição da altura de corte; (d) remoção da porção de solo confinada; (e) corpo de prova preparado para o ensaio.



Fonte: O autor.

Para a determinação das curvas de retenção de água (SWRCs), os corpos de prova reconstituídos por compactação estática ou dinâmica foram moldados nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura, em uma camada, de maneira semelhante àquela descrita para os corpos de prova nas dimensões de 50 x 100 mm. Para as técnicas da mesa de sucção e da câmara de pressão (translação de eixos), os corpos de prova foram talhados em anéis metálicos (Figura 3.10a). No entanto, para a técnica do papel filtro, foram utilizados corpos de prova sem confinamento lateral (Figura 3.10b).

Figura 3.10 – Corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e estática para a determinação das SWRCs: (a) com anel metálico; (b) sem confinamento lateral.



Fonte: O autor.

Os corpos de prova reconstituídos por compressão de lama foram preparados partindo-se de uma porção de solo com teor de umidade próximo ao limite de liquidez (LL), que foi comprimida em um molde cilíndrico até atingir o mesmo peso específico seco (γ_d) dos corpos de prova preparados pelas outras técnicas de reconstituição. Para atingir o mesmo valor de γ_d das demais técnicas de preparação dos corpos de prova, foi realizado o controle da massa de solo seco.

As lamas foram preparadas por dispersão manual, com auxílio de uma espátula, misturando-se a porção de solo com água em um recipiente de porcelana, por 1 minuto. A representação desse procedimento está ilustrada na Figura 3.11.

Figura 3.11 – Preparação da mistura na consistência de lama para a reconstituição por compressão de lama.



Fonte: O autor.

Para viabilizar a preparação dos corpos de prova nas dimensões determinadas para os ensaios de compressão triaxial e condutividade hidráulica (50 x 100 mm), utilizando-se da técnica de reconstituição edométrica, foi desenvolvido um cilindro bipartido de material poroso e um sistema de reação para a compressão da porção de solo no estado de lama. A escolha de um cilindro de paredes e base drenantes visa acelerar o processo de adensamento experimentado pela porção de solo comprimida, uma vez que o fluxo de saída de água é permitido em todas as direções.

O cilindro bipartido foi confeccionado com diâmetro interno de, aproximadamente, 50 mm e 300 mm de altura. Essa última dimensão provou-se satisfatória para acomodação inicial da porção de solo no estado de lama. Para evitar o carreamento das partículas durante o processo de reconstituição, foram adicionadas às paredes do molde duas folhas de papel filtro, devidamente ajustadas com o auxílio de um cilindro de PVC, que eram, então, acopladas e mantidas presas por um conjunto de braçadeiras. Também foram confeccionados uma base para o molde e um pistão para o carregamento com ponta porosa, todos com o mesmo material das paredes do molde. À base e à ponta porosa, foram dispostos dois discos de papel filtro, também com a função de proteção contra a perda de material.

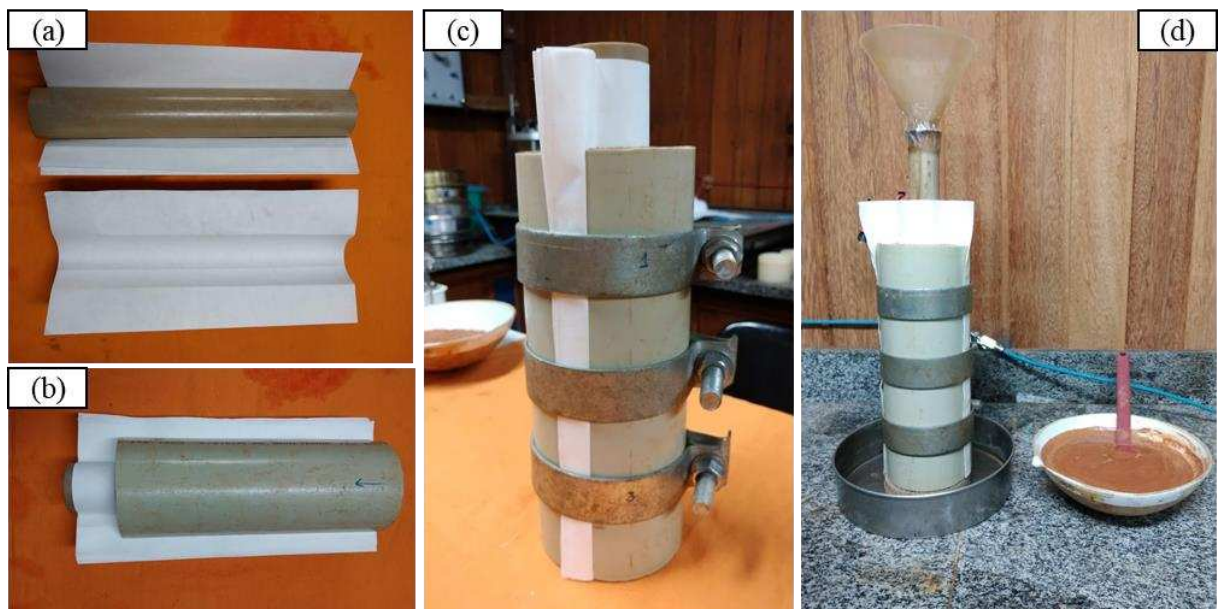
Os dispositivos mencionados estão representados na Figura 3.12 e os procedimentos realizados são ilustrados na Figura 3.13.

Figura 3.12 – Cilindro de paredes drenantes e dispositivos auxiliares para a reconstituição de corpos de prova por compressão de lama nas dimensões 50 x 100 mm.



Fonte: O autor.

Figura 3.13 – Preparação para a reconstituição por compressão de lama: (a) e (b): disposição do papel filtro lateral; (c) fixação das braçadeiras; (d) molde preparado para o recebimento da lama.

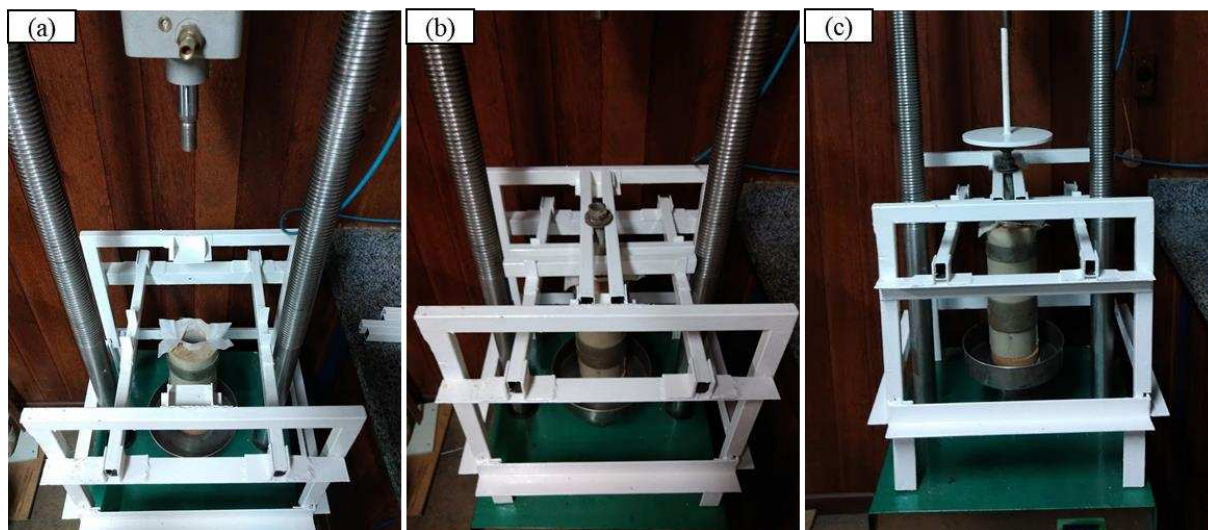


Fonte: O autor.

O sistema de compressão consiste de uma estrutura metálica, onde o cilindro poroso era centralizado e a verticalidade do pistão era garantida por um sistema de barras intertravadas

(Figura 3.14a e b). Ao pistão, era acoplado um disco para a disposição das cargas iniciais (Figura 3.14c). Em seguida, a compressão era continuada com o auxílio de um cilindro pneumático e um sistema de compressão de ar.

Figura 3.14 – Sistema de compressão de lama: (a) centralização do molde; (b) travamento do pistão; (c) acoplamento do disco para a disposição das cargas iniciais.



Fonte: O autor.

Os carregamentos foram realizados em estágios, com continuidade do carregamento após a estabilização das deformações por adensamento resultantes do carregamento anterior, obtidas com um medidor de deslocamento. Na Figura 3.15, são apresentados a visão geral do sistema de compressão de lama e os detalhes referentes ao sistema de compressão de ar e à medição dos deslocamentos.

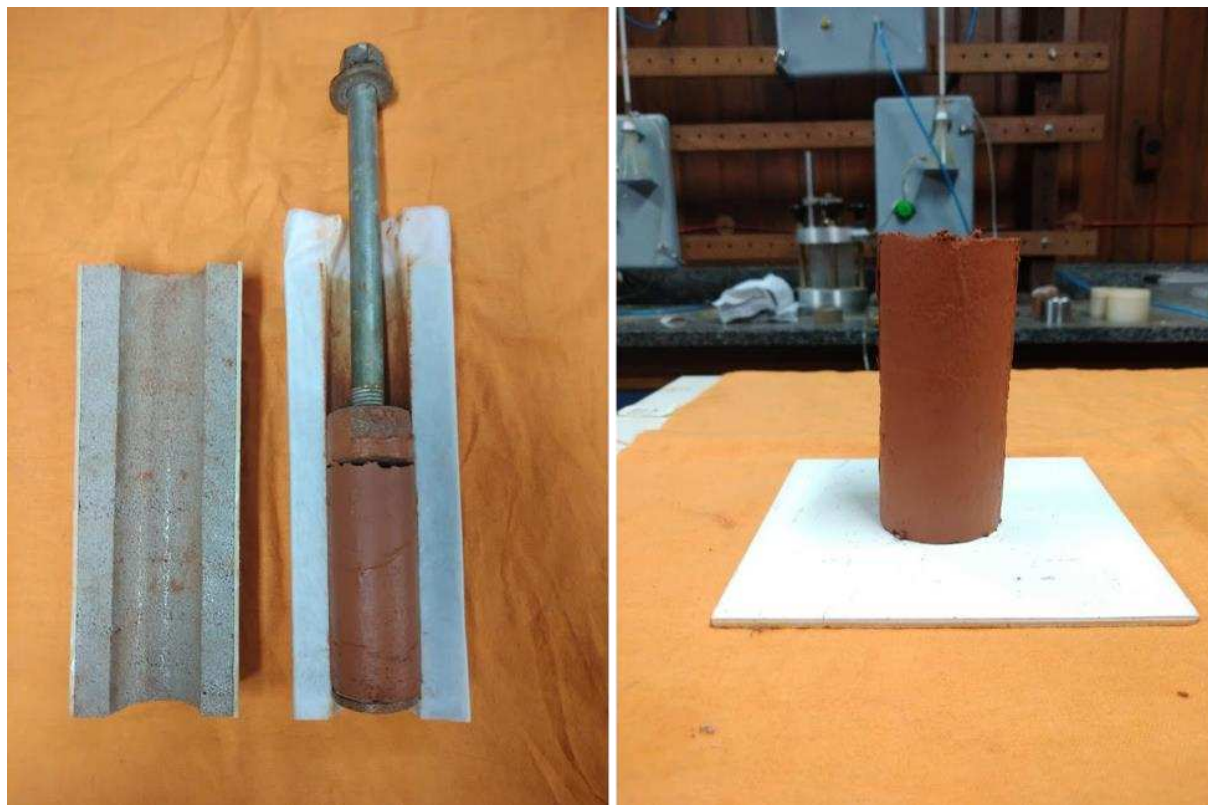
Figura 3.15 – Sistema de compressão de lama: (a) visão geral; (b) detalhe do medidor de deslocamento; (c) detalhe do painel de controle do sistema de ar comprimido.



Fonte: A autor.

Os corpos de prova foram reconstituídos com 50 mm de diâmetro e 110 mm de altura, de modo que fosse possível talhar parte do solo para a determinação do teor de umidade, resultando em corpos de prova que atendessem a relação de altura/diâmetro de 2,0 a 2,5. Na Figura 3.16, pode ser visualizado um dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama.

Figura 3.16 – Corpo de prova reconstituído por compressão de lama no molde de paredes drenantes.



Fonte: O autor.

Para os ensaios de compressão edométrica e para a determinação das SWRCs, os corpos de prova foram reconstituídos no mesmo cilindro utilizado para a reconstituição por compactação dinâmica e estática.

Foi utilizado uma base perfurada juntamente com uma pedra porosa para que a drenagem também fosse possível pela base. Para proteção contra o carreamento das partículas foram colocados discos de papel filtro em ambas as extremidades. Na Figura 3.17, encontram-se os materiais para a confecção da lama e os equipamentos utilizados durante a reconstituição.

Figura 3.17 – Reconstituição por compressão de lama de corpos de prova nas dimensões (50 x 20 mm): materiais e equipamentos auxiliares.

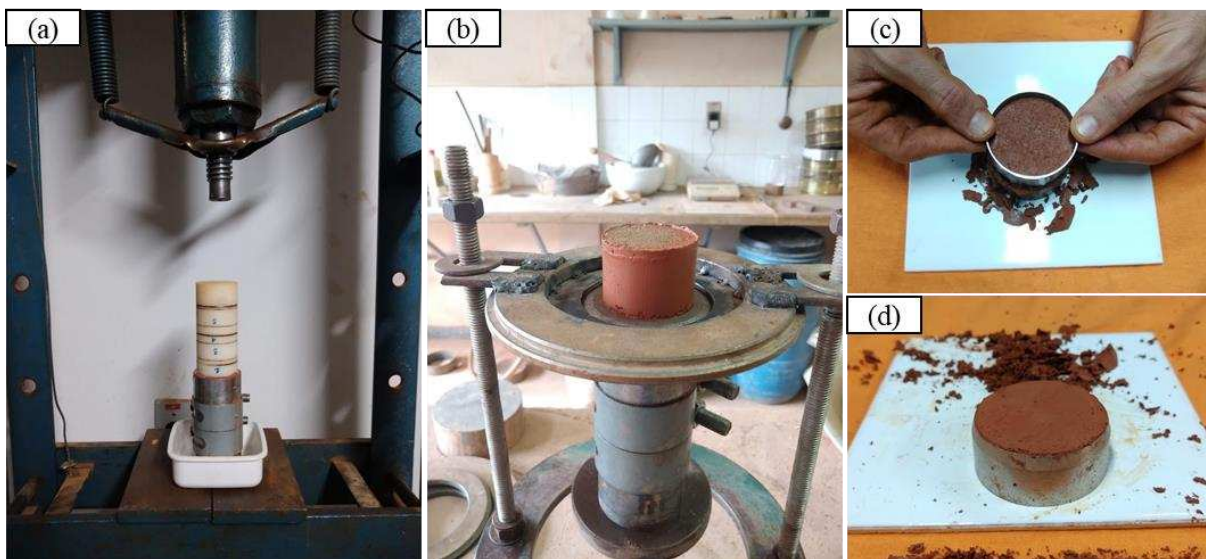


Fonte: O autor.

A compressão de lama foi executada na mesma prensa em que foram realizadas as reconstituições por compactação estática. Os corpos de prova foram, inicialmente, reconstituídos com 28 mm de altura. Posteriormente, foram cravados anéis metálicos e os corpos de prova talhados nas dimensões determinadas para os ensaios, com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O solo remanescente da talhagem era utilizado para a determinação do teor de umidade. Os corpos de prova foram reconstituídos em anéis metálicos e sem confinamento lateral, de maneira análoga aos corpos de prova reconstituídos por compactação estática e dinâmica.

Na Figura 3.18, podem ser visualizados a prensa para a reconstituição, o sistema de extração mecânica dos corpos de prova, a talhagem e os corpos de prova reconstituídos.

Figura 3.18 - Reconstituição por compressão de lama de corpos de prova nas dimensões de 50 x 20 mm: (a) prensa para a reconstituição; (b) extração mecânica; (c) talhagem; (d) corpos de prova reconstituídos.



Fonte: O autor.

3.2.3 Investigação microestrutural

Após a reconstituição dos corpos de prova pelos diferentes métodos apresentados, foram utilizadas duas técnicas complementares para a investigação da microestrutura do solo: observações qualitativas da estrutura do solo através da microscopia eletrônica de varredura (MEV) e descrições quantitativas da morfologia do meio poroso pela curva de distribuição do tamanho dos poros (PSD) obtida através da transformação das curvas de retenção de água (SWRCs) nas curvas de injeção de ar (SAIC).

A MEV foi realizada no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Física da Universidade Federal de Viçosa. O microscópio utilizado foi um JEOL, modelo JSM-6010LA.

A preparação das amostras para as observações através da MEV foi realizada em diferentes etapas, iniciando-se com a quebra manual dos corpos de prova reconstituídos. Posteriormente, essas amostras foram secas ao ar e, após o processo de desidratação, foram cobertas por uma camada ultrafina de material eletricamente condutivo (ouro). Esse procedimento, chamado de metalização, é feito para prevenir a acumulação de campos elétricos estáticos no espécime devido a irradiação elétrica durante a produção das imagens.

Foram utilizados aumentos que compreenderam o intervalo de 100 a 15000 vezes. Para pequenas ampliações (100 a 400 vezes) buscou-se observar, predominantemente, a

macroporosidade e para maiores ampliações (10000 e 15000 vezes), visualizar os microporos do solo. Com ampliações de 1000 e 5000 vezes, almejou-se observar áreas de transição da macroporosidade para a microporosidade, podendo ser considerada como áreas de mesoporos.

A distribuição do tamanho dos poros (PSD) dos corpos de prova foi obtida, como mencionado anteriormente, a partir das curvas de injeção de ar (SAICs), que por sua vez, são provenientes das curvas de retenção de água (SWRCs). Os procedimentos que permitiram essa análise quantitativa da morfologia do meio poroso serão detalhados na próxima seção.

3.2.4 Curvas de retenção de água e de injeção de ar

Em função da faixa de sucção que melhor se enquadra em cada técnica, foi utilizada a mesa de sucção (funil de pedra porosa), para sucções que compreendem o intervalo 1 a 10 kPa, e a técnica da câmara de pressão (técnica de translação de eixos), para sucções de 20 a 1500 kPa (EMBRAPA, 2017). Para sucções superiores a 1500 kPa foi utilizada a técnica de papel filtro, baseando-se nos procedimentos descritos na norma técnica D5298-16 (ASTM, 2016a). As SWRCs foram obtidas utilizando corpos de prova moldados nas dimensões de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura, conforme descrito na seção 3.2.2

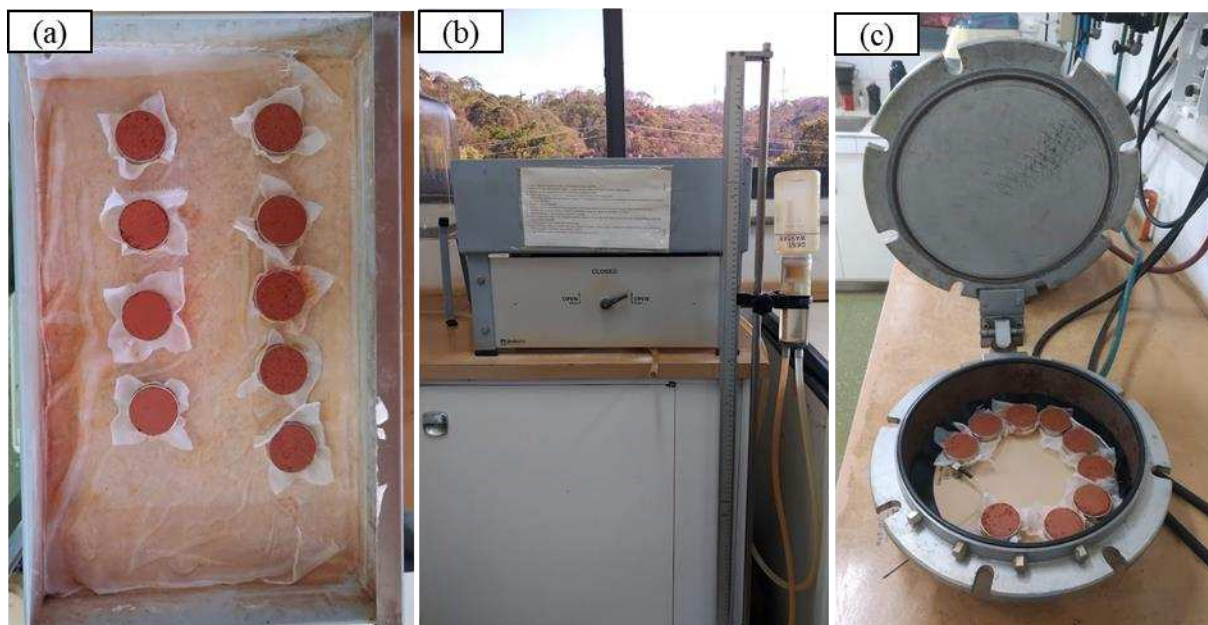
Para a determinação das curvas de retenção pela técnica da mesa de sucção e câmara de pressão, foram utilizados 9 corpos de prova (3 corpos de prova para cada modalidade de reconstituição), moldados em anéis metálicos (Figura 3.19). Os mesmos corpos de prova preparados para a técnica da mesa de sucção (Figura 3.20a e b) foram utilizados na técnica da câmara de pressão (Figura 3.20c). As curvas de retenção para valores de sucção de até 1500 kPa foram obtidas por trajetória de secagem, a partir de corpos de prova saturados por capilaridade. Foi utilizado discos de papel filtro e uma tela de proteção, na base do corpo de prova, para evitar a perda de material durante o processo de saturação e execução do ensaio.

Figura 3.19 – Corpos de prova para a determinação das SWRCs pela técnica da mesa de sucção e câmara de pressão (translação de eixos).



Fonte: O autor.

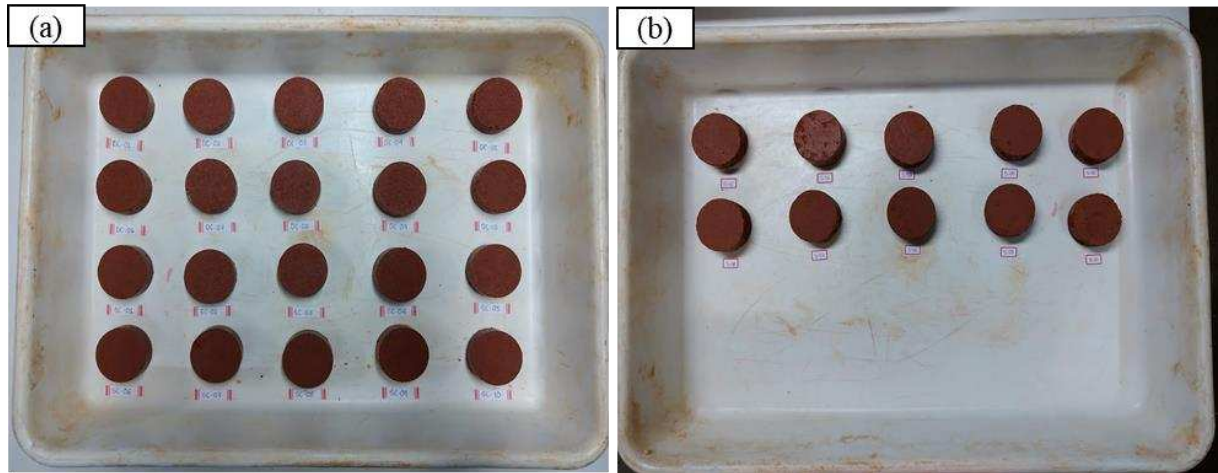
Figura 3.20 – Determinação das SWRCs para valores de sucção de até 1500 kPa: (a) e (b) mesa de sucção; (c) câmara de pressão.



Fonte: O autor.

Já, para sucções superiores a 1500 kPa, pela técnica de papel filtro, foram utilizados 10 corpos para cada modalidade de sucção, sem confinamento lateral. Para a aplicação do método do papel filtro, foram, então, preparados 30 corpos de prova, com teor de umidade conhecido e a partir dele, os corpos de prova foram secos ao ar (Figura 3.21).

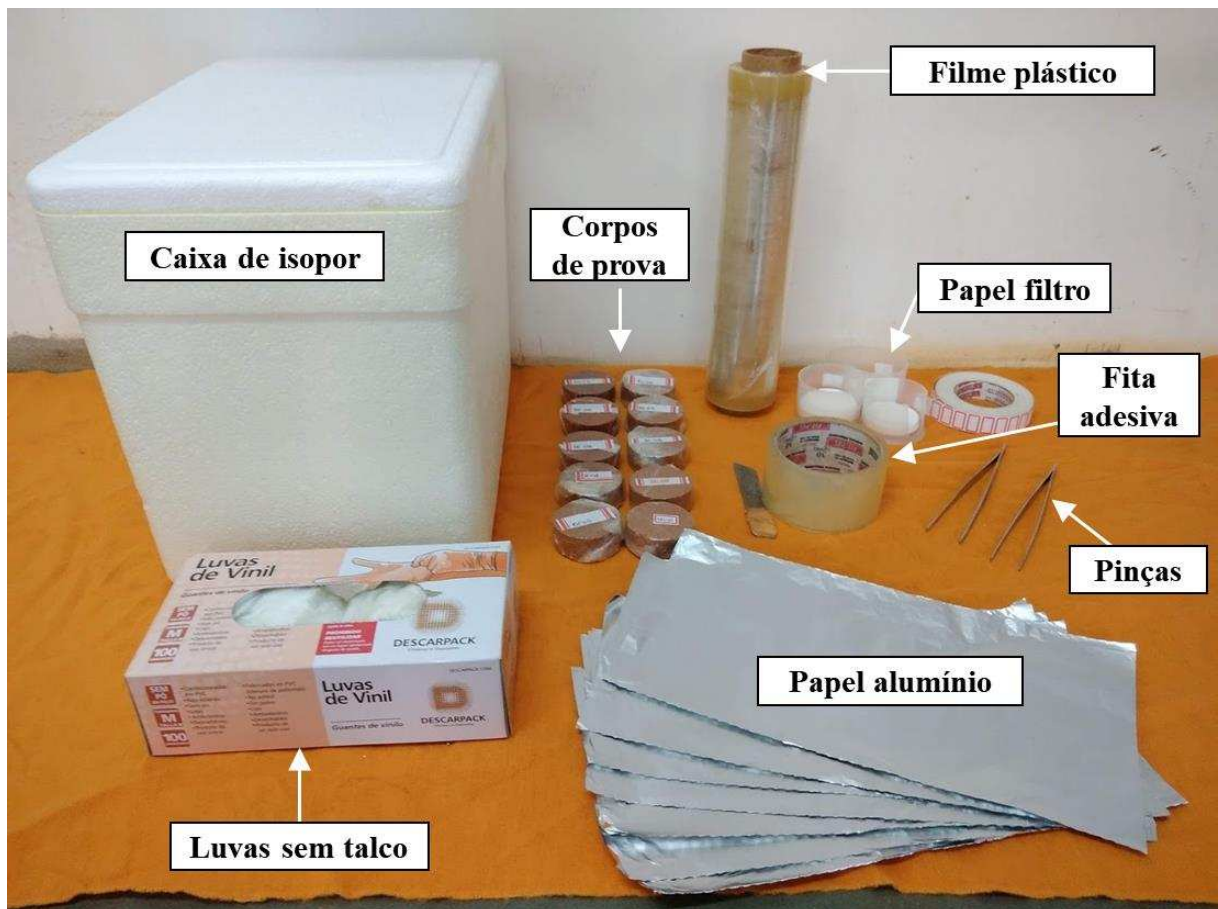
Figura 3.21 – Corpos de prova para a determinação das SWRCs pela técnica do papel filtro:
(a) compactação dinâmica e estática; (b) compressão de lama.



Fonte: O autor.

Os materiais utilizados para realização do ensaio pela técnica do papel filtro estão apresentados na Figura 3.22.

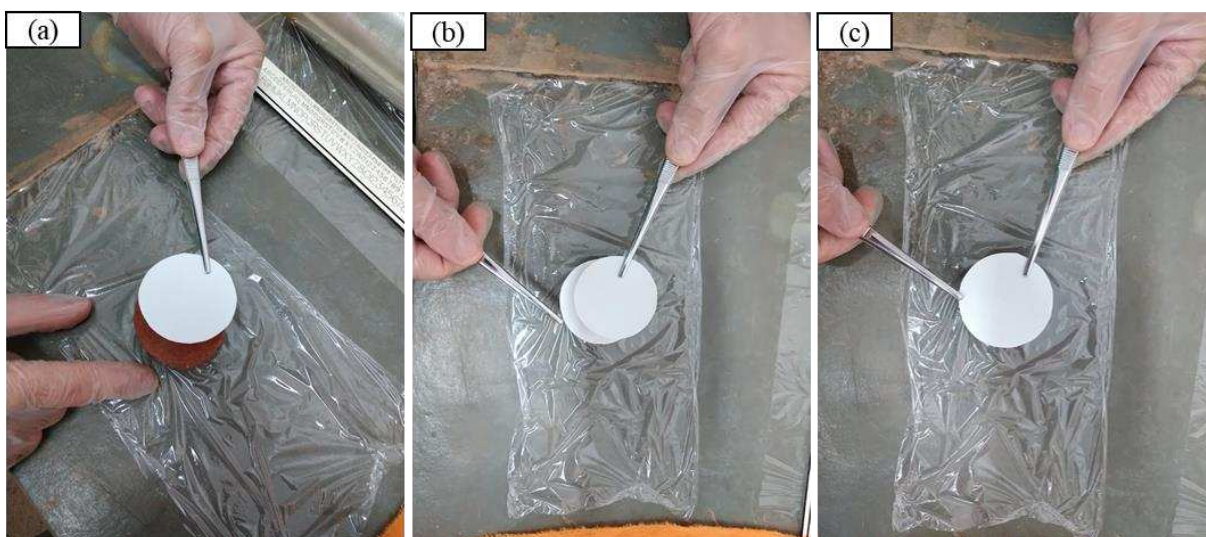
Figura 3.22 – Materiais para a determinação da SWRC pela técnica do papel filtro.



Fonte: O autor.

Após os corpos de prova atingirem as condições almeçadas por controle de massa, foram colocados três papéis filtro, sendo o primeiro em contato direto com o solo, um intermediário, de diâmetro ligeiramente inferior (para medir a sucção matricial) e um terceiro, do mesmo diâmetro que o primeiro, colocado sobre o papel filtro intermediário (Figura 3.23). Os papéis filtro externos possuem a função de proteger aquele utilizado para a medição da sucção e a diferença de diâmetro entre eles facilita a captura do papel filtro intermediário com o auxílio das pinças, ao final da etapa de equilíbrio. O papel filtro utilizado foi o Whitman N° 42, seco ao ar (direto da caixa).

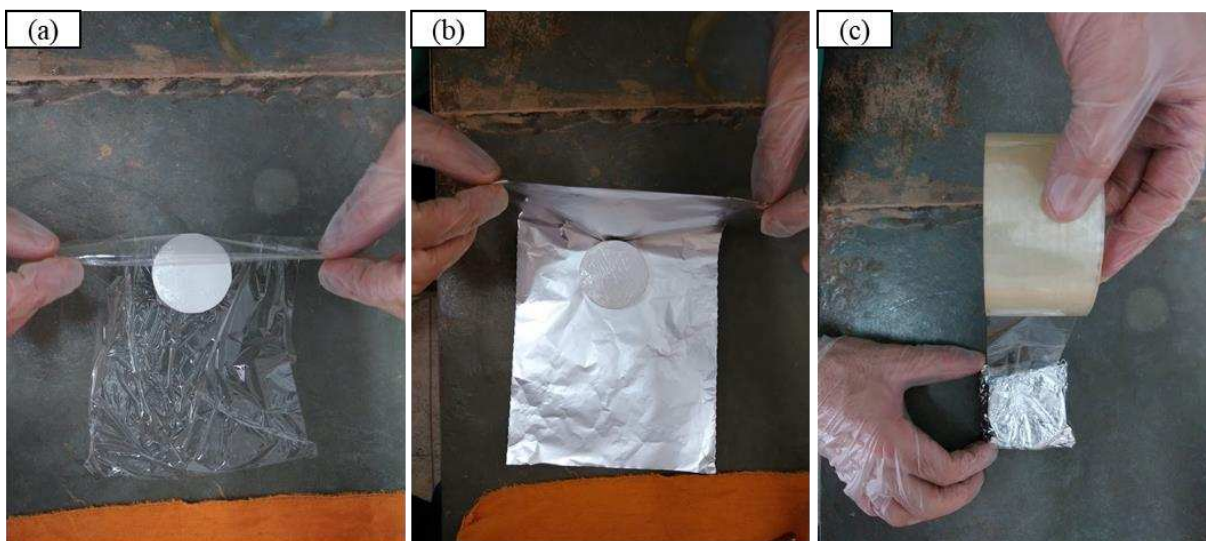
Figura 3.23 – Disposição dos papéis filtro: (a) em contato direto com o solo; (b) intermediário, para a determinação da sucção; (c) terceiro disco de papel filtro, sobre o papel filtro intermediário.



Fonte: O autor.

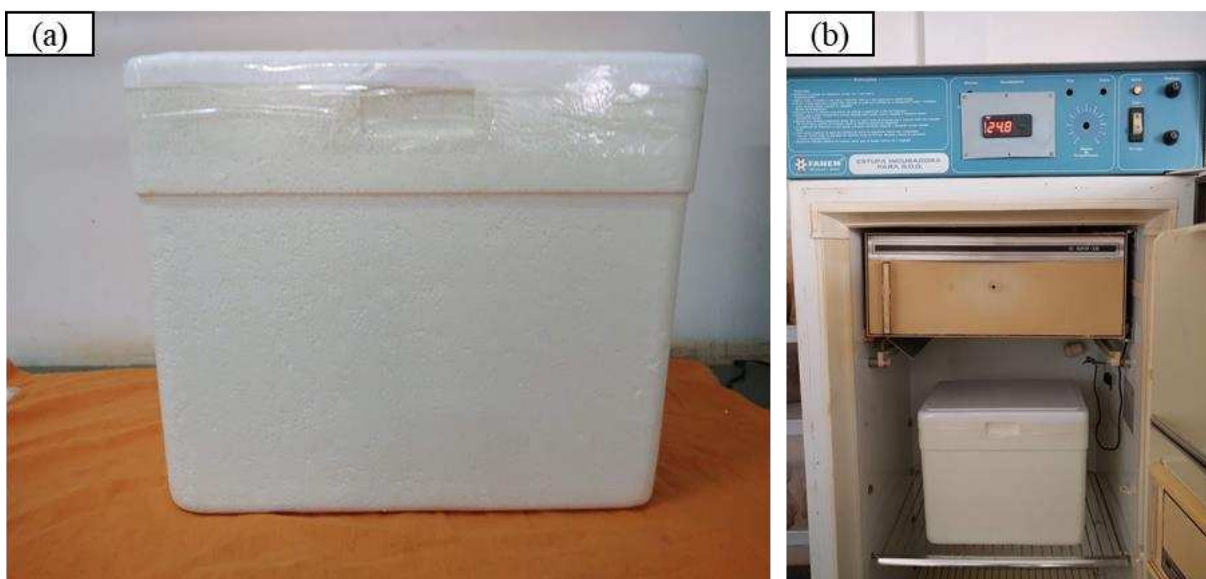
Após a colocação dos papéis filtro, cada corpo de prova foi envolto por duas camadas de filme plástico e uma de papel alumínio, fixados por fita adesiva (Figura 3.24). Em seguida, os corpos de prova foram lacrados em uma caixa de isopor, que foi mantida em uma estufa incubadora com controle de temperatura, a 25°C, com máxima variação de 0,5°C (Figura 3.25). O tempo de duração de equilíbrio foi de 15 dias.

Figura 3.24 – Preparação dos corpos de prova para técnica do papel filtro: (a) duas camadas de filme plástico; (b) uma camada de papel alumínio; (c) fixação com fita adesiva.



Fonte: O autor.

Figura 3.25 – Manutenção do equilíbrio para técnica do papel filtro: (a) caixa de isopor lacrada; (b) estufa incubadora com controle de temperatura.



Fonte: O autor.

Após o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos com o auxílio das pinças e pesados em uma balança com sensibilidade de 0,0001g. Em seguida, tanto os papéis filtro quanto os corpos de prova foram secos em estufa para a determinação dos teores de umidade.

A equação de calibração proposta por Chandler et al. (1992) foi utilizada para a determinação da sucção matricial. Para teores de umidade do papel filtro inferiores ou iguais a

47%, a sucção matricial pode ser obtida pela Equação (3.1); para teores de umidade superiores a 47%, a sucção matricial pode ser obtida pela Equação (3.2):

$$u_a - u_w = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w)} \quad (3.1)$$

$$u_a - u_w = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w)} \quad (3.2)$$

em que: $u_a - u_w$ é a sucção matricial; w é o teor de umidade do papel filtro.

Uma vez determinados os pares ordenados umidade-sucção provenientes das diferentes técnicas utilizadas, esses foram ajustados por meio da Equação (3.3), proposta por Durner (1994). Essa equação é uma extensão da equação de Van Genuchten (1980) para funções bimodais.

$$e_w = \frac{e_L}{[1 + (a_L \cdot s)^{n_L}]^{1-1/n_L}} + \frac{e_s}{[1 + (a_s \cdot s)^{n_s}]^{1-1/n_s}} \quad (3.3)$$

Em que: e_w = índice de água (V_w/V_s); e_L = índice de vazios referente aos macroporos (V_v^L/V_s); e_s = índice de vazios referente aos microporos (V_v^s/V_s); a e n = parâmetros de ajuste e os símbolos L e s referem-se, respectivamente, ao modo macro e microporoso. O índice de água é por definição o teor de umidade volumétrico.

A curva de retenção de água é, então, igual a soma das funções de retenção de água do modo macroporoso (L) e microporoso (s). Aplicando o princípio da superposição à Equação (3.9), para a sucção nula, obtém-se a Equação (3.4):

$$e_w(s \rightarrow 0) = e_L + e_s \approx e \quad (3.4)$$

A contribuição dos dois níveis estruturais (macroestrutura e microestrutura) corresponde à capacidade total de armazenamento de água, que deve ser equivalente ao índice de vazios global (e). Essa decomposição foi utilizada por outros autores em formulações de equações constitutivas (KOLJI et al., 2010; ALONSO et al., 2010; ROMERO et al., 2011; MASCARENHA et al., 2016).

Por fim, as curvas de injeção de ar no solo (SAICs) foram obtidas a partir das SWRCs, através do complemento entre o volume de água em relação ao volume total. Denota-se essa relação pela Equação (3.5):

$$e_a = e - e_w \approx e_{nw} \quad (3.5)$$

Em que: e_a = índice de ar (V_a/V_s); e = índice de vazios global; e_w = índice de água (V_w/V_s) e e_{nw} representa a relação entre o volume de vazios preenchidos por mercúrio e o volume dos sólidos, do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP).

Já, o diâmetro dos poros foi estimado pela Equação (3.6), em que: $u_a - u_w$ é a sucção matricial; σ_w é a tensão superficial na interface ar/água (0,0728 N/m); ϕ_w é o ângulo de contato entre o meio poroso e a água, assumido como 0° , assim como feito por Otalvaro (2013) e Mascarenha et al. (2016).

$$u_a - u_w = \frac{4 \cdot \sigma_w \cdot \cos \phi_w}{D} \quad (3.6)$$

Dessa maneira, a partir da curva de injeção de ar, foi possível estimar a distribuição dos tamanhos dos poros (PSD), de forma análoga à apresentada no item 2.2, para a curva de intrusão de mercúrio, através da Equação (3.7):

$$PSD = \frac{-de_a}{d \log D} \quad (3.7)$$

Sendo de_a o incremento do índice de ar, e_a (relação entre o volume de vazios preenchidos por ar e o volume de sólidos do solo) e $d(\log D)$, o incremento do diâmetro do poro, na escala logarítmica.

3.2.5 Ensaios de compressão edométrica

O comportamento deformacional dos corpos de prova não saturados foi analisado por meio de ensaios edométricos tradicionais conforme os procedimentos descritos na norma técnica D2435/D2435M-11 (ASTM, 2011b), induzindo o colapso por inundação na tensão vertical de interesse.

Entretanto, devido aos procedimentos adotados durante a reconstituição dos corpos de prova, cujos parâmetros de reconstituição correspondem ao ponto de ótimo da curva na energia do ensaio de Proctor Normal, com máximo grau de acomodação entre as partículas para essa energia de compactação e elevado grau de saturação inicial, é esperado que os corpos de prova não apresentem natureza colapsível.

As deformações por inundação (ϵ_i) podem ser identificadas pelas descontinuidades da curva de compressão, onde deformações adicionais surgem após a inundação dos corpos de prova, sem qualquer variação do nível de tensão vertical. Para cada nível de tensão vertical, o ϵ_i por ser calculado conforme a Equação (3.8):

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100\% \quad (3.8)$$

em que: Δe – variação do índice de vazios representada pela diferença entre os índices de vazios antes da inundação e após a estabilização das deformações volumétricas decorrentes da inundação; e_0 – índice de vazios inicial. Convém mencionar que valores positivos de ε_i correspondem ao colapso estrutural dos corpos de prova, e valores negativos referem-se à expansão.

Em função das características dos corpos de prova preparados pelas diferentes técnicas de reconstituição adotadas nesta pesquisa, os ensaios de compressão edométrica para a obtenção das curvas de compressão foram realizados da seguinte maneira: para os corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e estática, foram ensaiados quatro corpos de prova para cada modalidade, onde o primeiro foi sem inundação, e os demais com inundação nas tensões de 12,5 kPa (início do ensaio), 400 kPa e 800 kPa.

Esses níveis de tensões foram adotados por representarem estágios de carregamento que cobriram o intervalo em que o material apresenta comportamento aproximadamente elástico e por englobar o trecho correspondente à zona de transição entre a compressão inicial e o trecho virgem de compressão (determinado através da curva de compressão do primeiro corpo de prova, sem inundação).

Os corpos de prova foram carregados até o estágio referente a 3200 kPa, por um período de 24 horas nos estágios de carregamento e, em seguida, foram descarregados, em estágios, até a estabilização das deformações.

Em relação ao método de reconstituição por compressão de lama, que resulta em corpos de prova na condição de saturação, foram ensaiados dois corpos de prova, utilizando-se os mesmos estágios de tensões dos corpos de prova preparados pelas outras técnicas de reconstituição.

Na Figura 3.26, podem ser visualizadas as prensas utilizadas durante o ensaio. Sobre as células edométricas foram colocadas porções de algodão umedecido para evitar a perda de umidade para o ambiente.

Figura 3.26 – Ensaio edométrico: equipamentos utilizados.



Fonte: O autor.

A partir das curvas de compressão obtidas, foram determinadas as tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) pelo método de Casagrande (1936), conforme recomendado pela norma técnica D2435/D2435M-11 (ASTM, 2011b), e Pacheco Silva (1970), amplamente utilizado no Brasil. Também foram determinados os índices de compressão (C_c) e expansão (C_s), que foram calculados utilizando os dados experimentais referentes aos últimos três estágios de carregamento, e todos pares ordenados relativos à trajetória de descarregamento, respectivamente.

3.2.6 Ensaio de condutividade hidráulica saturada

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada foram realizados em uma câmara triaxial (permeâmetro de parede flexível) à carga constante, tomando-se como referências os procedimentos da norma técnica D5084-16a (ASTM, 2016b), com corpos de prova preparados conforme descrito na secção 3.2.2.

Os corpos de prova foram saturados inicialmente por percolação de água e, em seguida, por meio da aplicação de contrapressão. Nessa última etapa, foi utilizado uma diferença de 5 kPa entre a tensão aplicada na câmara e a contrapressão. Os corpos de prova seguiram, então, em processo de saturação, por incrementos sucessivos de contrapressão de 25 kPa. Os corpos de prova foram considerados saturados para um parâmetro B de Skempton maior ou igual a

0,97, expresso pela Equação (3.9). Essa equação relaciona a variação de pressão de água intersticial (Δu) com o incremento de pressão gerado na câmara ($\Delta\sigma_3$).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (3.9)$$

Após a saturação, a determinação da condutividade hidráulica foi realizada pelo monitoramento do volume de água percolado (bureta graduada) ao longo do tempo, a partir da média de 4 determinações relativamente próximas, as quais não apresentaram tendências evidentes de crescimento ou de diminuição. Na Figura 3.27, podem ser visualizados a montagem e os equipamentos utilizados para a execução do ensaio de condutividade hidráulica.

Figura 3.27 – Condutividade hidráulica: (a) e (b) montagem dos corpos de prova no permeâmetro de paredes flexíveis (célula triaxial); (c) equipamentos utilizados.



Fonte: O autor.

Para cada corpo de prova, a condutividade hidráulica foi determinada antes de se proceder ao seu adensamento e, novamente após executado o adensamento no nível de tensão confinante do ensaio de compressão triaxial.

Nesse ensaio, foi assumida válida a Lei de Darcy e a condutividade hidráulica foi calculada pela Equação (3.10), para um gradiente hidráulico de aproximadamente 14, aplicado por meio da diferença de 14 kPa entre a base e o topo do corpo de prova (fluxo ascendente).

$$k = \frac{Q}{i \cdot A} \quad (3.10)$$

Em que: k é a condutividade hidráulica; Q é a vazão percolada; i é o gradiente hidráulico; e A é a área da seção transversal do corpo de prova.

Os corpos de prova foram, então, consolidados isotropicamente sob as tensões confiantes de 100, 200, 400 e 700 kPa. Após a estabilização volumétrica dos corpos de prova, período esse adotado como sendo de 24 horas, foi determinada a condutividade hidráulica, para cada tensão de confinamento, para o mesmo gradiente hidráulico utilizado antes da fase de consolidação, de acordo com a Equação (3.10).

Ao longo do ensaio, além do monitoramento do volume de água percolado, foi realizado também o registro da variação da temperatura de água. Esse procedimento, recomendado pela norma técnica D5084-16a (ASTM, 2016b), visa corrigir a condutividade hidráulica na temperatura do ensaio (k) para a condutividade hidráulica a 20°C (k_{20}), pelas Equações (3.11) e (3.12):

$$k_{20} = R_T \cdot K \quad (3.11)$$

$$R_T = \frac{2,2902 \cdot (0,9842^T)}{T^{0,1702}} \quad (3.12)$$

Em que: k_{20} é a condutividade hidráulica corrigida para a temperatura de 20°C; R_T é a razão da viscosidade da água utilizada no ensaio para 20°C; k é a condutividade hidráulica; T é a média das temperaturas da água no início e no fim da aplicação do fluxo.

Após a determinação das condutividades hidráulicas para as tensões de confinamento de 100, 200, 400 e 700 kPa, os corpos de prova foram levados à ruptura, conforme descrito na próxima seção.

3.2.7 Ensaio de compressão triaxial

Para a avaliação da resistência ao cisalhamento dos corpos de prova preparados conforme apresentado na seção 3.2.2, foram realizados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente não

drenados (CIU), de acordo com os procedimentos apresentados na norma técnica D4767-11 (ASTM, 2011a),

Os corpos de prova foram consolidados isotropicamente (fase de adensamento) sob as tensões confinantes de 100, 200, 400 e 700 kPa e, após a determinação da condutividade hidráulica (conforme descrito na seção anterior), foram levados à ruptura por incremento da diferença das tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$), com velocidade de 0,15 mm/min, impedindo a drenagem dos corpos de prova durante a fase de cisalhamento.

A ruptura foi definida pela ocorrência da máxima diferença entre as tensões principais (máxima tensão desviadora) ou pela tensão desviadora à deformação axial equivalente a 15%, o que for observado primeiro nas curvas tensão-deformação geradas ao longo do ensaio. Foram registrados os excessos de poropressão gerados durante essa fase para a determinação dos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA, QUÍMICA E MINERALÓGICA

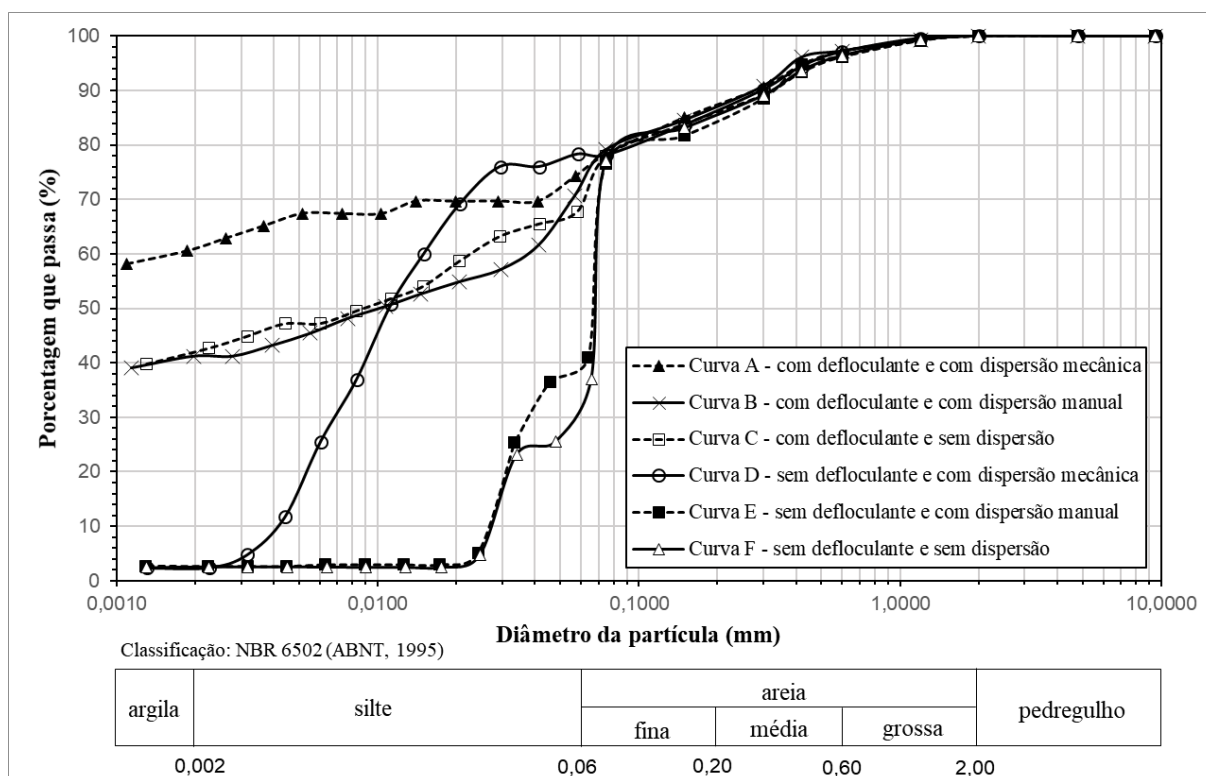
Na Tabela 4.1, são apresentados os resultados das propriedades físicas do material analisado, englobando os índices de consistência e o peso específico dos sólidos do material, que também pode ser expresso pela densidade relativa dos sólidos (G_s). Na Figura 4.1, são mostradas as curvas granulométricas obtidas pelas diferentes metodologias adotadas.

Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo analisado.

Limite de Liquidez - LL (%)	78
Limite de Plasticidade - LP (%)	43
Índice de Plasticidade - IP (%)	35
Peso específico dos sólidos - γ_s (kN/m ³)	28,14
Densidade relativa dos sólidos - G_s	2,87

Fonte: O autor.

Figura 4.1 – Curvas granulométricas.



Fonte: O autor.

Na Tabela 4.2, estão representadas as frações granulométricas das referidas curvas de distribuição do tamanho das partículas.

Tabela 4.2 – Frações granulométricas.

	Argila	Silte	Areia		
			Fina	Média	Grossa
	%	%	%	%	%
Curva A	61	14	12	10	3
Curva B	41	32	14	10	3
Curva C	42	26	18	10	4
Curva D	2	76	8	11	3
Curva E	2	37	45	12	4
Curva F	2	28	55	11	4

Nota: Classificação segundo a ABNT (1995): argila ($\phi \leq 0,002$ mm), silte ($0,002 < \phi \leq 0,06$ mm), areia fina ($0,06 < \phi \leq 0,20$ mm), areia média ($0,20 < \phi \leq 0,60$ mm) e areia grossa ($0,60 < \phi \leq 2,00$ mm).

Fonte: O autor.

Segundo os índices de consistência e a distribuição dos grãos obtida de maneira tradicional (curva A), o material é classificado como pertencente ao grupo MH no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS) e ao subgrupo A-7-5(20) no sistema de classificação TRB. Destaca-se que os diferentes procedimentos adotados para a execução do ensaio de granulometria conjunta não promoveram alterações na classificação do solo. Dessa maneira, todas as curvas exibidas na Figura 4.1, apesar de apresentarem diferenças significativas em suas frações granulométricas, foram classificadas como pertencentes ao grupo MH e ao subgrupo A-7-5(20) nos respectivos sistemas de classificação mencionados.

As curvas de distribuição granulométrica apresentadas na Figura 4.1 exibiram uma diferença considerável quando é usado defloculante químico em relação às amostras preparadas com água. Essa diferença é o indicativo da presença de agregações no solo. Comparando-se a curva A (obtida de maneira tradicional), e a curva F (sem defloculante e sem nenhum tipo de dispersão), é possível perceber que as partículas do tamanho argila e silte apresentam-se aglomeradas para formar grãos do tamanho de areia fina.

Ao avaliar a influência da dispersão mecânica, através da comparação entre a curva D e a curva F, ambas sem defloculante químico, é possível perceber que a dispersão foi capaz de promover a desagregação dos grumos de diâmetro corresponde à fração areia fina (55% para a curva F e 8% para a curva D). No entanto, não foi capaz de desagregar os grumos de partículas que correspondem ao tamanho silte, apresentando uma porcentagem dessa fração na ordem de 76%. Dessa maneira, a utilização da dispersão mecânica é suficiente para fracionar as maiores

agregações apresentadas pela amostra de solo (tamanho areia) em grumos menores que correspondem ao tamanho silte.

Entretanto, diferentemente da dispersão mecânica, a dispersão manual teve pouca influência na quebra das agregações de partículas. Tal fato pode ser observado comparando os pares de curvas E e F. Nesse cenário, em que as curvas foram obtidas sem defloculante químico, nota-se que a dispersão manual (curva E) foi responsável por desagregar parte dos grumos de tamanho areia fina em silte. Ao passo que a curva F apresentou porcentagem de areia fina de 55% e de silte de 28%, a curva E apresentou 45% de areia fina e 37% de silte, com as demais frações granulométricas praticamente equivalentes, uma vez que as curvas E e F se sobrepuseram para diâmetros de partículas inferiores a 0,03 mm e superiores a 0,07 mm.

Essa pequena influência da dispersão manual na desagregação das partículas do solo também pode ser observada para as amostras preparadas com defloculante químico, uma vez que as curvas B e C, com dispersão manual e sem dispersão, respectivamente, se apresentaram praticamente sobrepostas para todo o intervalo de diâmetros analisado. Convém mencionar que a dispersão manual foi adotada para a reconstituição dos corpos de prova partindo-se da consistência de lama.

Os resultados da análise química do solo investigado são apresentados na Tabela 4.3.

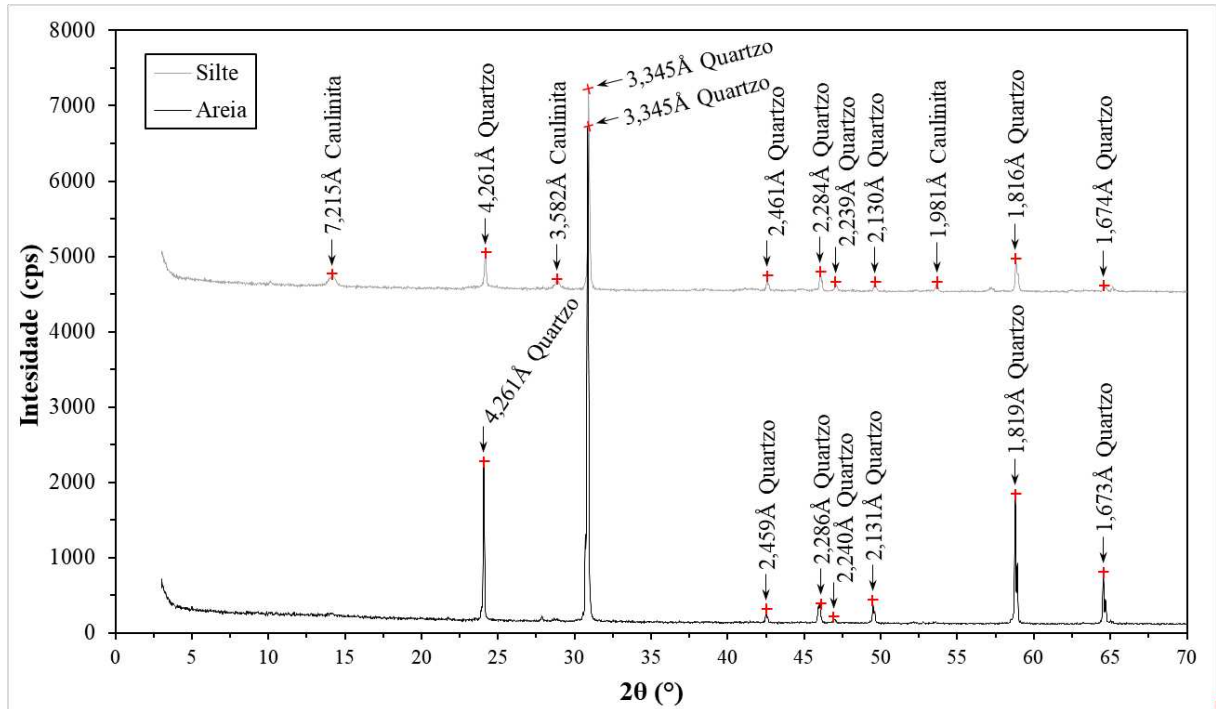
Tabela 4.3 – Resultado das análises químicas.

pH	H2O	5,22
	KCl	5,02
P		0,3
K	mg/dm ³	4
Na		0
Ca ²⁺		0,11
Mg ²⁺		0,07
Al ³⁺		0
H+Al	meq/100g	1,6
Soma dos cátions trocáveis - SB		0,19
Capacidade de troca catiônica - CEC		1,79
Saturação das bases - V		10,6
Índice de saturação por alumínio - m	%	0
Índice de saturação de sódio - ISNa		0
Matéria Orgânica - MO	dag/kg	0
Fósforo remanescente - P-rem	mg/L	7,9

Fonte: O autor.

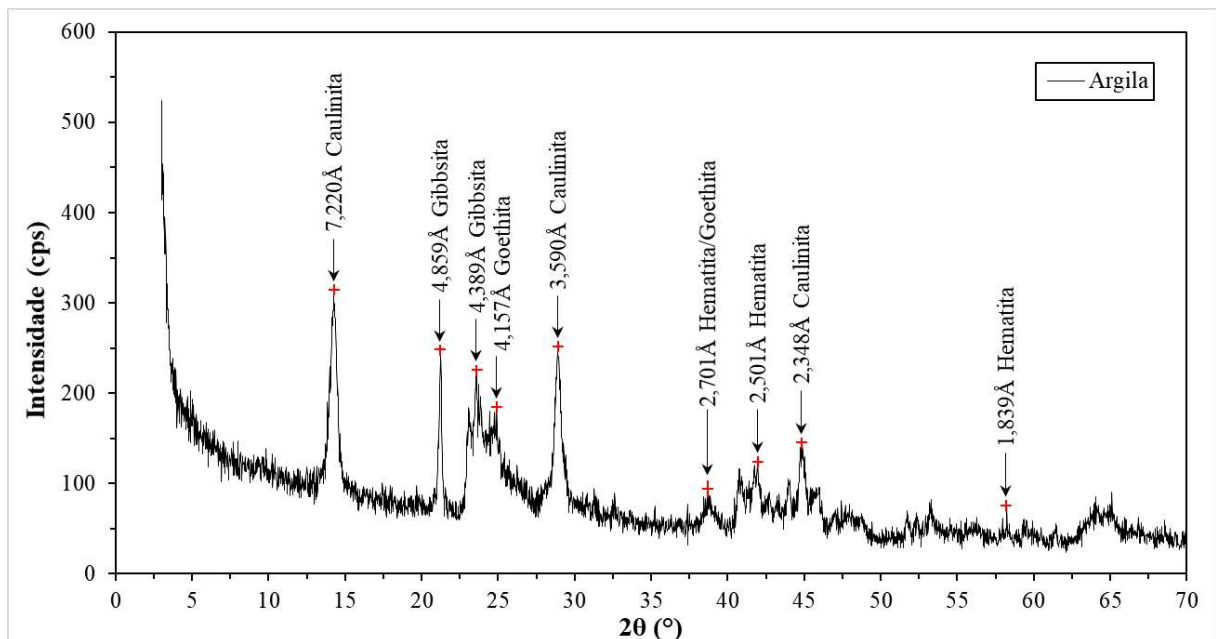
Os resultados de identificação dos minerais existentes pelo método de difração de raio-X (XRD) são apresentados na Figura 4.2, para as frações areia e silte, e na Figura 4.3, para a fração argila.

Figura 4.2 – Difratogramas de raio-X das frações silte e areia.



Fonte: O autor.

Figura 4.3 – Difratogramas de raio-X da fração argila.



Fonte: O autor.

A partir dos difratogramas apresentados nas Figuras 4.2 e 4.3, foram identificados os seguintes minerais: caulinita, gibbsita, goethita e hematita, para a fração argila; quartzo e caulinita na fração silte; e quartzo na fração areia. A presença desses minerais na amostra analisada é coincidente com os reportados por Trindade (2006) e Crispim (2010), para solos da mesma região.

Além disso, a presença da caulinita como mineral predominante na fração argilosa é apontada pela maior intensidade do pico correspondente a esse mineral no difratograma da Figura 4.3, assim como pela baixa atividade do material (0,55) e pela baixa capacidade de troca catiônica (CEC), de 1,79 meq/100g. Convém apontar que a variação referente à densidade relativa dos sólidos (G_s), para um valor maior que os valores típicos para a caulinita (2,60-2,68), é justificada pela presença de minerais como a gibbsita, goethita e hematita, que apresentam maiores valores de G_s .

O valor do parâmetro ΔpH para a amostra analisada é de - 0,20, indicando que a caulinita é o mineral predominante na fração argilosa. Esse resultado corrobora com os resultados fornecidos pela difratometria de raio-X e com o valor da CEC encontrada para a amostra analisada.

Os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio encontrados na fração argilosa, por mais que não sejam predominantes na composição do material analisado, são responsáveis pela formação de vínculos cimentantes entre as partículas do solo, gerando as agregações e interferem diretamente na estrutura do solo e no comportamento hidromecânico dos solos tropicais.

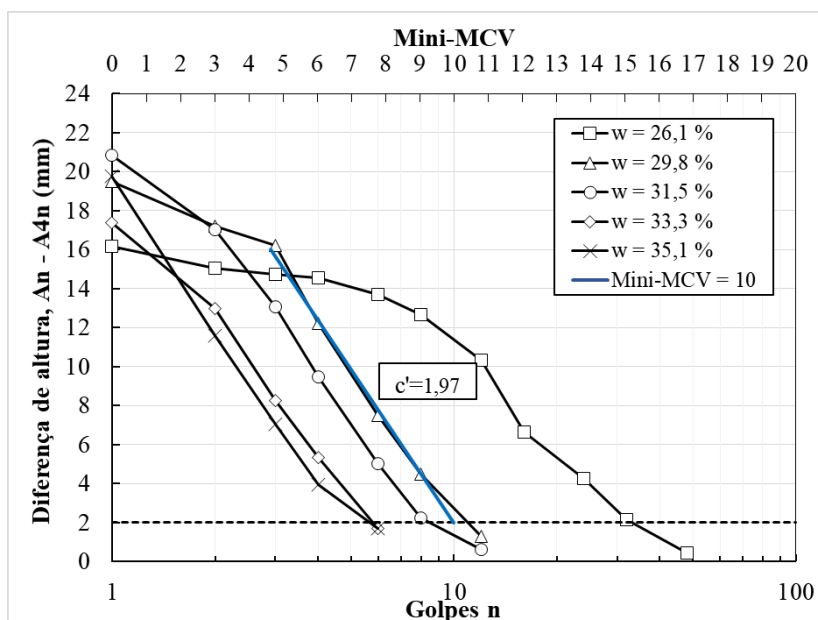
Ainda com relação aos difratogramas das Figuras 4.2 e 4.3, é possível evidenciar o processo pedogenético sofrido pela amostra de solo analisada, comum nas regiões de solos tropicais úmidas, onde prevalece o intemperismo químico. A presença predominante do mineral quartzo nas frações areia e silte indica a maior resistência desse mineral ao processo intempérico quando comparado aos demais minerais identificados. Outras evidências do elevado grau de intemperismo experimentado pelo solo analisado é a prevalência de argilominerais 1:1 (caulinita) e a presença do mineral gibbsita na composição mineralógica.

À luz das discussões apresentadas, percebe-se que o solo analisado, típico de regiões de clima tropical úmido, apresenta propriedades químicas e mineralógicas, para além dos índices de consistência e granulometria, que influenciam diretamente no arranjo espacial das partículas do solo, na interação entre elas, na porosidade e estrutura e, por consequência, no comportamento desses solos.

Com o intuito de confirmar o comportamento laterítico do solo analisado, já indicado por sua caracterização física, química e mineralógica, o solo investigado foi classificado de acordo com a metodologia MCT.

Na Figura 4.4, estão representadas as curvas para a determinação do coeficiente de deformabilidade (c'), que representa o coeficiente angular da parte retilínea da curva de deformabilidade que mais se aproxima do valor Mini-MCV igual a 10. Segundo Nogami e Villibor (1995), o coeficiente c' correlaciona-se com a argilosidade do solo. Assim, um c' acima de 1,5 caracteriza as argilas e solos argilosos, como foi o caso do solo analisado, cujo valor de c' foi de 1,97.

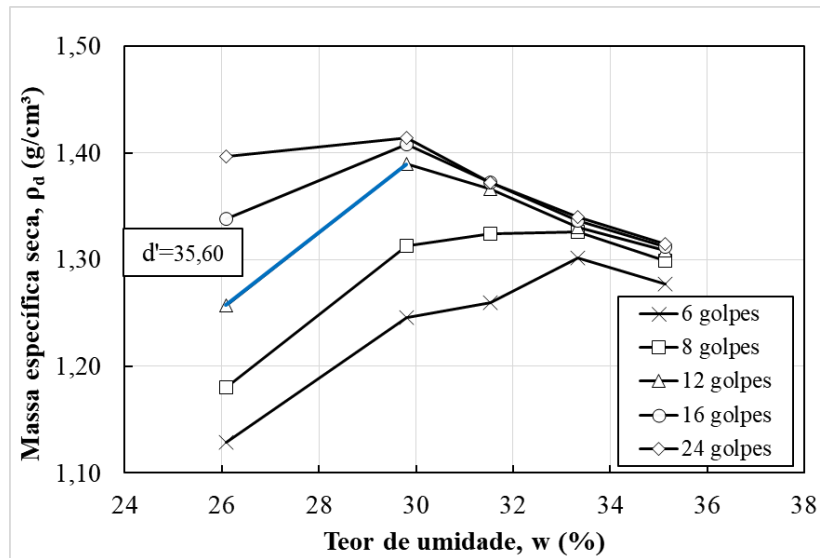
Figura 4.4 – Curvas de deformabilidade do ensaio Mini-MCV para determinação de c' .



Fonte: O autor.

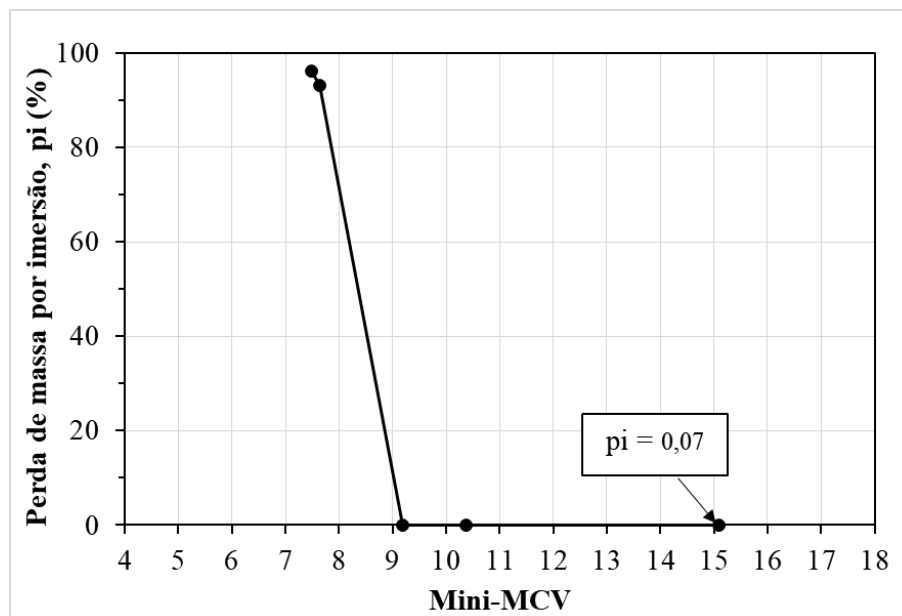
O índice e' é calculado a partir do coeficiente d' (coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes do ensaio Mini-MCV), como mostrado na Figura 4.5, e da perda de massa por imersão (π), conforme apresentado na Figura 4.6.

Figura 4.5 – Curvas de compactação do ensaio Mini-MCV para a determinação de d' .



Fonte: O autor.

Figura 4.6 – Curva de perda de massa por imersão em função do Mini-MCV para a determinação de π_i .



Fonte: O autor.

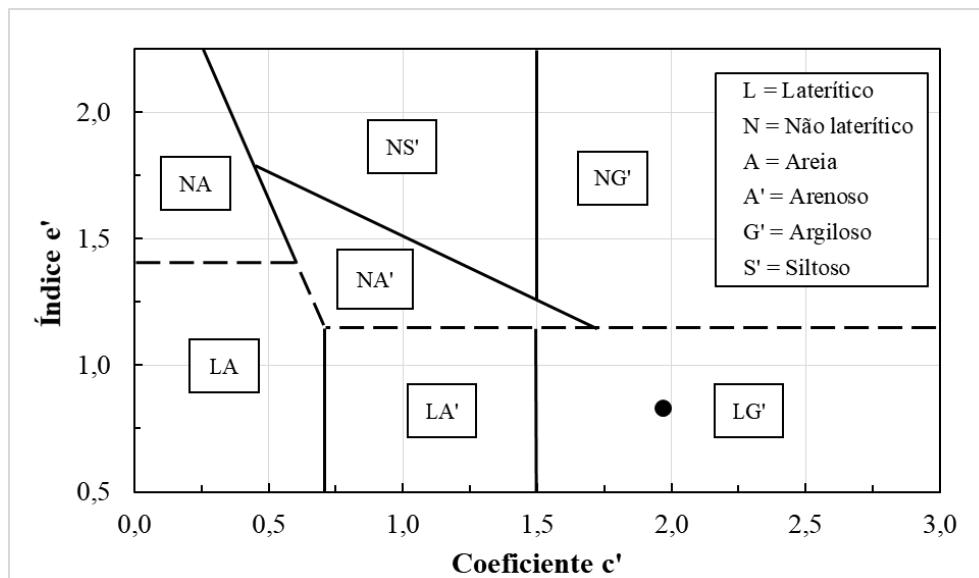
Na Tabela 4.4, estão sintetizados os coeficientes e índices necessários para a classificação geotécnica de amostras de solo através da metodologia MCT. A Figura 4.7 exibe o ábaco referente à classificação geotécnica do solo na metodologia MCT.

Tabela 4.4 – Síntese dos parâmetros para a classificação geotécnica MCT.

Coeficiente de deformabilidade c'	1,97
Coeficiente d'	35,60
Perda de massa por imersão em água, π_i (%)	0,07
Índice e'	0,83
Grupo MCT	LG'
Classificação	Solo argiloso laterítico

Fonte: O autor.

Figura 4.7 – Ábaco para classificação geotécnica segundo a metodologia MCT da amostra de solo analisada.



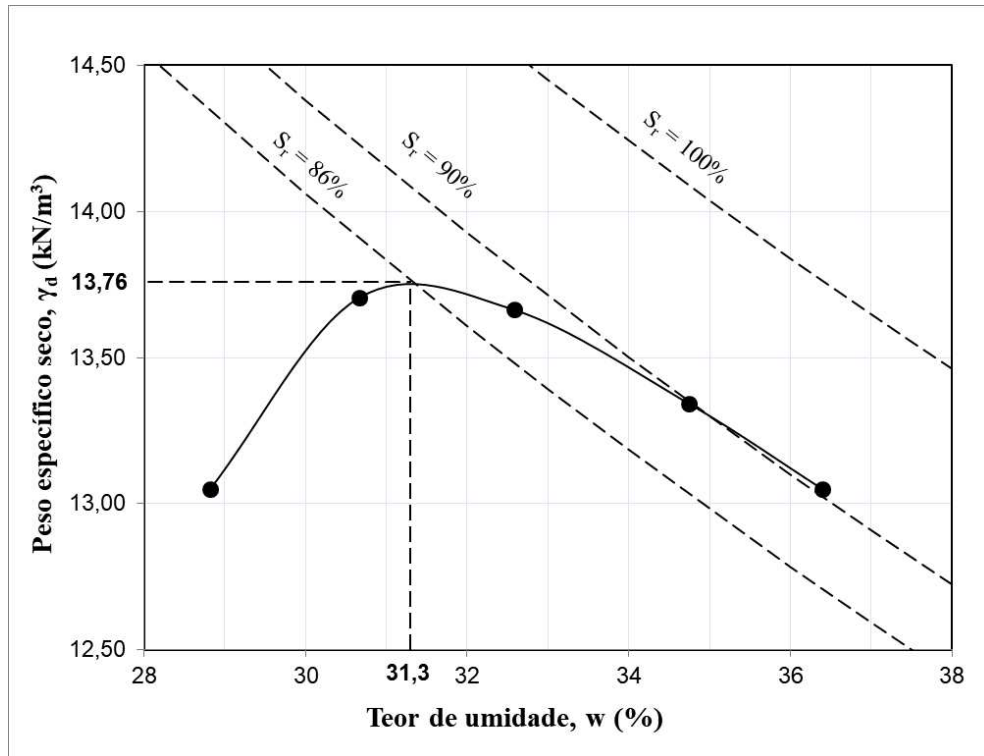
Fonte: O autor.

4.2 COMPACTAÇÃO E RECONSTITUIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Na Figura 4.8, está representada a curva de compactação na energia do ensaio de Proctor Normal, utilizada como referência para a reconstituição dos corpos de prova. A partir dessa curva, obteve-se um peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 13,76 kN/m³ e o teor de umidade ótimo de 31,3%. Esses resultados foram condizentes com os encontrados por Oliveira (2018), para um solo coletado na mesma região.

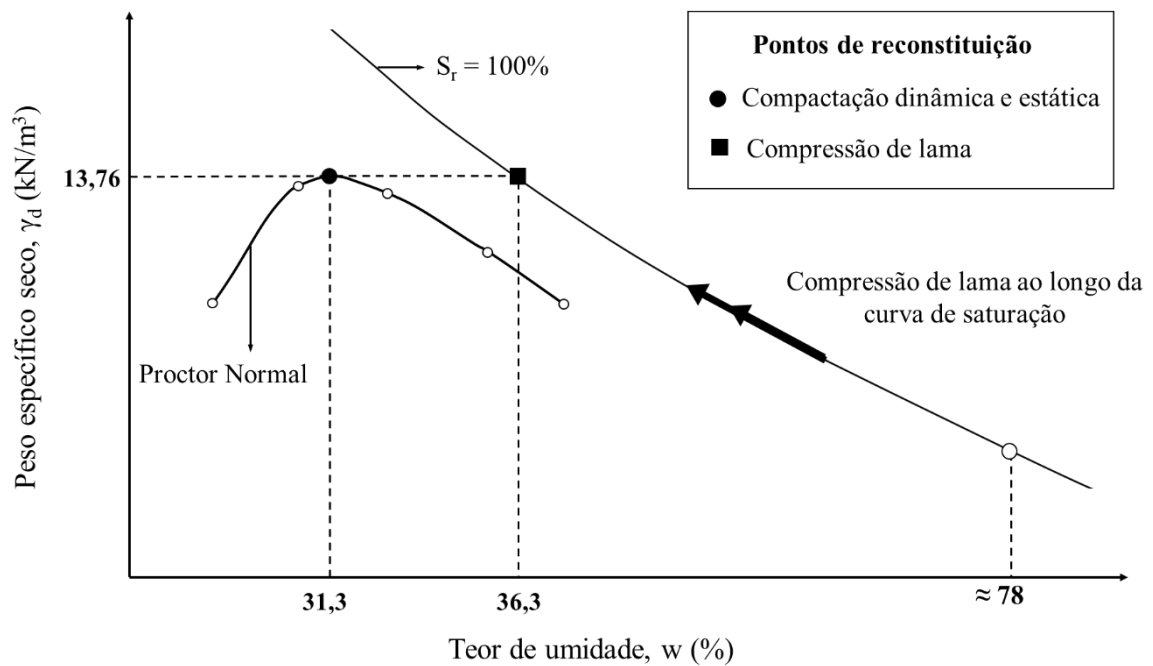
A Figura 4.9 exhibe os parâmetros de moldagem dos corpos de prova para a três técnicas de reconstituição adotadas. Todos os corpos de prova foram, então, reconstituídos visando a obtenção do mesmo índice de vazios ($e = 1,045$), correspondente ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ da curva de compactação apresentada.

Figura 4.8 – Curva de compactação na energia do ensaio de Proctor Normal para o solo analisado.



Fonte: O autor.

Figura 4.9 – Parâmetros de reconstituição dos corpos de prova.



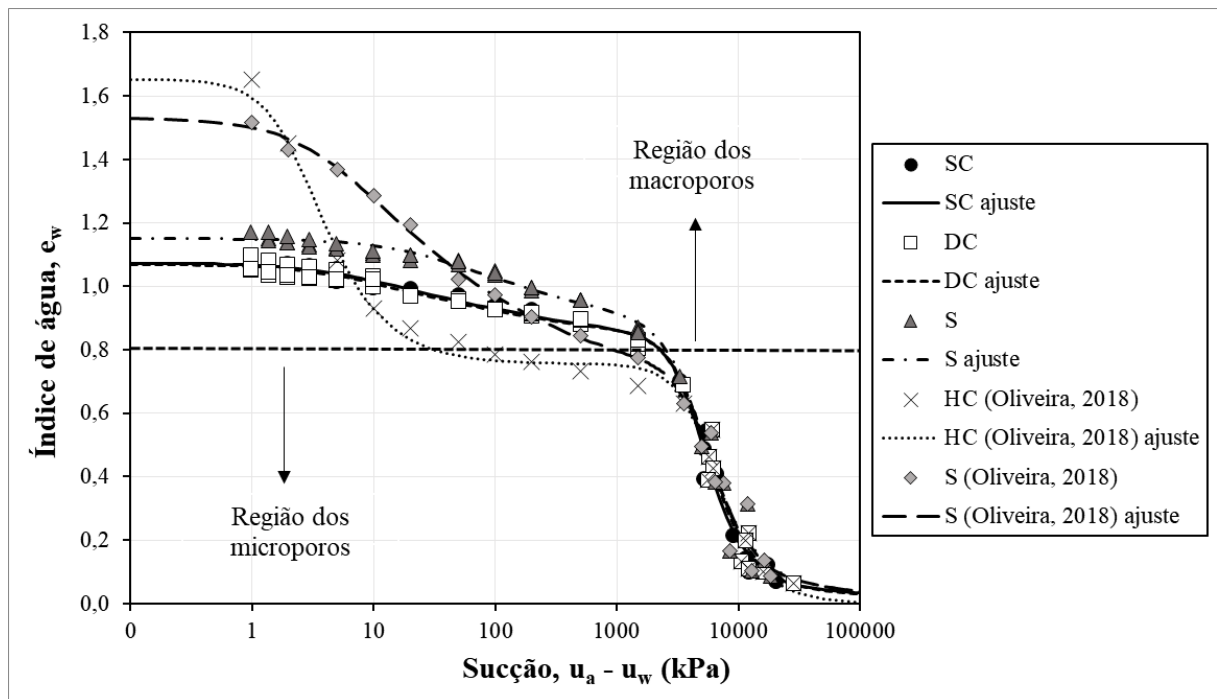
Fonte: O autor.

4.3 CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA E CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

Na Figura 4.10, estão representadas as curvas de retenção de água que expressam as relações entre a variável de armazenamento de água ($e_w = S_r e$) e a sucção mátrica. Adicionalmente às curvas obtidas para três técnicas de reconstituição adotadas neste estudo: compactação estática (SC), compactação dinâmica (DC) e compressão de lama (S), também estão apresentados os pares ordenados obtidos por Oliveira (2018), para um solo coletado na mesma localidade do solo investigado nesta pesquisa. Os parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água (SWRCs) estão representados na Tabela 4.5.

Convém mencionar que os corpos de prova obtidos por Oliveira (2018) foram inicialmente reconstituídos com o mesmo índice de vazios ($e = 1,610$), por dois processos de reconstituição diferentes. O primeiro, por compressão hidrostática (HC), sob umidade de 29,5%, e o segundo, por compressão de lama (S), sob umidade de moldagem de 57,6%.

Figura 4.10 – Curvas de retenção de água em função do índice de água (e_w).



Fonte: O autor.

Tabela 4.5 – Parâmetros de ajuste das SWRCs.

Identificação	e	Parâmetros dos macroporos			Parâmetros dos microporos			X ² /DoF	R ²
		e _L	a _L (kPa ⁻¹)	n _L	e _s	a _s (kPa ⁻¹)	n _s		
SC	1,073	0,299	0,185	1,224	0,774	0,00022	3,139	0,002	0,992
DC	1,069	0,289	0,204	1,232	0,780	0,00021	3,019	0,003	0,991
S	1,150	0,352	0,042	1,278	0,798	0,00023	2,789	0,005	0,988
HC (Oliveira, 2018)	1,653	0,898	0,397	2,176	0,755	0,00018	2,827	0,009	0,989
S (Oliveira, 2018)	1,530	0,895	0,237	1,311	0,635	0,00019	3,155	0,014	0,988

Fonte: O autor.

De acordo com Romero e Vaunat (2000), a divisão dos poros em dois níveis estruturais está relacionada ao mecanismo de armazenamento de água nos poros. Segundo esses autores, a água presente no solo pode ser armazenada de duas maneiras: sob a forma de água na macroporos, na qual a sucção está relacionada a fenômenos de capilaridade; e nos microporos, como água adsorvida.

Esse fato pode ser observado na Figura 4.10, visto que todas as curvas de retenção de água são coincidentes para valores de e_w inferiores a 0,80, que correspondem à água encontrada nos microporos. Em contrapartida, a variação do índice de vazios global (Tabela 4.5) apenas afeta as curvas de retenção de água para valores inferiores a 1000 kPa ($e_w > 0,80$), ou seja, apenas o nível macroestrutural é afetado.

Ainda com relação as curvas apresentadas na Figura 4.10, é possível observar o efeito da umidade de compactação na SWRC, comparando-se as curvas HC e S obtidas por Oliveira (2018). O valor de entrada de ar do nível macroporoso (AEV_L) aumentou com o acréscimo do teor de umidade. Esse comportamento também pode ser observado através da redução dos parâmetros de ajuste a_L e n_L (Tabela 4.5), que correspondem ao ponto de inflexão da região referente aos macroporos e à inclinação da curva que relaciona o teor de água nos macroporos e a sucção, respectivamente.

Ressalta-se que o parâmetro n_L está relacionado à uniformidade da curva de retenção, de maneira análoga ao coeficiente de uniformidade (C_u) da curva de distribuição granulométrica (OTALVARO et al., 2016). Então, a redução do parâmetro n_L representa a transição de uma curva uniforme para uma curva bem graduada.

O efeito do esforço utilizado para a reconstituição dos corpos de prova, pode ser visualizado comparando-se as curvas obtidas por Oliveira (2018) e as curvas SC, DC e S. A redução do índice de vazios durante a reconstituição dos corpos de prova promoveu o fechamento dos macroporos e, conseqüentemente, a redução do índice de vazios dos macroporos (e_L) e do parâmetro de ajuste n_L (Tabela 4.5). Além do mais, o aumento do esforço utilizado para a reconstituição dos corpos de prova acarretou no aumento do valor de entrada de ar dos macroporos (AEV_L) e redução dos valores de a_L .

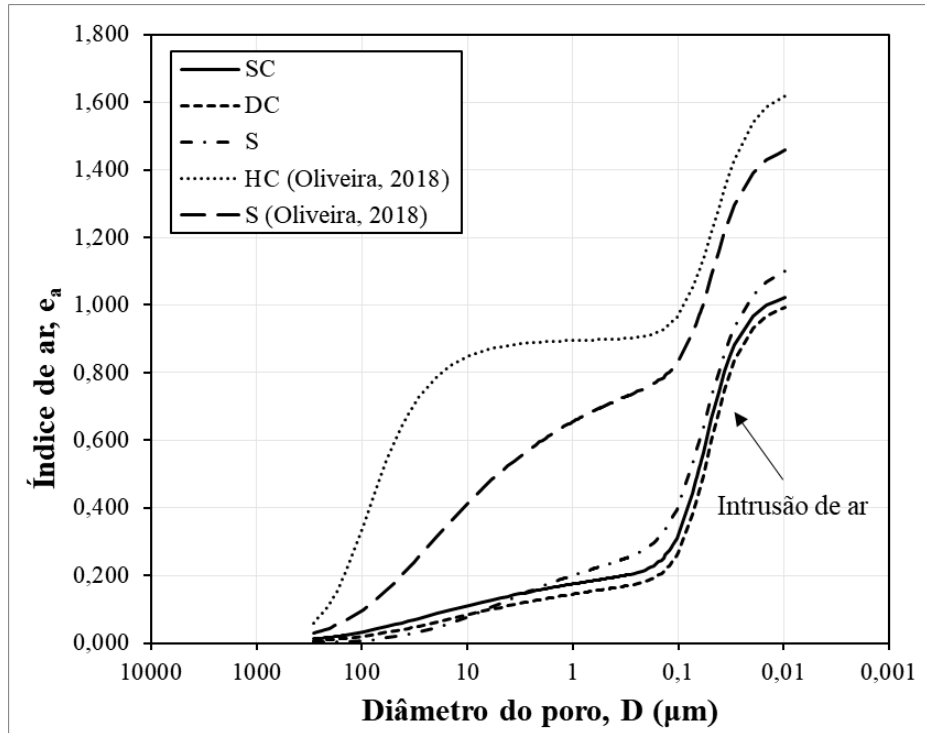
Entretanto, o outro nível estrutural, correspondente aos microporos, não apresentou alterações significativas com as variações das técnicas de reconstituição, com o esforço utilizado e com o teor de umidade. Essa situação é evidenciada pela baixa variação entre os valores dos índices de vazios dos microporos (e_s) e do parâmetro que controla o ponto de inflexão da SWRC na região dos microporos (a_s), encontrados na Tabela 4.5.

A pequena discordância apresentada no valor de e_s referente à curva S obtida por Oliveira (2018) em relação aos demais (Tabela 4.5), pode ser explicada pelo método de reconstituição associado (partindo-se de uma porção de solo no estado de lama) e ao elevado índice de vazios inicial, que promoveram uma maior distribuição de poros de tamanhos intermediários aos macro e microporos em relação às demais situações.

Dessa maneira, apesar das variações das técnicas utilizadas para a reconstituição dos corpos prova ou parâmetros de reconstituição adotados, os microporos dentro das agregações não são alterados. Ademais, o aumento do esforço de reconstituição e do teor de umidade promoveram a diminuição dos poros que correspondem ao nível macroestrutural. Resultados que mostram que a distribuição dos microporos dos solos lateríticos permanece inalterada pelo processo de reconstituição de corpos de prova foram reportados por Mascarenha et al. (2016), Otalvaro et al. (2016), Cordão Neto et al. (2018) e Santos e Esquivel (2018).

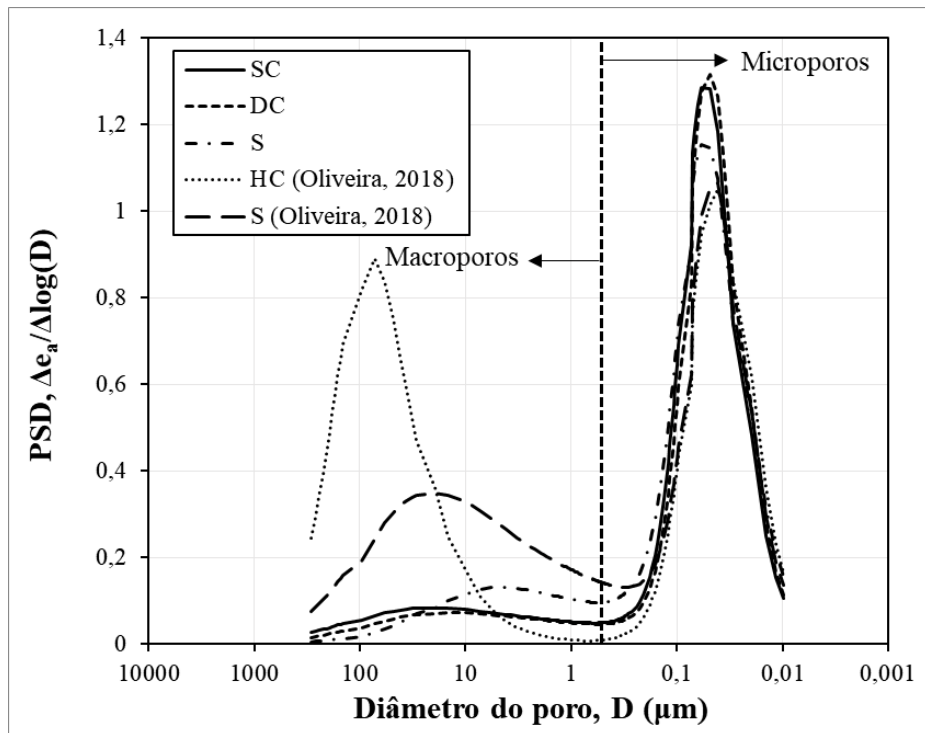
A partir da transformação das SWRCs em curvas de injeção de ar (SAICs), representadas na Figura 4.11, foi possível realizar a predição das curvas de distribuição do tamanho dos poros, que são mostradas na Figura 4.12. Através da combinação das três técnicas utilizadas nessa pesquisa para a obtenção das SWRCs, foi possível medir um intervalo de sucção de 1,0 kPa a aproximadamente 30 Mpa, o que corresponde à injeção de ar nos poros com tamanho que variam de 300 a 0,0097 μm , de acordo com a Equação (3.6).

Figura 4.11 – Curvas de injeção de ar (SAICs).



Fonte: O autor.

Figura 4.12 – Curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD).



Fonte: O autor.

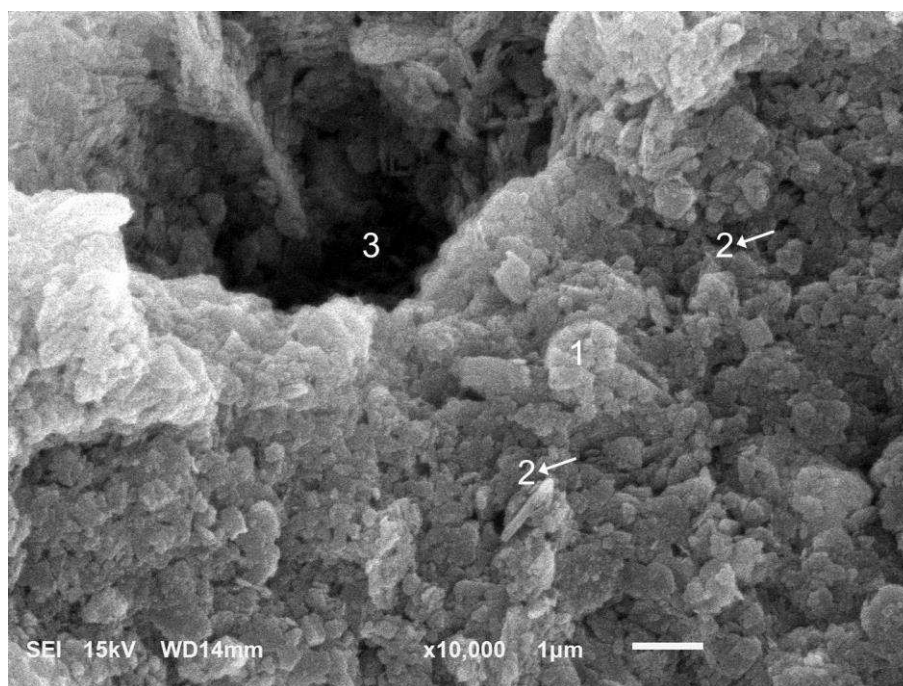
O comportamento bimodal apresentado nas SWRCs (Figura 4.10) também pode ser visualizado nas curvas de injeção de ar (Figura 4.11). Para o intervalo de diâmetros analisado,

as SAICs apresentam depois pontos de inflexão, caracterizando os dois níveis estruturais. Essa constatação fica ainda mais evidente através da análise das curvas de PSD (Figura 4.12). A distância entre os picos dominantes dos macroporos e microporos é cerca de duas a três ordens de magnitude e o diâmetro que separa o modo macroestrutural do microestrutural é de 0,56 μm .

A Figura 4.13 mostra uma imagem de MEV com ampliação de 10000 vezes, referente à reconstituição dos corpos de prova por compactação estática (SC), na qual pode ser visualizado o arranjo estrutural que caracteriza a distribuição bimodal dos poros. Nessa figura, são visualizadas as agregações das partículas elementares e os microporos entre elas, com considerável distribuição de microporos de abertura inferior a 0,1 μm .

Também é possível notar na Figura 4.13 a presença de um macroporo com abertura de aproximadamente 8 μm , cerca de 2 ordens de grandeza superior ao tamanho dos poros que correspondem ao nível microestrutural (de aproximadamente 0,1 μm). A distribuição dos poros em dois níveis estruturais foi observada em outros estudos com solos tropicais similares e apontada como característica singular dos solos lateríticos brasileiros (FUTAI; ALMEIDA, 2005; MIGUEL; VILLAR, 2009; MIGUEL; BONDER, 2012; OTALVARO, et al, 2016; CORDÃO NETO et al., 2018; SANTOS; ESQUIVEL, 2018).

Figura 4.13 – Imagem de MEV para a ampliação de 10000 vezes: arranjo estrutural com distribuição bimodal de poros. 1: agregações das partículas de argila; 2: microvazios; 3: macrovazio.



Fonte: O autor.

As curvas de distribuição do tamanho dos poros, representadas na Figura 4.12, indicaram que os corpos de prova com diferentes estruturas iniciais apresentaram distribuições de tamanho dos poros muito similares para diâmetros inferiores a 0,56 μm . Como afirmado anteriormente, as agregações são preservadas durante o processo de reconstituição dos corpos de prova, e independem da técnica de reconstituição, do esforço utilizado e do teor de umidade. Essa observação é refletida na pequena variação apresentada pelos diâmetros dominantes do modo microestrutural dos corpos de prova analisados (0,042 a 0,059 μm), representados Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Tamanho dominante dos macroporos e microporos.

Identificação	Diâmetro dominante dos macroporos - D_L (μm)	Diâmetro dominante dos microporos - D_s (μm)
SC	10	0,059
DC	14	0,048
S	3,6	0,058
HC (Oliveira, 2018)	72	0,042
S (Oliveira, 2018)	20	0,042

Fonte: O autor.

Entretanto, o aumento do teor de umidade utilizado para a reconstituição dos corpos de prova S em comparação aos corpos de prova HC, obtidos por Oliveira (2018), promoveu uma redução do diâmetro dominante dos macroporos de 72 μm para 20 μm , para um mesmo tamanho dominante de microporos (0,042 μm) nas duas condições. A técnica utilizada para a reconstituição dos corpos de prova S e o elevado índice de vazios de reconstituição foram responsáveis por promover uma maior distribuição de mesoporos em relação às demais situações (Figura 4.12).

A redução do volume correspondente aos macroporos também é identificada quando se aumenta o esforço utilizado na reconstituição dos corpos de prova. Comparando-se os corpos de prova obtidos a partir da reconstituição edométrica, partindo-se da consistência de lama, observou-se a redução do diâmetro dominante dos macroporos de 20 μm para 3,6 μm , com o aumento do esforço utilizado na preparação dos corpos de prova.

É importante mencionar que o processo de reconstituição, partindo-se do estado de lama, nada mais é do que uma trajetória de carregamento semelhante àquelas obtidas em ensaios de compressão edométrica.

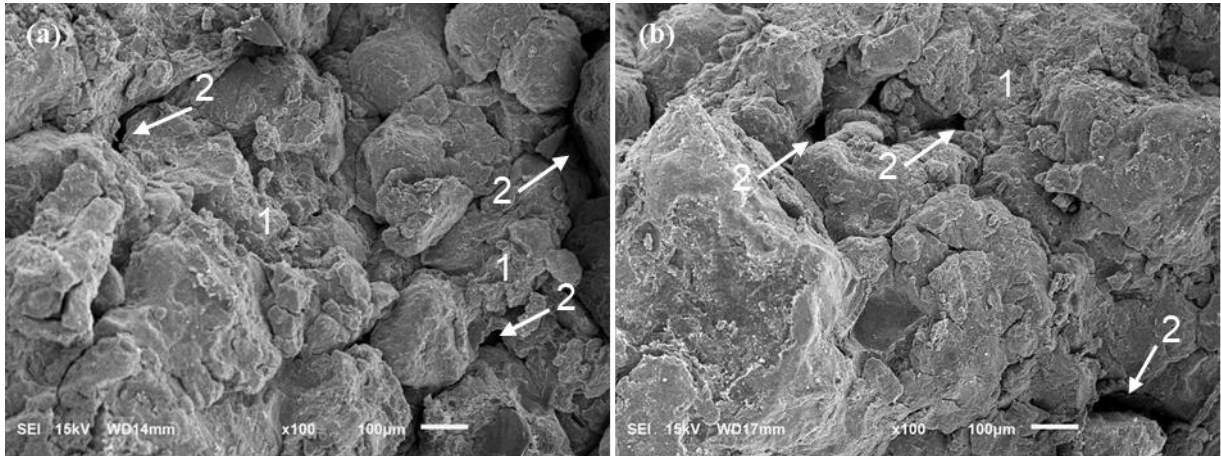
Essa observação, juntamente com as curvas de PSD apresentadas na Figura 4.12, sinalizam dois aspectos a respeito da evolução da estrutura dos corpos de prova das variações dos fatores ambientais (variáveis de estado): a microporosidade do solo residual laterítico analisado não é afetada por trajetórias de carregamento, indicando que a região dos microporos é uma propriedade intrínseca do material; e que incrementos sucessivos da tensão vertical, durante a preparação dos corpos de prova ou ensaios de carregamento, resultaria no desaparecimento do diâmetro dominante dos macroporos e a PSD assumiria um comportamento unimodal. Estudos como os de Romero e Vaunat (2000), Simms e Yanful (2002), Romero et al. (2005), Mascarenha (2008), Benatti e Miguel (2013), Borges (2014), e Otalvaro et al. (2015) confirmaram que a microporosidade dos solos residuais lateríticos não é afetada por trajetórias de carregamento.

Em relação às técnicas adotadas nesta pesquisa para a obtenção dos corpos de prova, percebeu-se que os corpos de prova SC e DC apresentaram distribuições de micros e macroporos muito semelhantes. Esse comportamento é observado nas curvas de volume acumulado de ar injetado (SAICs), Figura 4.11, e nas curvas de PSD (Figura 4.12), que são praticamente coincidentes. Essas constatações apontam a semelhança entre as estruturas geradas durante a reconstituição dos corpos de prova por compactação estática (SC) e dinâmica (DC).

A maior diferença capturada foi em relação aos corpos de prova S, diferenciando-se das demais em relação à macroestrutura. Nas curvas de PSD (Figura 4.12), observou-se um deslocamento da curva referente aos corpos de prova S para a direita, indicando a predominância de macroporos de diâmetros inferiores aos detectados para os demais corpos de prova (SC e DC). Como representado na Tabela 4.6, os corpos de prova SC e DC apresentaram diâmetros dominantes dos macroporos de 10 μm e 14 μm , respectivamente, à medida que os corpos de prova S apresentaram um valor de 3,6 μm como diâmetro predominante dos macroporos.

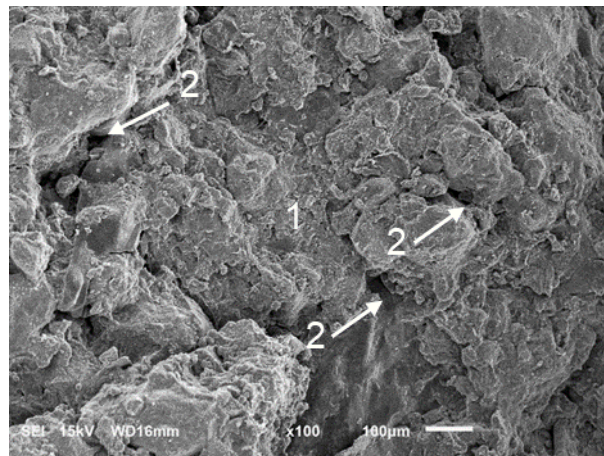
Os aspectos relacionados à estrutura inicial impressa pelos processos de reconstituição dos corpos de prova também podem ser visualizados nos resultados da microscopia eletrônica de varredura (MEV). Na Figura 4.14, estão representadas as imagens de MEV referentes às amostras provenientes dos processos de reconstituição por compactação estática e dinâmica, para uma ampliação de 100 vezes. Na Figura 4.15, é apresentada a imagem obtida na MEV para 100 vezes de aumento, referente ao processo de reconstituição por compressão de lama.

Figura 4.14 – Imagens de MEV para ampliação de 100 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: agregações de partículas de argila; 2: macroporos.



Fonte: O autor.

Figura 4.15 – Imagens de MEV para ampliação de 100 vezes: compressão de lama (S). 1: agregações de partículas de argila; 2: macroporos.



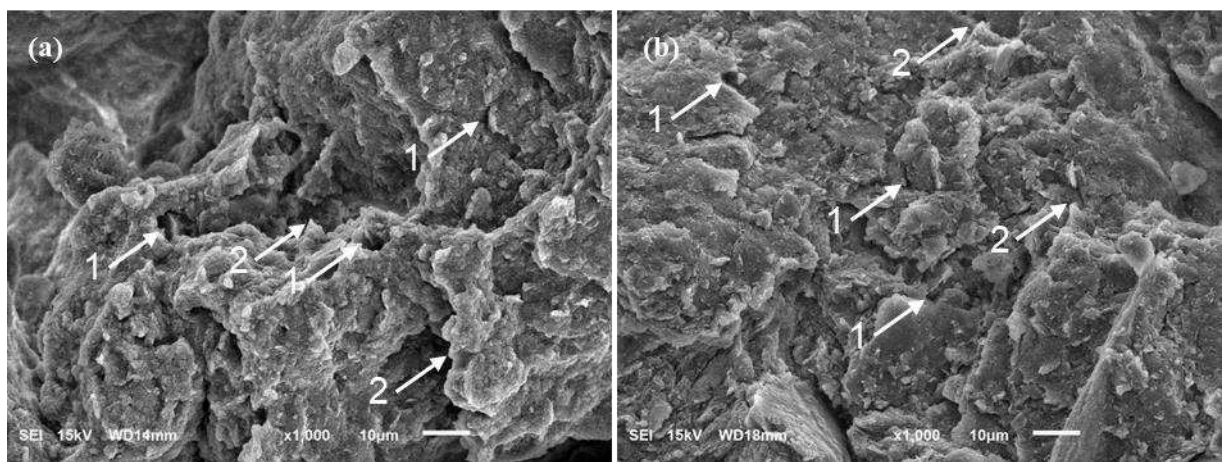
Fonte: O autor.

Nas Figuras 4.14 e 4.15, podem ser observadas as agregações de partículas e os macroporos entre elas. Comparando-se as estruturas produzidas pelos diferentes métodos de reconstituição adotados nessa pesquisa, para a ampliação de 100 vezes, é possível perceber tanto na estrutura produzida pela compactação estática (Figura 4.14a) quanto na estrutura impressa pela compactação dinâmica (Figura 4.14b), a similaridade do arranjo das microagregações e da porosidade, com predominância de poros interconectados com aberturas que variam em torno de 100 μm , que correspondem aos maiores poros detectados nas curvas de PSD (Figura 4.12).

No entanto, a estrutura resultante do processo de compressão de lama (Figura 4.15) apresenta uma textura mais compacta, com vazios de menores dimensões entre as agregações, com persistência de poros com aberturas da ordem de 40 μm .

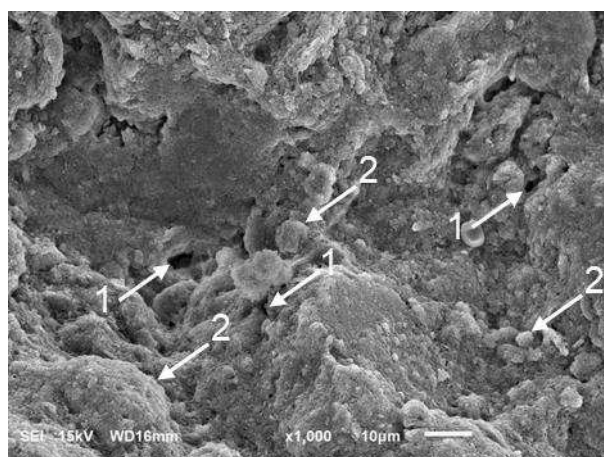
Para um aumento de 1000 vezes (Figuras 4.16 e 4.17), podem ser observados os poros, cujos diâmetros são bem próximos daqueles que correspondem aos diâmetros predominantes dos poros que correspondem ao modo macroestrutural dos corpos de prova SC, DC e S, identificados nas curvas de PSD (Figura 4.12).

Figura 4.16 – Imagens de MEV para ampliação de 1000 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: macroporos; 2: agregações com bordas angulosas.



Fonte: O autor.

Figura 4.17 – Imagens de MEV para ampliação de 1000 vezes: compressão de lama (S). 1: macroporos; 2: agregações com bordas arredondadas.



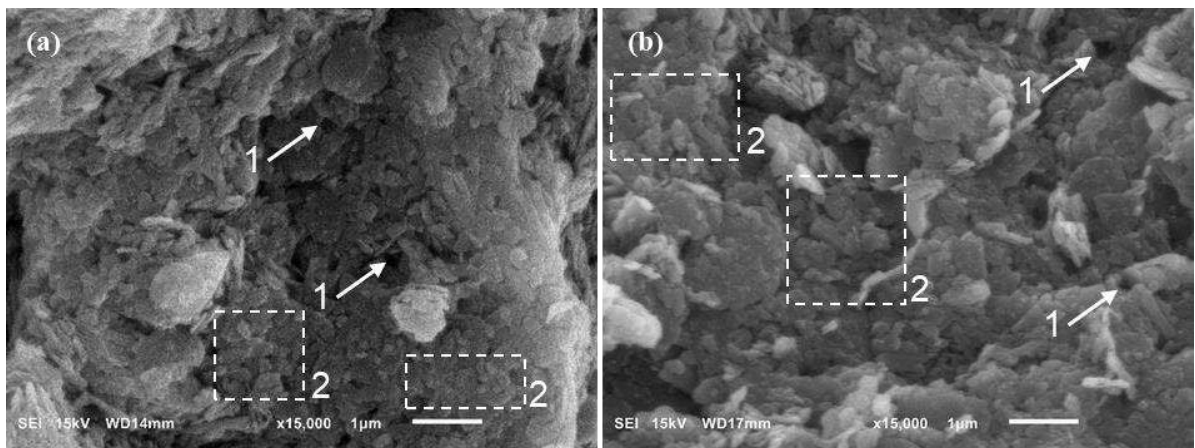
Fonte: O autor.

Nas imagens obtidas para 1000 vezes de aumento, foram observadas as agregações de partículas de argila com bordas angulosas, além da textura superficial rugosa para as amostras que correspondem as modalidades de reconstituição SC e DC (Figura 4.16).

No entanto, para a amostra proveniente da reconstituição por compressão de lama (S), as agregações apresentaram bordas mais arredondadas e a uma textura superficial mais suave, indicando o fechamento dos macroporos e a diminuição da conectividade entre eles. Como consequência do maior teor de umidade utilizado na reconstituição dos corpos de prova a partir de uma porção de solo na consistência de lama, as agregações são mais deformáveis e o processo de reconstituição resulta em vazios menores entre as agregações.

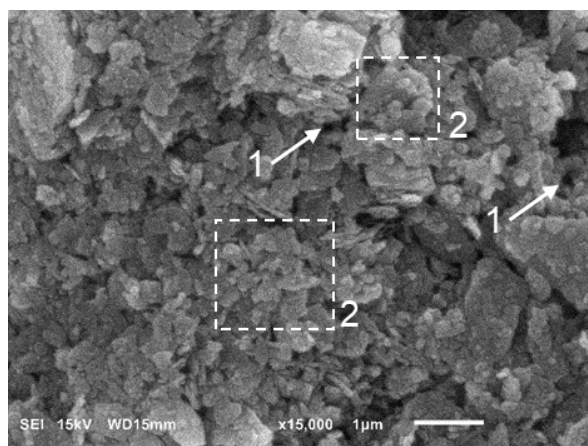
Para a ampliação de 15000 vezes (Figuras 4.18 e 4.19), são identificados os microporos localizados internamente aos macroporos. Essas imagens também mostram evidências da presença significativa de minerais primários agregados, que apresentam formas mais ou menos equidimensionais. Essa constatação permite inferir que as agregações são preservadas durante o processo de reconstituição dos corpos de prova, dificultando a orientação das partículas.

Figura 4.18 – Imagens de MEV para ampliação de 15000 vezes: (a) compactação estática (SC); (b) compactação dinâmica (DC). 1: microporos; 2: agregações de partículas de argila.



Fonte: O autor.

Figura 4.19 – Imagens de MEV para ampliação de 15000 vezes: compressão de lama (S). 1: microporos; 2: agregações de partículas de argila.



Fonte: O autor.

Com respaldo nas discussões apresentadas, é pertinente afirmar que tanto as curvas de retenção de água (SWRCs) e as curvas de distribuição do tamanho dos poros (PSD) quanto as imagens de MEV foram eficientes para capturar a distribuição bimodal de poros e caracterizar a estrutura do material. Foi possível constatar que o solo analisado, profundamente intemperizado (solo laterítico), apenas apresentou alterações na estrutura que correspondem ao modo macroporoso. Além disso, as agregações do solo analisado são estáveis e não dependem de fatores ambientais.

Portanto, fica evidente a influência da composição química e mineralógica resultante do processo de formação do solo na estrutura gerada durante a reconstituição dos corpos de prova e na sua evolução em resposta às alterações das variáveis de estado. A compreensão dos fatores de formação e processos pedogenéticos responsáveis pela distribuição dos poros dos solos tropicais e pela estabilidade estrutural dos agregados permite um melhor entendimento das propriedades e do comportamento desses solos.

4.4 CURVAS DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

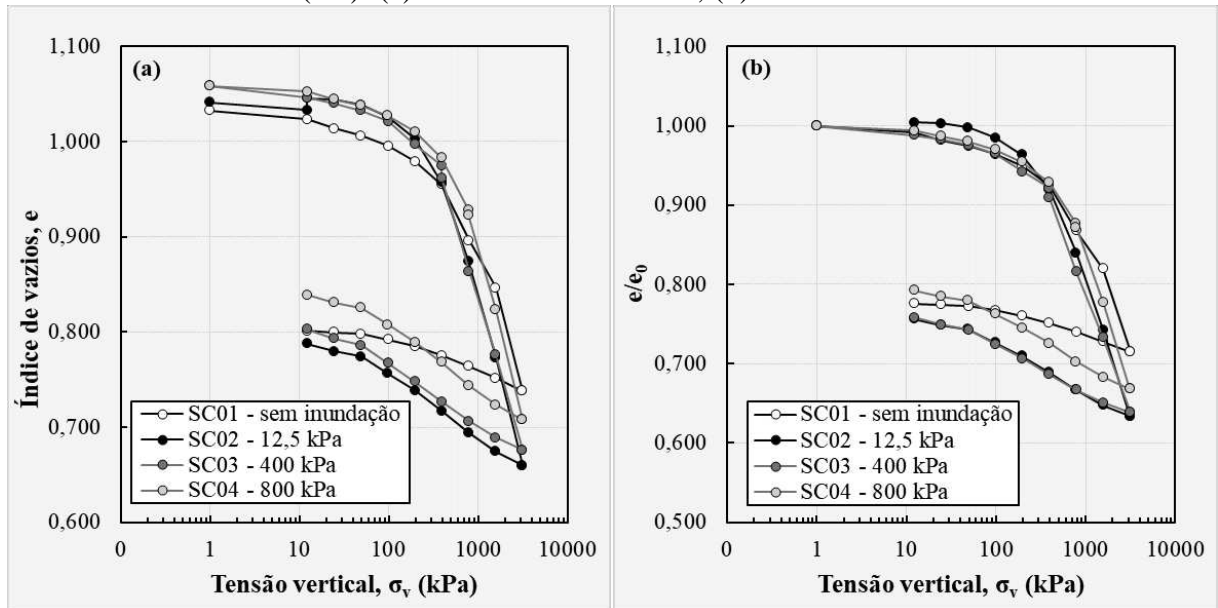
A Tabela 4.7 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão edométrica. Nas Figuras 4.20, 4.21 e 4.22, são apresentadas as curvas de compressão obtidas com e sem a inundação dos corpos de prova SC, DC e S, respectivamente. Para facilitar a comparação entre as curvas de compressão SC e DC, para além de representar as curvas convencionais, optou-se por traçar também as curvas normalizadas em relação ao índice de vazios inicial (e_0) dos corpos de prova.

Tabela 4.7 – Condições iniciais dos corpos de prova para os ensaios de compressão edométrica.

Identificação	GC (%)	e_0	w_0 (%)	S_{r0} (%)
SC01	100,6	1,033	31,10	86,4
SC02	100,2	1,041	30,42	83,8
SC03	99,3	1,059	30,41	82,4
SC04	99,3	1,059	31,23	84,6
DC01	100,6	1,033	31,15	86,5
DC02	100,6	1,033	30,70	85,3
DC03	100,4	1,037	30,79	85,2
DC04	99,3	1,059	30,97	83,9
S01	99,8	1,050	35,68	97,5
S02	99,9	1,047	35,58	97,4

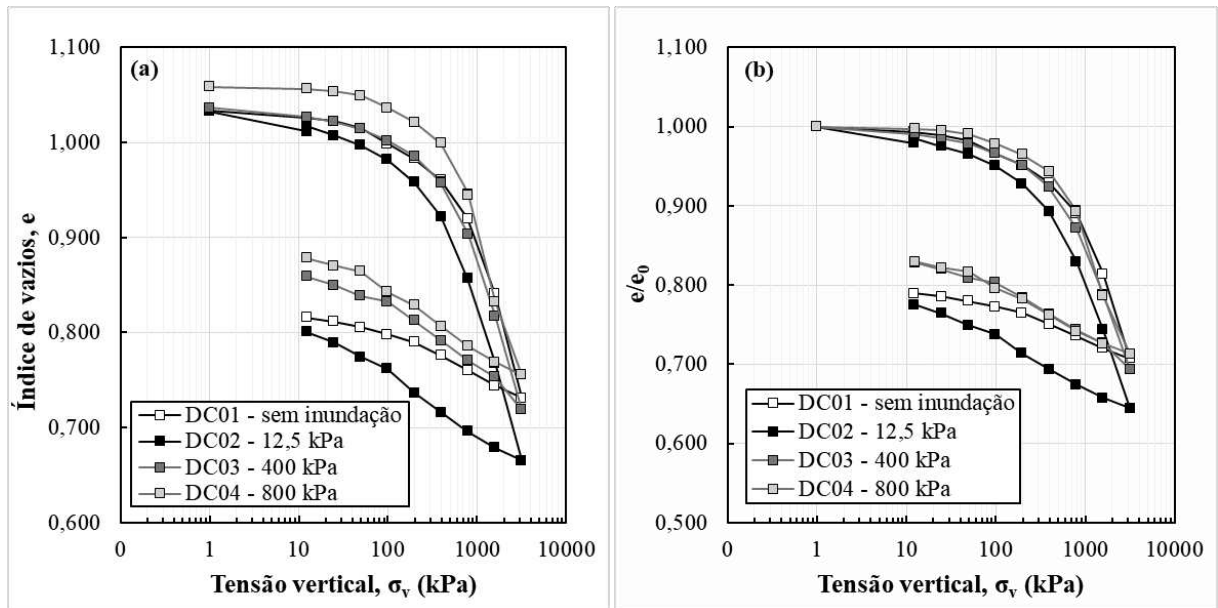
Fonte: O autor.

Figura 4.20 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compactação estática (SC): (a) curvas convencionais; (b) curvas normalizadas.



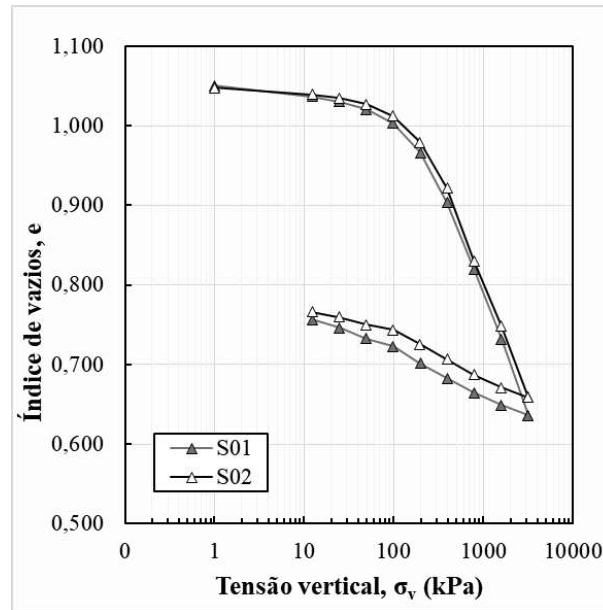
Fonte: O autor.

Figura 4.21 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica (DC): (a) curvas convencionais; (b) curvas normalizadas.



Fonte: O autor.

Figura 4.22 – Curvas de compressão dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (S).



Fonte: O autor.

O efeito promovido pela inundação dos corpos de prova pode ser visualizado nas curvas de compressão apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21 e na Tabela 4.8, que sintetiza as deformações promovidas pela inundação. O aumento do grau de saturação induzido pela inundação teve pouca influência nos estados finais posteriores ao término das deformações por expansão (na tensão de 12,5 kPa) e por colapso (nas tensões de 400 e 800 kPa), todas inferiores a 1%. Esse comportamento já era previsto pois os parâmetros de reconstituição dos corpos de prova correspondem ao ponto de ótimo da curva na energia do ensaio de Proctor Normal, com elevado grau de saturação inicial e máximo grau de acomodação entre as partículas para essa energia de compactação.

Tabela 4.8 – Deformações induzidas por inundação.

Identificação	Varição do índice de vazios, Δe	Deformação por inundação, ϵ_i (%)
SC02 - 12,5 kPa	-0,012	-0,61
SC03 - 400 kPa	0,013	0,63
SC04 - 800 kPa	0,005	0,25
DC02 - 12,5 kPa	-0,006	-0,29
DC03 - 400 kPa	0,001	0,05
DC04 - 800 kPa	0,001	0,07

Fonte: O autor.

Além disso, percebeu-se que para baixos valores de tensão vertical, as deformações por inundação acarretaram em expansão dos corpos de prova, e com o aumento da tensão vertical, esse comportamento se inverteu, resultando em deformações por colapso, que se aproximaram do valor nulo, para tensões verticais elevadas (Tabela 4.8). Convém mencionar que esse comportamento foi observado tanto para os corpos de prova preparados por compactação estática (SC) quanto para os moldados por compactação dinâmica (DC), sendo independente da técnica utilizada para a reconstituição dos corpos de prova.

Outro aspecto relevante que pode ser observado nas Figuras 4.20 e 4.21, é o efeito do nível da tensão vertical em que ocorreu a inundação, que teve maior influência nas curvas de compressão para o intervalo de tensões em que o comportamento do solo é elástico. Comparando-se os corpos de prova em suas respectivas técnicas de reconstituição, as curvas correspondentes aos corpos de prova SC02 e DC02, ambos inundados na tensão de 12,5 kPa, se apresentam deslocadas para a esquerda em relação as curvas SC04 e DC04, cujos corpos de prova foram inundados na tensão de 800 kPa, indicando a menor rigidez dos primeiros materiais durante o carregamento.

Na zona de transição de comportamento, à medida em que surgiam as deformações plásticas, o efeito produzido pela inundação era reduzido. Esse comportamento fica ainda mais claro comparando-se as tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) oriundas das curvas de compressão, apresentadas na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Tensões de pré-adensamento.

Identificação	Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	
	Casagrande (1936)	Pacheco Silva (1970)
SC01 - sem inundação	935	932
SC02 - 12,5 kPa	471	473
SC03 - 400 kPa	394	391
SC04 - 800 kPa	591	587
DC01 - sem inundação	770	765
DC02 - 12,5 kPa	476	474
DC03 - 400 kPa	548	547
DC04 - 800 kPa	569	564
S01	260	262
S02	235	236

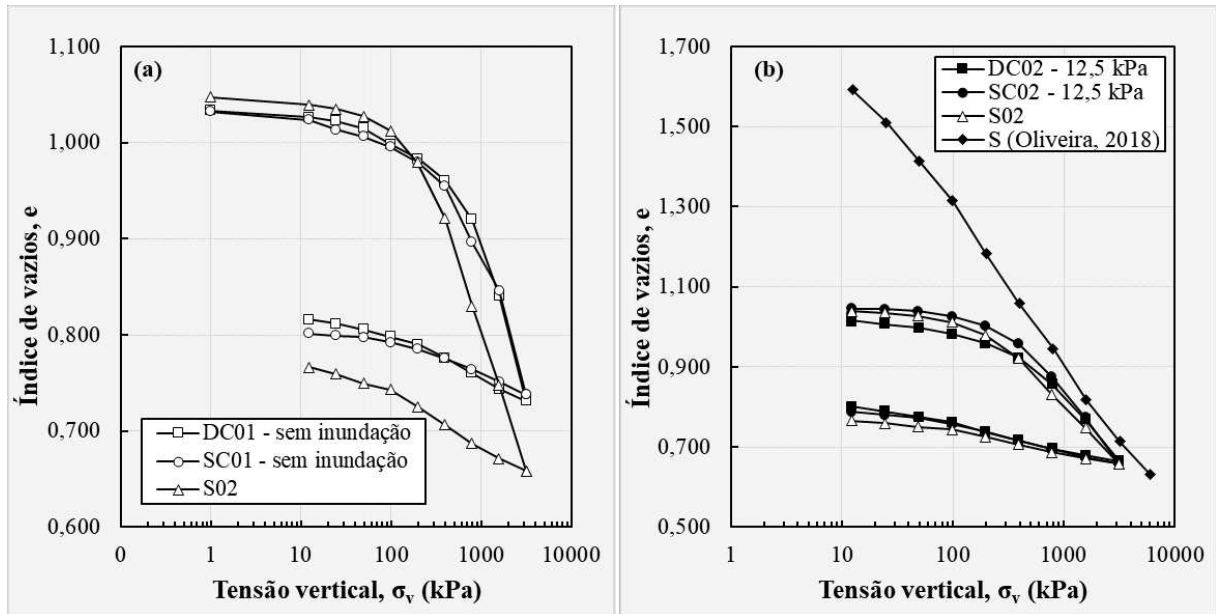
Fonte: O autor.

Com exceção do corpo de prova SC03, observou-se uma redução de σ'_{vm} com a redução da tensão em que foi realizada a inundação, e que os maiores valores encontrados correspondem aos corpos de prova que foram ensaiados na condição sem inundação (SC01 e DC01). Convém mencionar, que os dois métodos utilizados para a determinação da tensão de pré-adensamento tiveram uma excelente correspondência.

Apesar do corpo de prova SC03 ter apresentado o menor valor de σ'_{vm} dentre os corpos de prova que foram reconstituídos por compactação estática (Tabela 4.9), o menor índice de vazios final, atingido após o último estágio de carregamento, corresponde ao corpo de prova SC01 ($e = 0,660$), mesmo com a expansão sofrida inicialmente, como pode ser visualizado na Figura 4.20a. Esse resultado é bem próximo do índice de vazios final observado na curva DC01 ($e = 0,665$), da Figura 4.21a, e dos índices de vazios finais apresentados nas curvas S01 ($e = 0,636$) e S02 ($e = 0,659$), da Figura 4.22. Isso indicou que, além da maior compressibilidade do material quando inundado para baixos níveis de tensão vertical, a técnica de reconstituição teve menor influência no resultado final, do que o grau de saturação dos corpos de prova no início do ensaio.

O efeito da técnica de reconstituição adotada e do teor de umidade de moldagem, ou grau de saturação inicial dos corpos de prova, podem ser observados nas curvas de compressão apresentadas na Figura 4.23a. Na Figura 4.23b, pode ser visualizado o efeito do aumento do grau de saturação provocado pela inundação. Adicionalmente, também está apresentada a curva de compressão correspondente a reconstituição de um corpo de prova por compressão de lama (S), obtida por Oliveira (2018), utilizando o mesmo solo analisado nesta pesquisa. A reconstituição desse corpo de prova deu-se sob a umidade de moldagem correspondente à condição de saturação ($w = 57,6\%$) e índice de vazios de 1,610.

Figura 4.23 – Curvas de compressão: (a) efeito da técnica e do teor de umidade de reconstituição; (b) efeito do aumento do grau de saturação pela inundação.



Fonte: O autor.

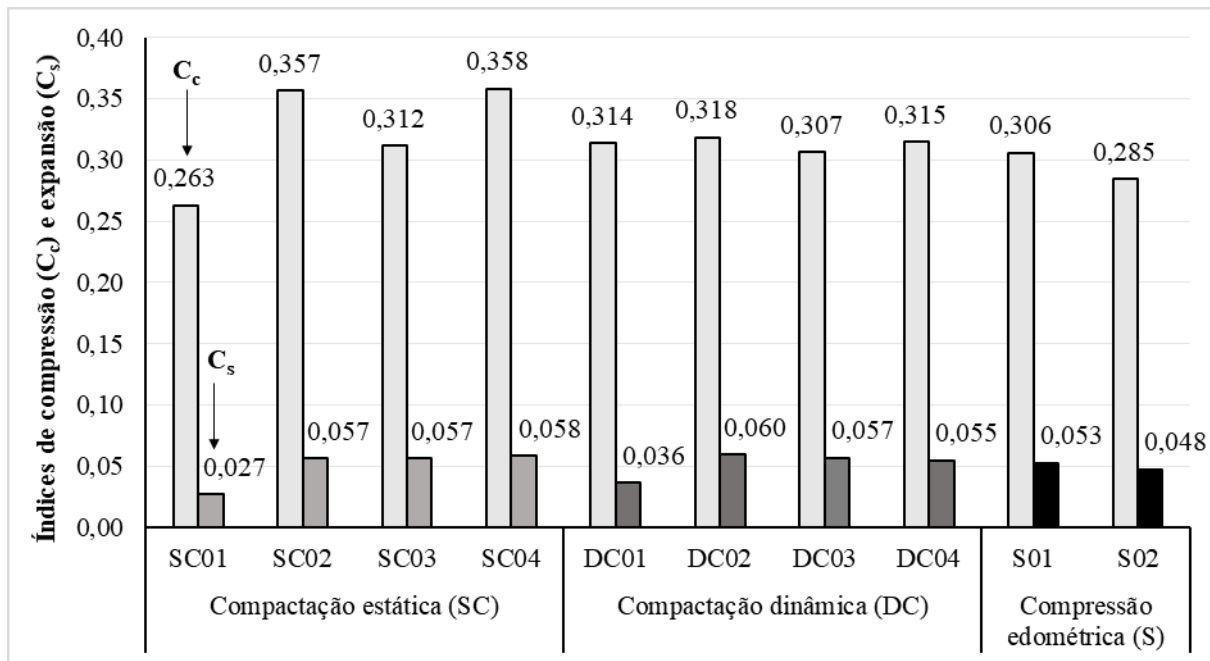
As curvas correspondentes aos corpos de prova DC01 e SC01, com graus de saturação iniciais de 86,5% e 86,4%, respectivamente, apresentaram-se sobrepostas para todo o intervalo de tensões verticais analisado, ao passo que a curva S02, que corresponde a um grau de saturação inicial de 97,4%, está deslocada para a esquerda (Figura 4.23a).

A similaridade do arranjo estrutural dos corpos de prova preparados por compactação estática e dinâmica, apontadas na seção 4.3, no que diz respeito à distribuição das agregações e dos vazios, e ao diâmetro predominante dos poros, foi responsável pela semelhança de comportamento apresentada por esses corpos de prova. Além disso, como consequência do menor teor de umidade de reconstituição, a predominância de macroporos de maiores dimensões nos corpos de prova SC01 e DC01, quando comparados aos corpos de prova S01, favoreceu o desenvolvimento de maiores valores de sucção matricial, que enrijeceu os corpos de prova contra o carregamento.

A redução da sucção matricial representada pela inundação dos corpos de prova, resultou na reorganização das agregações, com consequente redução do volume dos macroporos durante o carregamento. Como pode ser observado na Figura 4.23b, as curvas de compressão SC02, DC02 e S02 convergiram para valores de tensão vertical superiores a 1000 kPa. A convergência dos trechos normalmente consolidados para elevados valores de tensão vertical também é

percebida nas Figuras 4.20 e 4.21, e nos parâmetros de compressibilidade representados na Figura 4.24.

Figura 4.24 – Parâmetros de compressibilidade: C_c e C_s .



Fonte: O autor.

Na Figura 4.23b, o deslocamento relativo entre as curvas de compressão obtidas neste estudo e a curva S, obtida por Oliveira (2018), reflete a diferença das estruturas dos corpos de prova no início do ensaio, decorrente dos diferentes índices de vazios de moldagem adotados, conforme apontado na análise estrutural. Esse deslocamento inicial é reduzido à medida em que o carregamento evolui, como resultado da redução do volume dos poros correspondente à macroestrutura.

A inclinação da curva S (Figura 4.23b), caracterizada por um trecho virgem de compressão bem definido e que compreende todo o intervalo de tensões analisado, é de 0,373. Comparando esse resultado com os índices de compressão das curvas DC02, SC02 e S, de valores moderadamente inferiores, observou-se a clara tendência de sobreposição das curvas para elevados níveis de tensões verticais. Ressalta-se que os índices de compressão apresentados na Figura 4.24 foram calculados a partir dos dados experimentais referentes aos últimos três estágios de carregamento.

A tendência de sobreposição de todas as curvas de compressão apresentadas e a pequena variação dos parâmetros de compressibilidade C_c e C_s , que correspondem, respectivamente, à

inclinação do trecho virgem de compressão e à inclinação da trajetória de descarregamento, demonstraram que as diferenças nas estruturas iniciais provenientes dos processos de reconstituição dos corpos de prova foram atenuadas com a evolução do carregamento, e os corpos de prova apresentaram, então, comportamento mecânico semelhante.

O menor valor do índice de compressão (C_c) para o corpo de prova SC01, de 0,263, pode ser justificado pelo maior efeito da sucção matricial, responsável por frear a redução do volume de macroporos com o aumento do carregamento, resultando em menor inclinação do trecho virgem de compressão, para o intervalo de tensões considerado para a obtenção desse parâmetro (800 a 3200 kPa). No entanto, quando C_c foi calculado utilizando os dados referentes aos dois últimos estágios de carregamento, o valor encontrado é de 0,360, indicando a tendência de convergência do trecho virgem de compressão referente ao corpo de prova SC01 em relação às demais curvas de compressão, para tensões verticais que vão além das utilizadas nesta pesquisa.

Baseando-se nas discussões apresentadas, e no fato de que o modo microporoso não é alterado pelo processo de reconstituição dos corpos de prova ou trajetórias de carregamentos, conforme apresentado na análise microestrutural e nas curvas de compressão, é possível manifestar que a inclinação do trecho de compressão virgem do solo analisado está relacionada à compressibilidade da microestrutura, que por sua vez depende da composição química e mineralógica do solo.

No entanto, a posição da curva de compressão é diretamente influenciada pela estrutura inicial gerada no processo de reconstituição, e o comportamento apresentado por essa curva ao longo da trajetória de carregamento é determinado pelas variações que ocorrem no modo macroporoso. Esse comportamento também foi observado por Otalvaro et al. (2015), para um solo laterítico com propriedades físicas e composição química e mineralógica semelhantes às do solo analisado.

4.5 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

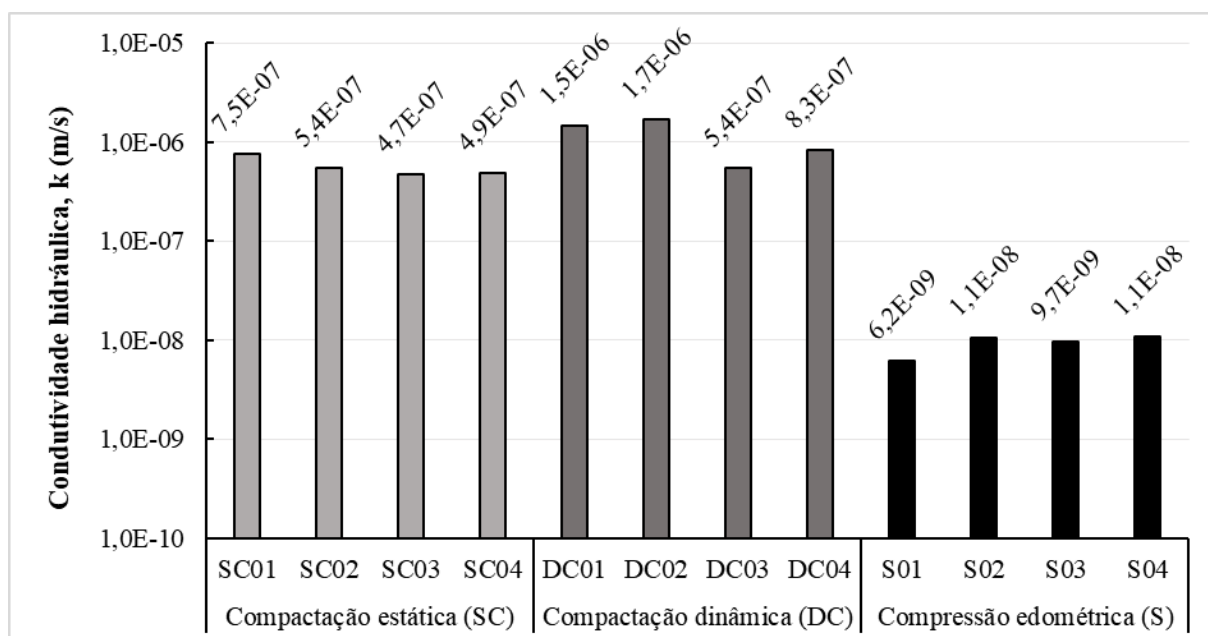
A Tabela 4.10 exhibe as condições iniciais dos corpos de prova submetidos aos ensaios de condutividade hidráulica saturada e de compressão triaxial, cujos resultados serão apresentados na próxima seção. Na Figura 4.25, estão representadas as condutividades hidráulicas saturadas a 20°C, determinadas anteriormente a fase de aplicação das tensões de confinamento.

Tabela 4.10 – Condições iniciais dos corpos de prova para os ensaios de condutividade hidráulica saturada e compressão triaxial.

Identificação	Condições iniciais		
	GC (%)	e_0	w_0 (%)
SC01	100,0	1,045	31,58
SC02	100,5	1,034	31,24
SC03	101,2	1,021	30,44
SC04	100,8	1,029	30,76
DC01	100,0	1,045	30,75
DC02	100,6	1,032	31,50
DC03	100,8	1,029	31,26
DC04	100,8	1,029	31,46
S01	99,1	1,062	36,12
S02	99,9	1,046	35,10
S03	99,5	1,054	35,53
S04	99,8	1,048	35,49

Fonte: O autor.

Figura 4.25 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica após a saturação dos corpos de prova.



Fonte: O autor.

Os resultados apresentados na Figura 4.25 indicaram a maior proximidade entre os valores de condutividade hidráulica (k) dos corpos reconstituídos por compactação estática

(SC) e dinâmica (DC) quando comparados aos obtidos por compressão de lama (S). Ao passo que os valores de k dos corpos de prova SC e DC variaram em um curto intervalo compreendido entre $4,7 \times 10^{-7}$ e $1,7 \times 10^{-6}$ (m/s), os valores de k dos corpos de prova S foram inferiores em duas ordens de magnitude.

Os menores valores de k encontrados para os corpos de prova preparados por compressão de lama (S) são justificados em função do maior teor de umidade de moldagem associado a essa técnica de reconstituição. A estrutura gerada na preparação dos corpos de prova a partir de uma porção de solo na consistência de lama foi caracterizada por uma distribuição de macroporos com diâmetro predominante inferior aos dos corpos de prova preparados por compactação estática (SC) e dinâmica (DC), que em termos da organização das agregações, da distribuição dos vazios e do diâmetro predominante dos poros, apresentaram estruturas iniciais muito semelhantes.

A análise estrutural também indicou que a redução da abertura dos macroporos dos corpos de prova S foi acompanhada da diminuição da interconectividade entre eles. Portanto, a diminuição do tamanho dos macroporos dos corpos de prova S e a redução dos caminhos que os conectam foram responsáveis por promover a redução da condutividade hidráulica saturada (k) desses corpos de prova quando comparados aos corpos de prova SC e DC.

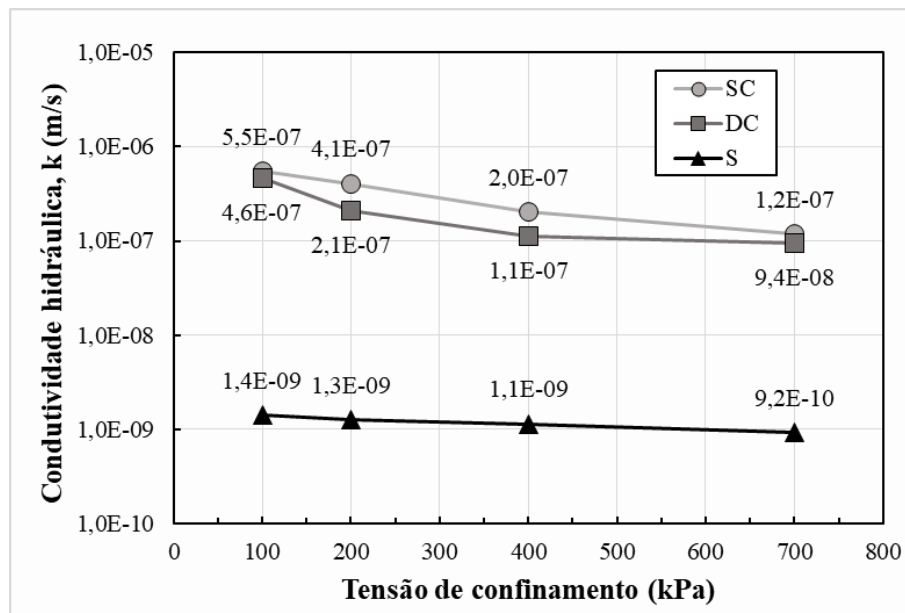
A variação dos índices de vazios (Δe) em decorrência da consolidação isotrópica dos corpos de prova está representada na Tabela 4.11, e o efeito da tensão de confinamento na condutividade hidráulica dos corpos de prova pode ser visualizado na Figura 4.26. Apesar das variações nas condições de moldagem dos corpos de prova, o aumento da tensão de confinamento promoveu a redução da condutividade hidráulica de todos os corpos de prova. Esse comportamento pode ser explicado pela redução do índice de vazios dos corpos de prova com o aumento da tensão de confinamento.

Tabela 4.11 – Variação dos índices de vazios iniciais dos corpos de prova em função da tensão de confinamento.

Identificação	Tensão de confinamento (kPa)	e_0	e_f	Δe
SC01	100	1,045	1,018	0,027
SC02	200	1,034	0,996	0,038
SC03	400	1,021	0,966	0,055
SC04	700	1,029	0,913	0,116
DC01	100	1,045	1,011	0,035
DC02	200	1,032	0,993	0,039
DC03	400	1,029	0,975	0,054
DC04	700	1,029	0,920	0,108
S01	100	1,062	1,039	0,023
S02	200	1,046	0,997	0,049
S03	400	1,054	0,969	0,085
S04	700	1,048	0,929	0,119

Fonte: O autor.

Figura 4.26 – Efeito da tensão de confinamento na condutividade hidráulica.



Fonte: O autor.

No entanto, deve ser notado que apenas discretas variações na condutividade hidráulica foram promovidas pela redução do índice de vazios na condutividade hidráulica dos corpos de prova. Esse comportamento é explicado pelo fluxo restrito de água nos poros intra-agregados e pela menor sensibilidade da condutividade hidráulica às variações de índice de vazios que

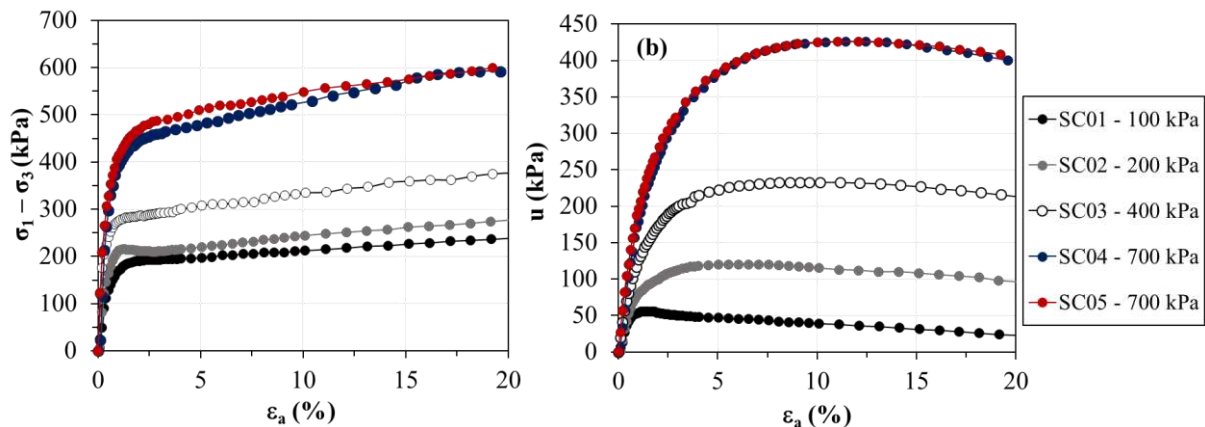
correspondem aos poros da microestrutura. Esses resultados corroboraram com as observações apontadas por Shafiee (2008), para misturas compactadas de solo-agregado, e Santo e Esquivel (2018), para um solo laterítico argiloso compactado: para elevadas tensões de confinamento, não houveram reduções significativas na condutividade hidráulica dos solos analisados.

Os resultados apresentados na Tabela 4.11 e na Figura 4.26 também permitiram manifestar que a redução do índice de vazios (causada pelo aumento da tensão de confinamento) teve menor influência nos valores de condutividade hidráulica dos corpos de prova, do que a estrutura inicial gerada pelo processo de reconstituição, no que concerne, principalmente, à interconectividade dos poros. Apesar dos corpos de prova SC, DC e S terem apresentado índices de vazios semelhantes após a consolidação sob a tensão de confinamento de 700 kPa (0,913, 0,920 e 0,929 para os corpos de prova SC04, DC04 e S04, respectivamente), os valores de k dos corpos de prova SC e DC permaneceram superiores ao valor de k do corpo de prova S em duas ordens de magnitude.

4.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Nas Figuras 4.27, 4.29 e 4.31, são apresentadas as curvas que expressam as variações da tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) e da poropressão (u) em função das deformações axiais (ϵ_a) obtidas durante os ensaios de compressão triaxial, na modalidade do ensaio consolidado isotropicamente não drenado (CIU). As trajetórias de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) seguidas durante os ensaios, representadas respectivamente nos planos $p \times q$ e $p' \times q$, são apresentadas nas Figuras 4.28, 4.30 e 4.32, em que: $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$; $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$; e $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$.

Figura 4.27 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compactação estática (SC): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.

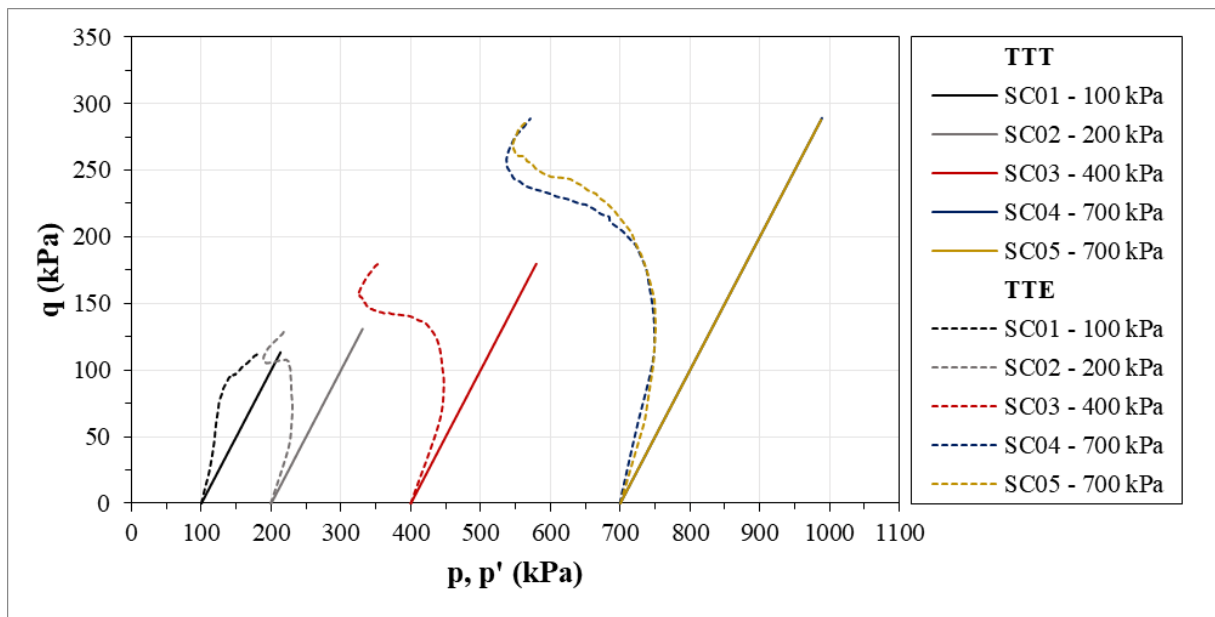


Fonte: O autor.

As curvas tensão-deformação dos corpos de prova SC (Figura 4.27a), caracterizadas por dois trechos bem definidos, apresentaram alterações de comportamento por volta de 1% de (ϵ_a) . Notou-se que esse valor de ϵ_a corresponde ao trecho mais inclinado das curvas $u \times \epsilon_a$ (Figura 4.27b), onde as maiores variações da poropressão com ϵ_a indicaram a maior tendência de variação de volume dos corpos de prova na zona de transição de comportamento.

Além disso, após o trecho inicial, todas as curvas tensão-deformação apresentaram aumento da tensão desviadora com o andamento das deformações. Esse comportamento resultou na seleção das tensões desviadoras $(\sigma_1 - \sigma_3)$ à deformação axial equivalente a 15% como critério de ruptura dos corpos de prova SC. Convém mencionar que um quinto corpo de prova (SC05) foi ensaiado com o intuito de confirmar o ganho resistência com ϵ_a para elevados valores de tensão de confinamento.

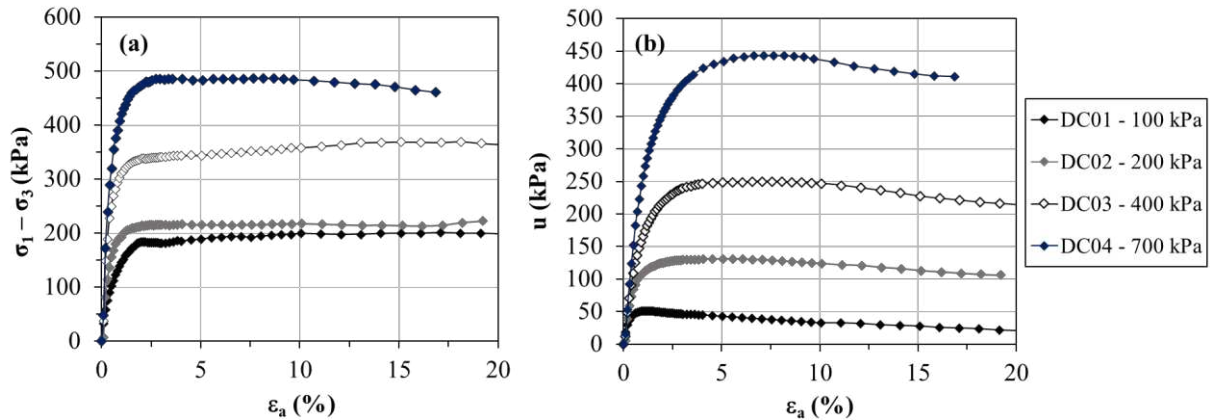
Figura 4.28 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova SC.



Fonte: O autor.

A evolução dos estados de tensões dos corpos de prova SC durante o ensaio CIU até a condição de ruptura pode ser visualizada nas trajetórias tensões TTT e TTE (Figura 4.28). Nessa figura, pode ser vista a maior semelhança entre o comportamento apresentado pelas trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova SC02 a SC05 quando comparadas à trajetória de tensões efetivas do corpo de prova SC01. Esses resultados apontaram que a consolidação isotrópica sob tensão de confinamento de 200 kPa foi suficiente para induzir o mecanismo responsável pela resposta mecânica dos corpos de prova SC à compressão triaxial, quando consolidados com elevadas tensões de confinamento.

Figura 4.29 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica (DC): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.



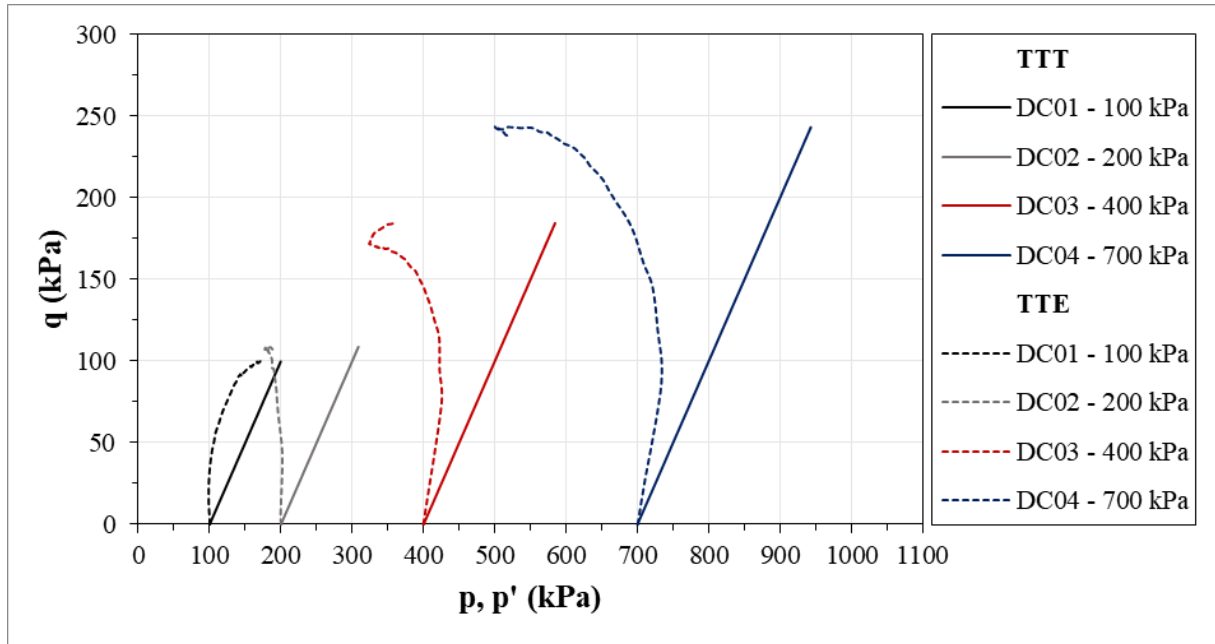
Fonte: O autor.

Conforme para os corpos de prova SC, as curvas tensão-deformação dos corpos de prova DC (Figura 4.29a) apresentaram comportamento bilinear, com separação entre os dois trechos para valores de ϵ_a próximos de 1%. A correspondência desses valores de ϵ_a ao trecho de maior inclinação das curvas $u \times \epsilon_a$ também foi percebida para os corpos de prova DC (Figura 4.29b). No entanto, diferentemente do comportamento apresentado pelos corpos de prova SC, não foram observadas variações significativas nos valores de tensão desviadora dos corpos de prova DC após a transição do trecho inicial para a condição residual.

Em relação à definição de ruptura, pela ausência da resistência de pico e da menor influência do aumento de ϵ_a na resistência dos corpos de prova DC após a transição de comportamento, optou-se pela adoção do critério associado às deformações axiais equivalentes a 15%.

No que concerne as variações dos estados de tensões ao longo do carregamento, bem como deu-se para os corpos de prova SC, foi observado uma maior correspondência entre o comportamento das trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova DC (Figura 4.30) inicialmente consolidados para as tensões de 200, 400 e 700 kPa, do que para o corpo de prova confinado sob tensão de 100 kPa.

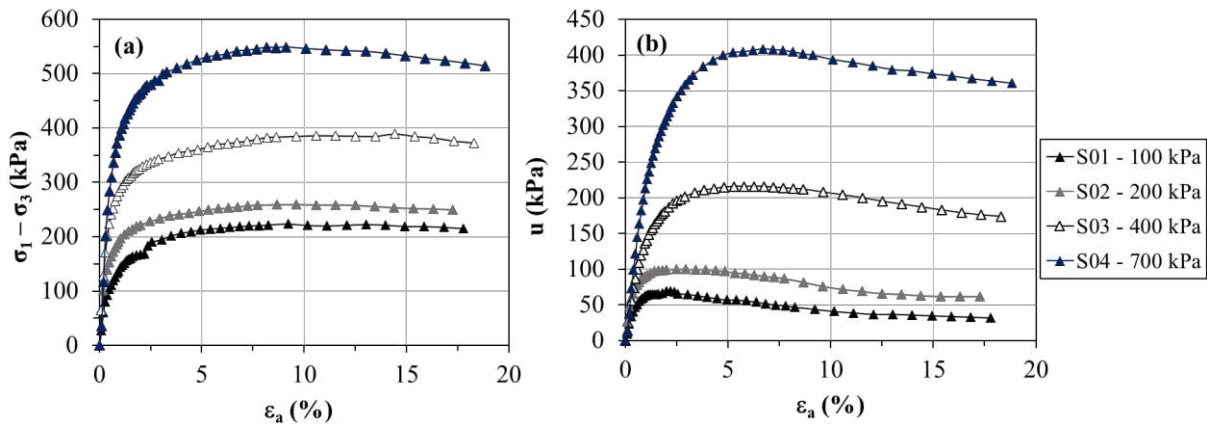
Figura 4.30 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova DC.



Fonte: O autor.

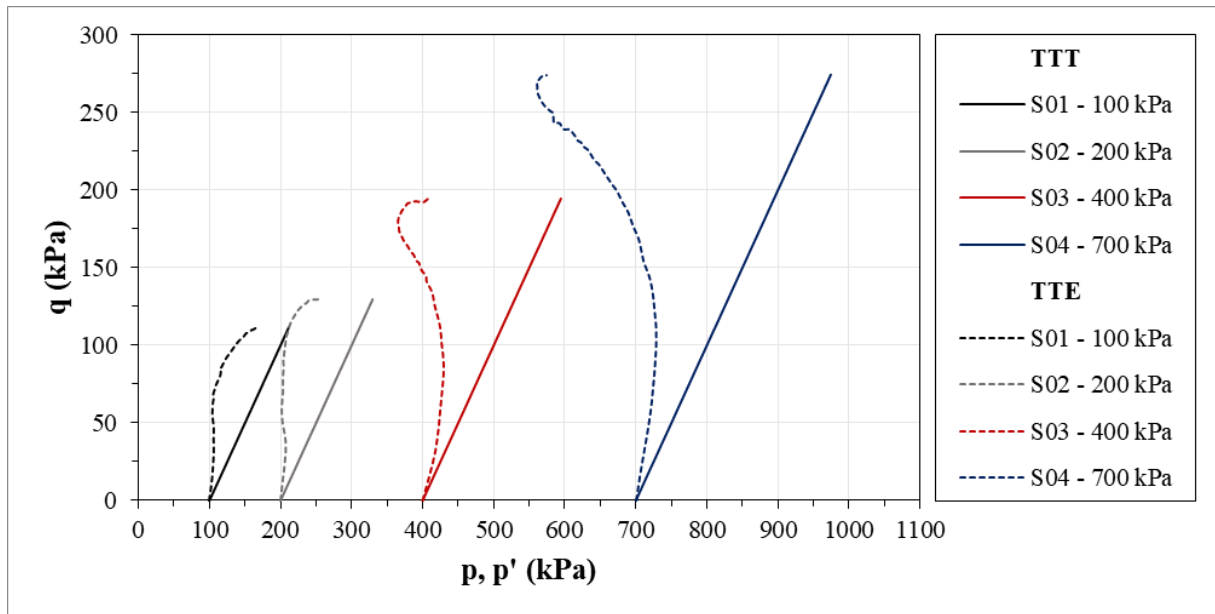
Nas curvas tensão-deformação (Figura 4.31a) e poropressão-deformação (Figura 4.31b) dos corpos de prova S, também foram observados indícios da transição de comportamento para valores de deformações axiais em torno de 1%.

Figura 4.31 – Compressão triaxial CIU dos corpos de prova reconstituídos por compressão de lama (S): (a) curvas tensão-deformação; (b) curvas poropressão-deformação.



Fonte: O autor.

Figura 4.32 – Trajetória de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) dos corpos de prova S.



Fonte: O autor.

Em contraste aos resultados apresentados pelos corpos de prova SC e DC, as trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova S apresentaram comportamentos muito semelhantes para todos os níveis de tensões de confinamento aplicados (Figura 4.32). Essa diferença entre comportamentos pode ser explicada em função do tamanho dos poros dos corpos de prova reconstituídos a partir do estado de lama, que estão distribuídos em um menor intervalo de diâmetros quando comparados aos dos corpos de prova SC e DC. Para o estado resultante da reconstituição dos corpos de prova S, tanto a estrutura quanto o comportamento mecânico do solo são governadas pelo nível microporoso.

No entanto, para os corpos de prova SC e DC, após a consolidação sob tensão de confinamento de 100 kPa, o efeito da estrutura gerada após a reconstituição dos corpos de prova ainda pode ser percebido em vista da diferença entre o comportamento dos trechos iniciais das trajetórias de tensões efetivas dos corpos de prova SC01 (Figura 4.28) e DC01 (Figura 4.30) em relação aquelas obtidas para os demais corpos de prova.

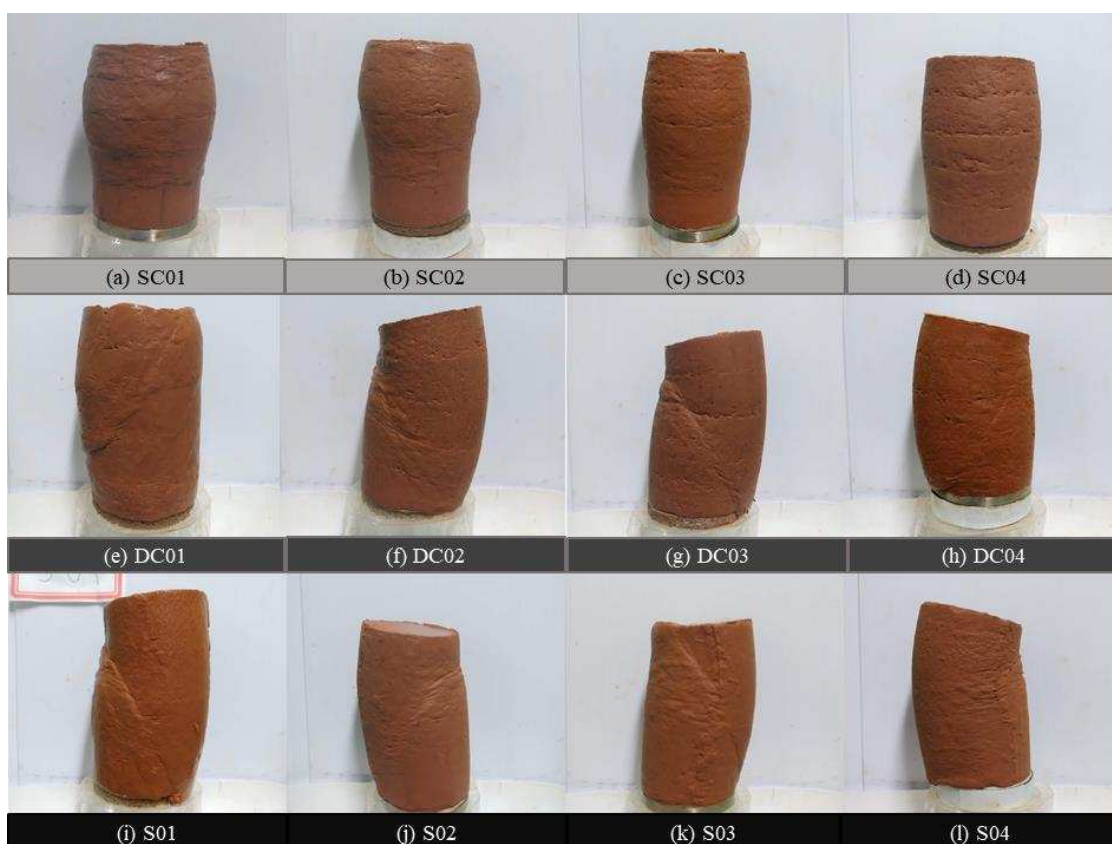
As curvas tensão-deformação dos corpos de prova S (Figura 4.31a) apresentaram resistência de pico para deformações axiais próximas de 9%. A única exceção foi para o corpo de prova S03, em que o pico de resistência foi detectado para 14% de deformação axial. A resistência de pico apresentada por esses corpos de prova também pode ser explicada em função da estrutura inicial produzida durante o processo de reconstituição: maiores alterações na organização das agregações de partículas em resposta à evolução do carregamento são

restringidas pelo pequeno intervalo de variação do tamanho dos poros que os corpos de prova S apresentaram até que a condição residual fosse atingida.

No entanto, convém mencionar que apesar da resistência de pico, as curvas tensão-deformação dos corpos de prova S apresentaram comportamento plástico, muito semelhante ao das curvas tensão-deformação dos corpos de prova DC, em que apenas pequenas variações nos valores de tensão desviadora dos corpos prova foram observadas com o aumento das deformações axiais, para valores de ϵ_a superiores a 5%.

A maior semelhança entre o mecanismo de ruptura dos corpos de prova DC e S em relação aos corpos de prova SC também pode ser visualizada na Figura 4.33, que representa os corpos de prova após os ensaios de compressão triaxial CIU. Nessa figura, pode ser visto que os corpos de prova DC e S apresentaram um plano de ruptura bem definido ao passo que, para a modalidade de reconstituição por compactação estática (SC), o modo de ruptura ocorreu por abaulamento dos corpos de prova, sem a presença de um plano de ruptura definido.

Figura 4.33 – Mecanismos de ruptura dos corpos de prova: (a) a (d) - compactação estática (SC); (e) a (h) - compactação dinâmica (DC); (i) a (l) - compressão de lama (S).

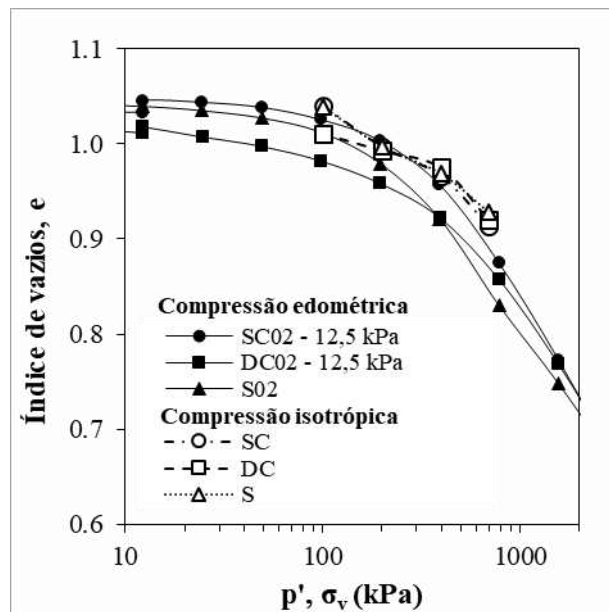


Fonte: O autor.

A transição da estrutura inicial desses corpos de prova para a condição de ruptura por abaulamento auxilia no entendimento do comportamento das curvas tensão-deformação dos corpos de prova SC, para as quais foi observado aumento das tensões desviadoras com a evolução das deformações axiais.

Os resultados apresentados na seção 4.4, acerca do comportamento do solo analisado sob compressão edométrica, indicaram a convergência da distribuição e do tamanho dos poros ao nível da microestrutura com a continuidade do carregamento. De maneira análoga a esses resultados, a consolidação isotrópica dos ensaios de compressão triaxial CIU, foi responsável por mitigar as características do arranjo estrutural bimodal, fazendo com que a resposta mecânica do material fosse muito semelhante. Esse comportamento pode ser visualizado na Figura 4.34 que representa as curvas de compressão isotrópica ($e \times \log p'$) dos corpos de prova reconstituídos pelas técnicas de moldagem adotadas nesta pesquisa. Na Figura 4.34, é observada a convergência dessas curvas para valores de p' superiores a 200 kPa.

Figura 4.34 – Curvas de compressão edométrica e isotrópica dos corpos de prova SC, DC e S.



Fonte: O autor.

Além das curvas de compressão isotrópica, também são apresentadas na Figura 4.34 as curvas de compressão edométrica ($e \times \log \sigma_v$) dos corpos de prova SC02 e DC02, ambos inundados para a tensão vertical de 12,5 kPa, e do corpo de prova S02, reconstruído sob a condição de saturação. A observação da nítida tendência de sobreposição de todas essas curvas indica a existência de uma região única de compressão normal para o solo analisado quando os

corpos de prova são comprimidos edometricamente e isotropicamente. Uma resposta equivalente, para um solo laterítico argiloso compactado, foi relatada por Otalvaro (2013).

A despeito das diferenças apresentadas entre os mecanismos de ruptura dos corpos de prova, os valores da tensão desviadora (q) na ruptura (Figuras 4.28, 4.30 e 4.32), para uma mesma tensão de confinamento, foram próximos entre si, para qualquer das técnicas de reconstituição utilizadas. Esses resultados sugeriram que uma única envoltória de resistência ao cisalhamento (em termos de tensões totais ou efetivas) fosse necessária para o ajuste dos pares ordenados referentes às condições de ruptura definidas para cada técnica de reconstituição (Figura 4.35). As envoltórias de resistência ao cisalhamento para cada técnica de reconstituição também são apresentadas na Figura 4.35. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (ϕ , c , ϕ' e c') referentes às envoltórias de resistência ao cisalhamento da Figura 4.35 são apresentados na Tabela 4.12.

Figura 4.35 – Envoltória de resistência ao cisalhamento única e envoltórias de resistência ao cisalhamento para cada técnica de reconstituição.

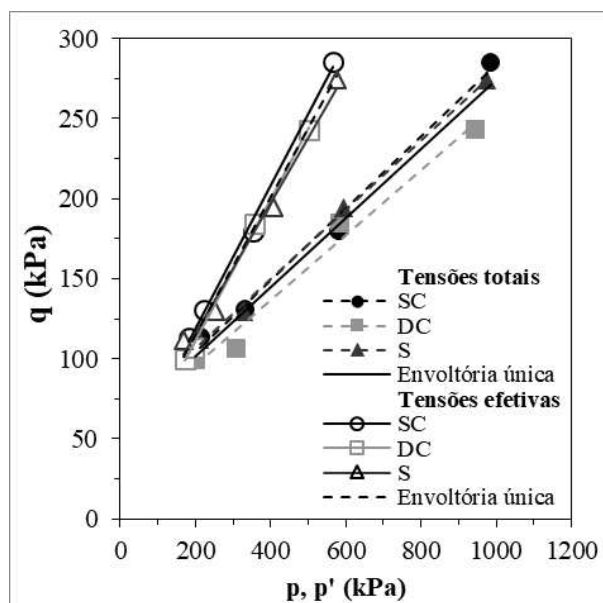


Tabela 4.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento referente a envoltória de resistência única e para cada técnica de reconstituição.

Identificação	Em termos de tensões totais		Em termos de tensões efetivas	
	ϕ ($^{\circ}$)	c (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)
Compactação estática (SC)	13,0	60,0	26,6	32,8
Compactação dinâmica (DC)	11,7	56,2	26,2	25,9
Compressão de lama (S)	12,6	64,3	24,1	37,4
Envoltória de resistência única	12,5	59,8	25,6	32,2

Fonte: O autor.

Como pode ser observado na Tabela 4.12, tanto em termos de tensões efetivas quando em termos de tensões totais, os maiores valores de ângulo de atrito e de intercepto coesivo foram obtidos para a técnica de reconstituição por compactação estática e compressão de lama, respectivamente. Os menores valores de ϕ , c e c' foram obtidos para a técnica de reconstituição por compactação dinâmica, e o valor de ϕ' obtido para essa técnica de reconstituição assumiu um valor intermediário em relação às demais situações.

No entanto, em termos práticos, a técnica de reconstituição dos corpos de prova teve pouca influência sobre a resistência ao cisalhamento do solo analisado, visto o pequeno intervalo de variação dos parâmetros de resistência (Tabela 4.12) e a proximidade entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentadas na Figura 4.35.

As evidências experimentais relatadas nos parágrafos anteriores permitem inferir que a resistência ao cisalhamento do solo é governada pela resposta mecânica da microestrutura, e por isso sofre menor influência das particularidades estruturais produzidas pelas diferentes técnicas de reconstituição adotadas nesta pesquisa, que foram sendo atenuadas tanto durante a consolidação isotrópica quanto no decorrer da fase de cisalhamento dos corpos de prova.

O menor efeito da modalidade de reconstituição dos corpos de prova nos parâmetros de resistência ao cisalhamento também foi apontado por Crispim (2010), para diversos solos residuais do Estado de Minas Gerais, Brasil. Utilizando-se de ensaios de compressão triaxial CIU em corpos de prova reconstituídos por compactação dinâmica e estática, o referido autor constatou que variações na obtenção dos parâmetros de resistência em decorrência da técnica utilizada para a preparação dos corpos de prova, quando ocorreu, afetou somente o intercepto coesivo efetivo (c'), sendo que nesse caso, a resistência mecânica obtida através da compactação estática foi menor do que através da compactação dinâmica.

5 CONCLUSÕES

As análises fundamentadas nos resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa permitiram identificar características intrínsecas do solo analisado em contraste aos aspectos associados às condições de reconstituição. Além disso, foi possível relacionar o comportamento hidráulico e mecânico do solo investigado à estrutura inicial produzida na reconstituição dos corpos de prova. Com relação a essas observações, as seguintes conclusões são apontadas:

O solo analisado apresenta as partículas de argila e silte aglomeradas, formando agregações do tamanho areia. Essa característica é associada ao ambiente de formação do solo (clima tropical úmido) e foi identificada por meio da análise das distribuições granulométricas quando é usado defloculante químico em relação às amostras preparadas com água.

A caracterização mineralógica indicou a presença de minerais típicos de solos profundamente intemperizados, comum em regiões de clima tropical úmido: gibbsita, goethita e hematita, com predominância do argilomineral caulinita. Esses resultados corroboram com o baixo valor encontrado para a capacidade de troca catiônica (CEC) e com o valor negativo do parâmetro ΔpH , da análise química. Todas essas características apontaram o caráter laterítico do solo investigado, que foi confirmado através da classificação geotécnica de solos tropicais da metodologia MCT.

O formato bimodal apresentado pelas curvas de retenção de água foi determinado pela estrutura inicial produzida na reconstituição dos corpos de prova, caracterizada pela distribuição dos poros em dois níveis estruturais. O aumento do teor de umidade de moldagem ou do esforço utilizado para a reconstituição dos corpos de prova promoveu o fechamento dos poros da macroestrutura, acarretando no aumento do valor de entrada de ar dos macroporos. A microporosidade do solo laterítico analisado, no entanto, não foi afetada pelos diferentes procedimentos adotados durante a reconstituição dos corpos de prova.

As curvas de distribuição do tamanho dos poros, que foram determinadas através da transformação das curvas de retenção de água em curvas de injeção de ar, apontaram a maior semelhança entre as estruturas geradas na reconstituição dos corpos de prova por compactação estática (SC) e dinâmica (DC), quando comparadas à estrutura produzida por compressão de lama (S). A estrutura dos corpos de prova S foi caracterizada pela predominância de macroporos de diâmetros inferiores aos detectados para os demais corpos de prova. Essas mesmas conclusões puderam ser extraídas dos resultados da microscopia eletrônica de varredura (MEV), apontando que a aproximação da curva de distribuição do tamanho dos poros pela

transformação da curva de retenção de água pode ser utilizada para a caracterização da estrutura do solo. As imagens de MEV também indicaram que o fechamento dos macroporos dos corpos de prova S foi acompanhado da diminuição da interconectividade desses poros.

A condutividade hidráulica saturada (k) dos corpos de prova S foram inferiores em duas ordens de magnitude em comparação aos valores de k obtidos para os corpos de prova SC e DC. Também foi possível constatar que a redução do índice de vazios (causada pelo aumento da tensão de confinamento) teve menor influência nos valores de k , do que a estrutura inicial gerada pelo processo de reconstituição, no que concerne, principalmente, à interconectividade dos poros. Apesar dos corpos de prova SC, DC e S terem apresentado índices de vazios muito próximos após a fase de consolidação isotrópica, os valores de k dos corpos de prova SC e DC permaneceram superiores ao valor de k do corpo de prova S em duas ordens de magnitude;

As diferenças entre os arranjos estruturais iniciais dos corpos de prova foram mitigadas durante as trajetórias de carregamento edométrico, como resultado da redução do volume dos poros correspondente à macroestrutura. Após certo nível de carregamento, a convergência dos trechos de compressão virgem indicou que os corpos de prova alcançaram estruturas muito similares. As evidências experimentais indicaram que a inclinação do trecho de compressão virgem do solo analisado está relacionada à compressibilidade da microestrutura, e que a posição da curva de compressão é diretamente influenciada pela estrutura inicial gerada no processo de reconstituição;

Assim como ocorreu durante a compressão edométrica dos corpos de prova, a compressão isotrópica nos ensaios de compressão triaxial CIU foi responsável por atenuar as características do arranjo estrutural bimodal, produto do processo de reconstituição dos corpos de prova, fazendo com que a resposta mecânica do material fosse a mesma. Foi observada uma região única de compressão normal para o solo analisado quando os corpos de prova são comprimidos edometricamente e isotropicamente;

Em relação a resistência ao cisalhamento, enquanto ruptura dos corpos de prova SC ocorreu por abaulamento, os corpos de prova DC e S apresentaram plano de ruptura bem definido, caracterizando a ruptura por cisalhamento. Apesar das diferenças apresentadas entre os mecanismos de ruptura dos corpos de prova, os pares ordenados referentes às condições de ruptura, definidas para cada modalidade de reconstituição, puderam ser ajustados por uma única envoltória de resistência. Foi possível constatar que a resistência ao cisalhamento do solo é

governada pela resposta mecânica da microestrutura, e por isso sofre menor influência das particularidades estruturais produzidas pelas diferentes técnicas de reconstituição.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se preparar corpos de prova sob diferentes condições de umidade, de índice de vazios, e de energia de reconstituição, em contraste às condições adotadas nesta pesquisa. Além disso, obter corpos de prova de amostras indeformadas e através da reconstituição pela técnica de pisoteamento.

Adicionalmente ao programa experimental realizado nesta pesquisa, são apontados outros procedimentos para a avaliação do comportamento hidro-mecânico-estrutural do solo tropical laterítico analisado:

- Análise quantitativa da estrutura do solo por meio da porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP);
- Ensaios de compressão edométrica com controle de sucção; e
- Ensaios de compressão triaxial consolidados isotropicamente e drenados (CID) e de compressão triaxial não saturados com umidade constante (CW).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro. 2016a. 12 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro. 2016b. 5 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. 2016c. 3 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **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. 2016d. 10 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016e. 9 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.

ALONSO, E.E. **Suelos compactados em la teoría y em la práctica.** Barcelona: Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, 2004. 85 p.

ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soil. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

ALONSO, E.E.; PEREIRA, J.; OLIVELLA, S. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. **Geotechnique**, v. 60, n. 12, p. 913-925, 2010.

ALONSO, E.E.; PINYOL, N.M; GENS, A. Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. **Geotechnique**, v. 63, n. 6, p. 913-925, 2013.

ALONSO, E.E.; VAUNAT, J.; GENS, A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clay. **Engineering Geology**, v. 54, p. 173-183, 1999.

ASMANI, D.M.Y.; HAFEZ, M.A.; NURBAYA, S. Static laboratory compaction method. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 16, p. 1583-1593, 2011.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D4767-11:** Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2011a. 14 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D2435/D2435M-11:** Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2011b. 15 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D3282-15:** Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2015. 6 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D5298-16:** Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2016a. 6 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D5084-16a:** Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2016b. 24 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. **ASTM D2488-17e1:** Standard practice for description and identification of Soils (Visual-Manual Procedure). West Conshohocken, PA: ASTM International. 2017. 13p.

AUNG, K.K.; RAHARDJO, H., LEONG, E.C.; TOLL, D.G. Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 19, p. 401-416, 2001.

BAKIR, N.; ABBECHE, K.; PANCZER; G. Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing collapse of a collapsible soil. **Geomechanics and Engineering**, v. 12, n. 1, p. 71-83, 2017.

BENATTI, J.C.B.; MIGUEL, M.G. A proposal of structural models for colluvial and lateritic soil profile from southwestern Brazil on the basis of their collapsible behavior. **Engineering Geology**, v. 153, p. 1-11, 2013.

BENATTI, J.C.B.; RODRIGUES, R.A; MIGUEL, M.G. Aspects of Mechanical Behavior and Modeling of a Tropical Unsaturated Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, p. 1569-1585, 2013.

BENSON, C.H; DANIEL, D.E. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 116, n. 8, p. 1231-1248, 1990.

BORGES, C.R. **Estudo microestrutural do comportamento hidromecânico do solo de Brasília-DF, Distrito Federal**. 2014. 112 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

BUENFIL, C.M.B. **Hydromechanical behavior of compacted clay**. 2007. 466 f. Doctoral Thesis – Department of Geotechnics and Cartography Engineering, Polytechnical University of Catalonia, Barcelona, 2007.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; MINETTE, E. Geotechnical aspects of Viçosa soils. In: US/BRAZIL GEOTECHNICAL WORKSHOP: APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOILS, 1992, Belo Horizonte. **Proceedings...** Belo Horizonte, 1992. p. 349-354.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MARINHO, F.A.M.; OLIVEIRA, O.M.; GITIRANA JÚNIOR, G.F.N. Contribuição ao entendimento do comportamento dos solos não saturados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** São Paulo: ABMS COBRAMSEG, 2012. p. 1-9.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; REZENDE, L.R.; CARDOSO, F.B.F; LUCENA, L.C.F.L; GUIMARÃES, R.C.; VALENCIA, Y.G. Tropical soils for highway construction: peculiarities and considerations. **Transportation Geotechnics**, v. 5, p. 3-19, 2015.

CARRARO, J.; PREZZI, M. A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. **Geotechnical Testing Journal**, v. 31, n. 1, p. 1-11, 2008.

CARDOSO, R.; ALONSO, E.E.; NEVES, E.M. A constitutive model for compacted expansive and bonded marls. **Géotechnique**, v. 63, n. 13, p. 1116-1130, 2013.

CASAGRANDE, A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. **Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. 1936. v. 3, p. 60-64.

CETIN, H.; FERNER, M.; SOYLEMEZ, M.; GUNAYDIN, O. Soil structure changes during compaction of a cohesive soil. **Engineering Geology**, v. 92, n. 1-2, p. 38-48, 2007.

CETIN, Z.A.; CETIN, B.; AYDILEK, A.H. Effect of compaction method on mechanical behaviour of graded aggregate base materials. **Road Materials and Pavement Design**, v. 15, p. 220-235, 2014.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceeding of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering**. 1992. v. 92, n. 2, p. 82-89.

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

CORDÃO NETO, M.P.; HERNÁNDEZ, O.; REINALDO, R.L.; BORGES, C.; CAICEDO, B. Study of the relationship between the hydromechanical soil behaviour and microstructure of a structured soil. **Earth Sciences Research Journal**, v. 22, n. 2, p. 91-101, 2018.

CRISPIM, F.A. **Influência de variáveis de compactação na estrutura dos solos: caracterizações geotécnica, química, mineralógica e microestrutural**. 2010. 125 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2010.

CRISPIM, F.A.; LIMA, D.C.; SCHAEFER, C.E.G.R.; SILVA, C.H.C.; CARVALHO, C.A.B.; BARBOSA, P.S.A.; BRANDÃO, E.H. The influence of laboratory compaction methods on structure: mechanical and micromorphological analyses. **Soils and Rocks**, v. 34, n.1, p. 91-98, 2011.

CRISPIM, F.A.; LIMA, D.C.; SILVA, C.H.C.; SCHAEFER, C.E.G.R.; CARVALHO, C.A.B.; BRANDÃO, E.H. Compactação de solos em laboratório: efeito do diâmetro e do número de camadas do corpo de prova. **Revista Árvore**, v. 39, n. 3, p. 535-542, 2015.

CUISINIER, O.; LALOUI, L. Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 28, p. 483-499, 2004.

DANTAS, G.; FURLAN, A.; FABBRI, G.; SUÁREZ, D. On gyratory compaction of clayey soil. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 21, n. 17, p.5725-5733, 2016.

DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y.J.; HOWAT, M. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 1, p. 150-158, 1996.

DELAGE, P.; LEFEBVRE, G. Study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 21, n. 1, p. 21-35, 1984.

DELLA VECCHIA, G.; JOMMI, C.; ROMERO, E. A fully coupled elastic-plastic hydromechanical model for compacted soils accounting for clay activity. **International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 37, n. 5, p. 503-535, 2013.

DELLA VECCHIA, G.; DIEUDONNÉ; A.C.; JOMMI; C.; CHARLIER; R. Accounting for evolving pore size distribution in water retention models for compacted clays. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 39 p. 702-723, 2015.

DIAMOND, S. Pore size distributions in clays. **Clay and Clay Minerals**, v. 18, p. 7-23, 1970.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 258**: Solos compactados com equipamentos miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro. 1994a. 14p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256**: Solos compactados com equipamentos miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro. 1994b. 6p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **CLA 259**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamentos miniatura. Rio de Janeiro. 1996. 6p.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. **Water Resources Research**, v. 30, n. 114, p. 211-223, 1994.

EKWUE, E.I.; BIRCH, R.; CHEWITT, J. Effect of dynamic and static methods of compaction on soil strength. **The West Indian Journal of Engineering**, v. 37, n. 2, p. 74-78, 2015.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema Brasileiro de classificação de solos**. Rio de Janeiro: EMBRAPA – SPI, 1999. 412 p.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Manual de métodos de análise de solo**. 3. ed. rev. e ampl. Brasília: EMBRAPA, 2017. 574p.

FARIAS, W.M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, G.F.; CAMPOS, I.C.O.; SANTOS NETO, P.M.S. Influência da compactação nos micro e mesoporos nanoestruturados e na área superficial específica de um solo laterítico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 7., 2011, Pirenópolis, GO. **Anais...** Goiânia: Kelps, 2011. p. 169-175.

FERNER, M; YESILLER, N. Vertical pore structure profile of a compacted clayey soil. **Engineering Geology**, v. 166, p. 204-215, 2013.

FERREIRA, M.M.; FERNANDES, B.; CURI, N. Mineralogia da fração argila e estrutura de latossolos da região sudeste do Brasil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 23, p. 507-514, 1999.

FUTAI, M.M.; ALMEIRA, M.S.S. An experimental investigation of mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. **Géotechnique**, v. 55, n. 3, p. 201-213, 2005.

GAO, Y.; SUN, D.; ZHOU, A. Hydromechanical behaviour of unsaturated soil with different specimen preparations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 6, p. 909-917, 2016.

GIAROLA, N.F.B.; SILVA, A.P.; IMHOFF, S. Relações entre propriedades físicas e características de solos da região sul do Brasil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 26, p. 885-893, 2002.

GUIMARÃES, R.C. **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas**. 2002. 183 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2002.

HAN, Z., VANAPALLI, S. K. Relationship between resilient modulus and suction for compacted subgrade soils. **Engineering Geology**, v. 211, p. 85-97, 2016.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing. Volume 1: Soil classification and compaction tests.** 3. ed. Dunbeath, Scotland/Boca Raton, FL: Whittles Publishing/CRC Press, 2006. 412 p.

HILF, J.W. Compacted fill. In: FANG, H.Y. (Ed.). **Foundation engineering handbook.** New York: Chapman & Hall, 1991. p. 249-316.

JIANG, M.J.; HU, H.J.; LIU, F. Summary of collapsible behavior of artificially structural loess in oedometer and triaxial wetting tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 10, p.1147-1157, 2012.

KATO, S.; KAWAI, K. Deformation characteristics of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state. **Soil and Foundations**, v. 40, n. 5, p. 75-90, 2000.

KODIKARA, J.; ISLAM, T.; SOUNTHARARAJAH, A. Review of soil compaction: History and recent developments. **Transportation Geotechnics**, v. 17, part B, p. 24-34, 2018.

KOLJI, A.; VALLIET, L.; LALOUI, L. Structural characterization of unsaturated aggregated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 47, n. 3, p. 297-311, 2010.

KONDNER, R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 89, n. 1, p. 115-143, 1963.

KOSUGI, K.; HOPMANS, J.W. Scaling water retention curves for soils with lognormal pore-size distribution. **Soil Science Society of America Journal**, v. 62, n.6, p. 1496-1505, 1998.

KOUASSI, P.; BREYSSE, D.; GIRARD, H.; POULAIN, D. A new technique of kneading compaction in the laboratory. **Geotechnical Testing Journal**, v. 23, n. 2, p. 72-82, 2000.

LAMBE, T.W. The structure of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 84, n. 2, p. 1654-1-1654-34, 1958a.

LAMBE, T.W. The engineering behavior of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 84, n. 2, p. 1655-1-1655-35, 1958b.

LI, P.; VANAPALLI, S.K.; LI, T. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v.8, p. 256-274, 2016.

- LI, X.; ZHANG, L.M. Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 2, p. 129-141, 2009.
- LORET, B; KHALILI, N. A three-phase model for unsaturated soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 24, p. 893-927, 2000.
- MARANHA DAS NEVES, E. **The influence of negative pore-water pressures on the strength characteristics of compacted soils**. Lisboa: LNEC, 1971. 50 p.
- MASCARENHA, M.M.A. **Influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações**. 2008. 158 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.
- MASCARENHA, M.M.A.; CORDÃO NETO, M.P.; SILVA, M.T.M.G. Alternative method for analysing hydromechanical behaviour of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v. 39, n. 1, p. 29-39, 2016.
- MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287 p.
- MIGUEL, M.G.; BONDER, B.H. Soil-water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 30, n. 6, p. 1405-1420, 2012.
- MIGUEL, M.G.; VILAR, O.M. Study of the water retention properties of a tropical soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 9, p. 1084-1092, 2009.
- MITCHELL, J.K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behaviour**. 3. ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. 592 p.
- NG, C.W.W.; AKINNIYI, D.B.; ZHOU, C. Influence of structure on the compression and shear behaviour of a saturated lateritic clay. **Acta Geotechnica**, 2020.
- NG, C.W.W.; SEDEGHI, H.; HOSSEN, S.K.B.; CHIU, C.F.; ALONSO, E.E.; BAGHBANREZVAN, S. Water retention and volumetric characteristics of intact and re-compacted loess. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 8, p. 1258-1269, 2016.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995. 240 p.

OLIVEIRA, M.O. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. 330 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, N.M. **Efeito da estrutura na compressibilidade de um solo residual maduro não saturado**. 2018. 61 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

OTALVARO, I. F. **Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado**. 2013. 122 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

OTALVARO, I.F.; CORDÃO NETO, M.P.; DELAGE, P.; CAICEDO, B. Compressibility and microstructure of compacted laterites. **Transportation Geotechnics**, v. 5, p. 20-34, 2015.

OTALVARO, I.F.; CORDÃO NETO, M.P.; DELAGE, P.; CAICEDO, B. Relationship between soil structure and water retention properties in a residual compacted soil. **Engineering Geology**, v. 205, p. 73-80, 2016.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., 1970, Guanabara. **Anais...** p. 219-223.

PENUMADU, D.; DEAN, J. Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 2, p. 393-405, 2000.

PEREIRA, A.I.B. **Influência da técnica da elaboração de provetes laboratoriais na quantificação da deformabilidade e resistência mecânica dos solos**. 2015. 98 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade de Minho, Braga, 2015.

PEREIRA, J.H.F.; FREDLUND, D.G. Volume change behaviour of collapsible compacted gneiss soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 10, p. 907-916, 2000.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006, 368 p.

QUEIROZ, A.C.G. **Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados, Distrito Federal**. 2015. 108 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

RESENDE, M.; CURI, N.; REZENDE, S.B.; CORRÊA, G.F. **Pedologia: Base para distinção de ambientes**. 5. Ed. Lavras: UFLA, 2007, 322 p.

RICO, A.; DEL CASTILLO, H. **La ingeniería de suelos en vías terrestres**. México: Editorial Limusa, 2006, 460 p.

ROMERO, E. **Characterization and thermo hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay: an experimental Study**. 1999. 405 f. Doctoral Thesis – Department of Geotechnics and Cartography Engineering, Polytechnical University of Catalonia, Barcelona, 1999.

ROMERO, E. A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. **Engineering Geology**, v. 165, p. 3-19, 2013.

ROMERO, E.; DELLA VECCHIA, G.; JOMMI, C. An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. **Géotechnique**, v. 61, n. 4, p. 313-328, 2011.

ROMERO, E.; HOFFMANN, C.; CASTELLANOS, E.; SURIOL, J.; LLORET, A. Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. In: ALONSO, E.E.; LEDESMA, A. (Eds.). **Advances in understanding engineered clay barriers**. London: Taylor & Francis Group, 2005. p. 193-202.

ROMERO, E.; SIMMS, P.H. Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 26, n. 6, p. 705-727, 2008.

ROMERO, E.; VAUNAT, J. Retention curves of deformable clays. In: TARANTINO, A.; MANCUSO, C. (Eds.). **Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils**. Rotterdam: CRC Press, 2000. p. 91-106.

SANTOS, R.A. **Comportamento anisotrópico de um solo laterítico compactado**. 2015. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

SANTOS, R.A.; ESQUIVEL, E.R. Saturated anisotropic hydraulic conductivity of a compacted lateritic soil. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 10, n. 5, p. 986-991, 2018.

SCHAEFER, C.E.R.G.; FABRIS, J.D.; KER, J.C. Minerals in the clay fraction of Brazilian Latosols (Oxisols): a review. **Clay Minerals**, v. 43, p. 137-154, 2008.

SCHWERTMANN, U.; TAYLOR, R.M. Iron oxides. In: DIXON, J.B.; WEED, S.B. **Minerals in soil environments**, 2. ed. Madison: Soil Science Society of America Journal, 1989. p. 379-438.

SEED, H.B.; CHAN, C.K. Structure and strength characteristics of compacted clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 85, n. 5, p. 87-128, 1959.

SHAFIEE, A. Permeability of compacted granule-clay mixtures. **Engineering Geology**, v. 97, n. 3-4, p. 199-208, 2008.

SILVA, J. **Estudos preliminares para implantação de trincheiras de infiltração**. 2007. 183 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2007.

SILVA, M.T.M.G. **Metodologia para determinação de parâmetros para solos não saturados utilizando ensaios com umidade conhecida**. 2009. 113 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2009

SIMMS, P.H.; YANFUL, E.K. Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, n. 4, p. 741-754, 2001.

SIMMS, P.H.; YANFUL, E.K. Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. **Géotechnique**, v. 52, n. 4, p. 269-278, 2002.

SIMMS, P.H.; YANFUL, E.K. A discussion on the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clay. **Géotechnique**, v. 54, n. 6, p. 421-426, 2004.

SIMMS, P.H.; YANFUL, E.K. A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 2, p. 499-514, 2005.

SIVAKUMAR, V.; WHEELER, S.J. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: wetting and isotropic compression. **Géotechnique**, v. 50, n. 4, p. 359-368, 2000.

STOOPS, G.; MARCELINO, V.; MEES, F. (Eds.). **Interpretation of micromorphological features of soils and regoliths**. Elsevier, 2018. 1000 p.

TARANTINO, A. Compacted versus reconstituted states. In: ALONSO, E.E.; GENS, A. (Eds.). **Unsaturated Soils: Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils, 2010, Barcelona, Spain**. London: CRC Press, 2011. p. 113-136.

TARANTINO, A.; DE COL, E. Compaction behaviour of a clay. **Géotechnique**, v.58, n. 3, p. 199-213, 2008.

TOLEDO, M.C.M.; OLIVEIRA, S.M.B.; MELFI, A.J. Da rocha ao solo – Intemperismo e pedogênese. In: TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T.R.; TOLEDO, M.C.M.; TAIOLI, F. (Orgs.). **Decifrando a terra**. 2. ed. São Paulo: IBEP Editora Nacional-Conrad, 2009. 620 p. cap. 8, p. 128-239.

TRINDADE, T.P. **Caracterização tecnológica de solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas e em obras geotécnicas de caráter ambiental**. 2006. 254 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2006.

VANAPALLI, S.K; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till. **Géotechnique**, v. 49, n. 2, p. 143-159, 1999.

- VAN GENUCHTEN, M.T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, p. 892-898, 1980.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R.A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226-233, 2011.
- VILAR, O.M.; RODRIGUES, R.A. Revisiting classical methods to identify collapsible soils. **Soils and Rocks**, v. 38, n. 3, p. 265-278, 2015.
- VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 291 p.
- VITORINO, A.C.T.; FERREIRA, M.M.; CURI, N.; LIMA, J.M.; SILVA, M.L.N.; MOTA, P.E.F. Mineralogia, química e estabilidade dos agregados do tamanho de silte de solos da Região Sudeste do Brasil. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, v. 38, n.1, p. 133-141, 2003.
- WATABE, Y.; LEROUEIL, S.; LE BIHAN, J.-P. Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 6, p. 1184-1194, 2000.
- YAGHOUBI, E.; DISFANI, M.; ARULRAJAH, A.; KODIKARA, J. Impact of compaction method on mechanical characteristics of unbound granular recycled materials. **Road Materials and Pavement Design**, v. 19, n. 4, p. 912-934, 2017.
- ZHANG, T.W.; CUI, Y.J.; LAMAS-LOPES, F.; CALON, N.; D'AGUIR, S.C. Compacted soil behaviour through changes of density, suction and stiffness of soils with remoulding water content. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 55, n. 2, p. 182-190, 2018.
- ZHOU, A.; SHENG, D. Yield stress, volume change, and shear strength behaviour of unsaturated soils: validation of the SFG model. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 9, p. 182-190, 2009.
- ZOU, W.; HAN, Z.; VANAPALLI, S.K.; ZHANG J.; ZHAO, G. Predicting volumetric behavior of compacted clays during compression. **Applied Clay Science**, v. 155, p. 116-225, 2018.