

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL**

ANDRESSA DE OLIVEIRA

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLO
ARGILOSO TROPICAL RESIDUAL EVOLUÍDO DE
BASALTO**

Maringá
2019

ANDRESSA DE OLIVEIRA

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLO ARGILOSO
TROPICAL RESIDUAL EVOLUÍDO DE BASALTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^a. Dr^a. Nelcí Helena Maia Gutierrez

Maringá
2019

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

O48r

Oliveira, Andressa de

Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto /
Andressa de Oliveira. -- Maringá, PR, 2019.
191 f.color., figs., tabs., maps.

Orientadora: Profa. Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia,
Departamento de Engenharia Civil. , Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil,
2019.

1. Solos não saturados. 2. Solos - Curva característica . 3. Solos - Compressibilidade. 4.
Solos - Resistência ao cisalhamento. 5. Solo - Aumento da sucção. I. Gutierrez, Nelci
Helena Maia, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. ,
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDD 23.ed. 624.15136

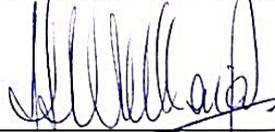
ANDRESSA DE OLIVEIRA

**RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE SOLO ARGILOSO
TROPICAL RESIDUAL EVOLUÍDO DE BASALTO**

Dissertação apresentada à Universidade
Estadual de Maringá, como requisito parcial para
a obtenção do título de mestre.

Aprovado em: 30/08/2019

BANCA EXAMINADORA



Profa. Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Jeselay Helderio Cordeiro dos Reis
Universidade Estadual de Maringá



Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina

Ao meu avô Francisco José de Oliveira (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

Durante o tempo em que me dediquei à pesquisa e elaboração desta dissertação, muitas pessoas e instituições ofereceram contribuições técnicas e suporte, as quais deixo aqui os meus sinceros agradecimentos:

Primeiramente, minha gratidão a Deus, sem o qual eu nada seria, que sempre iluminou a minha vida e guiou meus passos, amparando-me em todos os momentos.

À Universidade Estadual de Maringá, por ter sido minha casa desde a graduação, e ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PCV/UEM) por ter permitido que eu me aperfeiçoasse profissionalmente, disponibilizando sua estrutura física e recursos humanos para a realização dos ensaios e análises.

À Prof^a. Dr^a. Nelcí Helena Maia Gutierrez pela orientação, pelas discussões técnicas e pela confiança no meu trabalho. Sua perseverança e determinação são grandes inspirações para mim.

Ao Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis e à Prof^a. Dr^a. Raquel Teixeira Souza pelas contribuições técnicas, bem como pelo incentivo durante as etapas de apresentação da Qualificação e Defesa.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos (DEC/UEM), Cipriano José de Azevedo Freire e Aparecido da Silva, bem como aos graduandos Guilherme Tsuyoshi Nonose e Murad Abdel Qader pela colaboração na realização dos trabalhos de campo e de laboratório. Meu agradecimento especial ao Guilherme pela dedicação e por ter se tornado um grande amigo.

À coordenação e aos professores dos Programas de Pós Graduação em Engenharia Civil (PCV/UEM) e em Engenharia Urbana (PEU/UEM) pelos ensinamentos nas disciplinas ministradas, possibilitando a concessão do meu grau de Mestre. Fundamentalmente, meus agradecimentos ao Prof. Coordenador Dr. Carlos Humberto Martins pela motivação e confiança na minha pesquisa.

À Prof^a. Dr^a. Graciette Matioli e ao Departamento de Farmácia (DFA/UEM) por disponibilizarem equipamentos e estrutura do Laboratório de Biotecnologia Enzimática (LaBE), sendo fundamentais à realização dos ensaios laboratoriais.

Ao Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Junior por ter gentilmente cedido sua planilha e ensinado como utilizá-la, facilitando a aplicação do seu método.

Ao Prof. Dr. Cassio Antonio Tormena e ao Departamento de Agronomia (DAG/UEM) por prontamente disponibilizar artigos, estrutura física laboratorial e pelas contribuições técnicas.

À Alana, Flávia e Renan, discentes do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina (PPGECiv/UEL), pelas contribuições ao trabalho. Deixo meus agradecimentos especialmente à Alana, pelo suporte concedido e pelas discussões técnicas.

À Juliana Penélope, amiga e principal incentivadora desta jornada. Obrigada pela força, sem você eu não teria chegado onde estou. Sua amizade tornou mais amenos os dias difíceis.

Aos meus pais, Marcílio e Rosângela, por todo o incentivo que me deram aos estudos desde sempre. Seu amor, compreensão e suporte em todos os momentos, sobretudo os mais difíceis, foram fundamentais para que eu concluísse mais uma etapa. Vocês são meu espelho, são a base de tudo. Agradeço também à minha avó, Edna, pelo apoio e por sempre estar presente, comemorando comigo a cada conquista.

Ao Pedro Luiz, meu amor, melhor amigo e companheiro, por ser um porto seguro para mim. Agradeço também à sua família: Ana Luiza, Rubén e André, pelo incentivo e pelos conselhos, sempre com muito carinho.

À Lilian, uma amiga-irmã para mim, pelos conselhos e encorajamento, cuja pessoa eu tenho profunda identificação e admiração, sempre compartilhando comigo as alegrias e dificuldades da pós graduação.

Agradeço também aos amigos e aos colegas que ingressaram e estiveram comigo durante a etapa do Mestrado, em especial: Kamille, Kilder e Henrique pelos bons momentos de convívio e pelas discussões técnicas. Ao Henrique, minha gratidão pela parceria no laboratório, sempre trabalhando com muita dedicação.

No geral, a todos que direta ou indiretamente colaboraram para a elaboração desta dissertação, deixo aqui o meu muito obrigada.

E, finalmente, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro – Código de Financiamento 001.

RESUMO

O solo argiloso tropical residual de basalto, típico da região Norte do Paraná, apresenta uma estrutura porosa e metaestável. Em condições não-saturadas, este solo possui uma parcela de coesão aparente dependente da umidade, ocasionada pela sucção matricial. A inundação deste tipo de solo (redução da sucção) pode anular a coesão aparente, reduzindo significativamente sua resistência ao cisalhamento. Considerando-se o aumento do umedecimento simultâneo à aplicação de uma tensão suficiente para causar instabilidade na estrutura do solo, pode ocorrer o fenômeno do colapso. Assim sendo, o estudo objetiva avaliar o comportamento não-saturado de um perfil de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto, típico da região Norte do Paraná, o qual está situado na cidade de Maringá (PR), em relação à sua resistência ao cisalhamento e compressibilidade. A presente pesquisa possui as seguintes diretrizes: (1) Realização de ensaios de cisalhamento direto para a construção de envoltórias de resistência na condição natural de umidade e inundada; (2) Realização de ensaios edométricos com incrementos de tensão vertical mantidos constantes até o cessamento das deformações, na umidade natural e inundada; (3) Obtenção das curvas características do solo (teor de umidade *versus* sucção matricial) e dos valores de entrada de ar nas profundidades de 3 m e 6 m, cujos índices de vazios são representativos para o perfil de solo evoluído, por meio da técnica do papel filtro com contato, seguindo trajetórias de secagem do solo. Os ensaios para obtenção das curvas características foram realizados em corpos de prova na condição indeformada e após terem sido carregados com tensões de 100, 200 e 400 kPa. Desta forma, foram avaliadas as propriedades de resistência e compressibilidade e a influência do teor de umidade nestas propriedades. Para a condição de inundação, foram obtidas tendências de redução da coesão efetiva, constância do ângulo de atrito e redução do índice de compressão; bem como a redução das tensão virtual de pré-adensamento. Quanto às curvas características, observou-se uma tendência bimodal de distribuição de poros, sendo utilizado o ajuste proposto por Gitirana e Fredlund (2004). Os valores de entrada de ar foram estimados para as profundidades de 3 m e 6 m, os quais variaram de 1,5 kPa a 8 kPa nos poros interagregados (macroporos) e de 9000 kPa a 25000 kPa nos poros intra-agregados (microporos). Analisou-se a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento por meio da previsão de Vilar (2007) obtendo um aumento não-linear na coesão aparente com o aumento da sucção. Quanto ao efeito da sucção matricial na compressibilidade, observou-se uma tendência de aumento da sucção com o incremento de tensões de 100, 200 e 400 kPa. Assim, por meio das análises realizadas neste estudo, esperou-se compreender o comportamento do solo no campo em regiões tropicais, nas quais as obras são submetidas a diversos ciclos de secagem e umedecimento devido às condições ambientais. Obtiveram-se parâmetros para elaboração de projetos geotécnicos para as condições de solo ensaiado na umidade natural e de solo inundado, antes e após carregamentos.

Palavras-chave: Solos não saturados. Solos tropicais. Solos residuais. Sucção. Curva característica. Resistência ao Cisalhamento. Compressibilidade.

ABSTRACT

The basalt residual tropical clayey soil, typical of Northern Paraná, has a porous and metastable structure. Under unsaturated conditions, this soil has a moisture-dependent apparent cohesion portion caused by matric suction. Flooding this type of soil (suction reduction) can nullify apparent cohesion, significantly reducing its shear strength. The increase of wetting simultaneously with the application of enough stress that cause instability in the soil structure, may cause the phenomenon of collapse. Therefore, the objective of this study was to evaluate the unsaturated behavior of a weathered basalt residual tropical clay soil profile, typical of Northern Paraná, more specifically in Maringá (PR), in relation to its shear strength and compressibility. The present paper has the following guidelines: (1) Performing direct shear tests for the construction of resistance envelopes at natural moisture and flooded condition; (2) Performing edometric tests with vertical stress increments kept constant until the deformation ceases, in natural and flooded condition; (3) Obtaining Soil-Water Characteristic Curves (SWCCs) (moisture content versus matric suction) and Air Entry Values (AEV) at depths of 3 m and 6 m, whose void ratio are representative for the evolved soil profile, using contact filter paper method following soil drying paths. The tests to obtain the SWCCs were performed on specimens at undisturbed condition and after being loaded with stress of 100, 200 and 400 kPa. Thus, the strength and compressibility properties and the influence of moisture content on these properties were evaluated. For the flooded condition, tendencies of effective cohesion reduction, constancy of friction angle and reduction of compression index were obtained; as well as the reduction of virtual preconsolidation stress. As for the SWCC, a bimodal pore distribution was observed, using the adjustment proposed by Gitirana and Fredlund (2004). AEV were estimated at depths of 3 m and 6 m, which ranged from 1.5 kPa to 8 kPa in interaggregates pores (macropores) and from 9000 kPa to 25000 kPa in intra-aggregate pores (micropores). The influence of matric suction on shear strength was analyzed through the prediction of Vilar (2007) obtaining a nonlinear increase in apparent cohesion with increased suction. Regarding the effect of matric suction on compressibility, there was a tendency of increased suction with increasing stresses of 100, 200 and 400 kPa. Thus, through the analyzes performed in this study, it was expected to understand the soil behavior in tropical regions, where the buildings are submitted to various drying and wetting cycles due to environmental conditions. Parameters were obtained for the elaboration of geotechnical projects in natural and flooded condition of the soil, before and after loading.

Keywords: Unsaturated soils. Tropical soils. Residual soils. Suction. SWCC. Shear strength. Compressibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Elemento de solo não saturado e suas fases.....	23
Figura 3.1	Elemento de solo não saturado e suas fases (a), representado em perfil de solo, indicando-se a variação da saturação em função da profundidade (b).....	33
Figura 3.2	Diagrama de fases de um solo não saturado: rigoroso (a) e simplificado (b).....	34
Figura 3.3	Retenção de água por capilaridade e adsorção.....	35
Figura 3.4	Dipolaridade da molécula de água.....	36
Figura 3.5	Camada adsorvida.....	36
Figura 3.6	Espessamento progressivo de uma película de água em um macroporo, à medida que o solo seco é reumedecido.....	37
Figura 3.7	Definição das componentes de sucção do solo utilizando uma membrana semipermeável.....	39
Figura 3.8	Influência relativa de parcelas de sucção em uma curva característica.....	40
Figura 3.9	Distribuição de pressões para uma coluna de solo (a) e variação do teor de umidade para três materiais (b).....	41
Figura 3.10	Movimento ascendente de capilaridade: em tubos de diferentes diâmetros, representando solos de diferentes granulometrias (a); como ocorre nos solos (b).....	42
Figura 3.11	Água adsorvida e água capilar em solo não saturado.....	43
Figura 3.12	Ilustração conceitual da histerese na curva de retenção de água.....	45
Figura 3.13	Curva característica típica para um solo siltoso.....	45
Figura 3.14	Distribuição dos diâmetros dos poros e curva característica típica para cada distribuição: unimodal (a) e (b); bimodal (c) e trimodal (d).....	48
Figura 3.15	Curva característica: com formato em S (a) e com formato bimodal (b).....	49
Figura 3.16	Variação da área de água nos diferentes estágios de dessaturação do solo.....	50
Figura 3.17	Curva de retenção e relação direta com o esvaziamento dos poros.....	50

Figura 3.18	Curva característica bimodal de solos coluvionares e provável variação da área de água nos estágios de dessaturação: amostra saturada (a); zona de dessaturação da macroestrutura (b); patamar intermediário (c); e zona de dessaturação da microestrutura (d).....	51
Figura 3.19	Formatos típicos de curvas de retenção para solos com diferentes distribuições de poros.....	52
Figura 3.20	Curva característica para corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade iniciais.....	53
Figura 3.21	Curvas características para solo arenoso, siltoso e argiloso.....	54
Figura 3.22	Curvas características típicas para solos canadenses.....	55
Figura 3.23	Curvas características em função da energia de compactação.....	56
Figura 3.24	Curvas de retenção obtidas sem confinamento utilizando corpos de prova compactados estaticamente.....	56
Figura 3.25	Imagens de microscopia eletrônica obtidas de corpos de prova moldados na curva de compactação (x4000) em: umidade ótima (a), ramo seco (b) e ramo úmido (c).....	57
Figura 3.26	Variação da entrada de ar com a tensão confinante.....	58
Figura 3.27	Influência do índice de vazios na curva característica.....	59
Figura 3.28	Parâmetros de ajuste de curva bimodal para o modelo matemático de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).....	60
Figura 3.29	Tipos de fluxo d'água entre o solo e o papel filtro.....	63
Figura 3.30	Método do papel filtro com contato (Whatman no 42): teor de umidade em função do tempo de equilíbrio para três diferentes níveis de sucção matricial.....	65
Figura 3.31	Método do papel filtro sem contato (Schleicher & Schuell no 589): teor de umidade em função do tempo de equilíbrio para três diferentes níveis de sucção total.....	66
Figura 3.32	Representação hipotética do tipo de sucção medida utilizando a técnica do papel filtro de acordo com o teor de umidade do solo.....	67
Figura 4.1	Transmissão de forças entre partículas de areias e de argilas.....	70
Figura 4.2	Coesão aparente devido a forças mecânicas.....	71
Figura 4.3	Distribuição da poropressão no solo em função da profundidade: região não saturada (a) e região saturada (b).....	72

Figura 4.4	Modelo de equilíbrio para solos não saturados.....	74
Figura 4.5	Representação da envoltória de ruptura para solos não saturados em eixos tridimensionais: tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), tensão cisalhante (τ) e sucção matricial ($u_a - u_w$).....	76
Figura 4.6	Envoltória de ruptura no plano ($u_a - u_w$) versus τ	76
Figura 4.7	Envoltórias de ruptura no plano ($\sigma - u_a$) versus τ , para valores de sucção matricial constante.....	77
Figura 4.8	Não linearidade de ϕ_b	78
Figura 4.9	Varição de ϕ_b com o nível de sucção em solos residuais sedimentares e residuais brasileiros.....	79
Figura 4.10	Curva característica e elementos típicos (a); Função hiperbólica e condições assumidas para determinação dos parâmetros a e b (b).....	81
Figura 4.11	Representação esquemática de aparato para cisalhamento direto.....	82
Figura 4.12	Resultados obtidos por Reis e Vilar (2004).....	83
Figura 4.13	Curva de retenção de água	84
Figura 4.14	Varição dos parâmetros de resistência do solo com a sucção: Solo laterítico - 1 m (a) e Solo saprolítico – 5 m (b).....	85
Figura 5.1	Fenômeno de colapso sob umedecimento do solo.....	86
Figura 5.2	Células de adensamento: de anel fixo (a) e de anel flutuante (b).....	87
Figura 5.3	Determinação do índice de compressão.....	88
Figura 6.1	Fluxograma de realização dos trabalhos de campo e laboratório.....	92
Figura 6.2	Localização geográfica do município de Maringá (PR).....	93
Figura 6.3	Localização geográfica do poço e do furo de sondagem no Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá.....	93
Figura 6.4	Compartimentos geológicos do Estado do Paraná.....	94
Figura 6.5	Mapa Geomorfológico do Estado do Paraná: indicação do Planalto de Maringá (a) e localização do município de Maringá dentro do planalto (b).....	94
Figura 6.6	Mapa Geológico do Terceiro Planalto do Estado do Paraná.....	95
Figura 6.7	Mapa de solos do Terceiro Planalto Paranaense.....	96
Figura 6.8	Carta climática do Paraná.....	97
Figura 6.9	Esquema de amostragem: seção transversal do poço (a) e corte (b).....	99

Figura 6.10	Desnível escavado para a retirada de amostras deformadas e indeformadas.....	100
Figura 6.11	Etapas para a coleta de amostra indeformada.....	100
Figura 6.12	Identificação das amostras indeformadas (a) e deformadas (b).....	101
Figura 6.13	Fluxograma dos ensaios de caracterização geotécnica.....	102
Figura 6.14	Fluxograma dos ensaios de obtenção das propriedades mecânicas.....	102
Figura 6.15	Planejamento da talhagem dos corpos de prova.....	104
Figura 6.16	Procedimento de talhagem do corpo de prova: cravação do aparador metálico (a), regularização de topo e base (b) e corpo de prova após moldagem (c).....	105
Figura 6.17	Equipamento de cisalhamento direto.....	107
Figura 6.18	Montagem do ensaio.....	108
Figura 6.19	Aplicação do Método de Taylor para a fase de adensamento do ensaio de cisalhamento direto (Profundidade de 3m, 100 kPa, umidade natural do solo).....	109
Figura 6.20	Conjunto sistema de aplicação de carga e célula de adensamento.....	112
Figura 6.21	Ensaio de adensamento duplo (a) e (b).....	112
Figura 6.22	Montagem da célula de adensamento de anel fixo.....	113
Figura 6.23	Fluxograma do Método do Papel Filtro.....	115
Figura 6.24	Corpos de prova envolvidos por Perfex e elástico.....	116
Figura 6.25	Saturação dos corpos de prova por capilaridade.....	116
Figura 6.26	Secagem dos corpos de prova ao ar livre.....	117
Figura 6.27	Materiais necessários à embalagem dos corpos de prova.....	118
Figura 6.28	Disco plástico para garantir total contato entre o papel e o solo.....	119
Figura 6.29	Etapas de embalagem e armazenamento dos corpos de prova para o ensaio de determinação da curva característica utilizando o método do papel filtro.....	120
Figura 7.1	Perfil de solo, valores de N e de umidade para cada profundidade.....	122
Figura 7.2	Curva granulométrica do perfil de solo evoluído.....	124
Figura 7.3	Caracterização geotécnica ao longo do perfil de solo evoluído.....	125
Figura 7.4	Variabilidade dos índices físicos ao longo do perfil de solo evoluído.....	130

Figura 7.5	Variabilidade estatística dos índices físicos ao longo do perfil de solo evoluído: desvio padrão (a) e coeficiente de variação (b).....	131
Figura 7.6	Curvas características para o solo indeformado e após aplicação de tensões verticais (3 m): grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	133
Figura 7.7	Curvas características para o solo indeformado e após aplicação de tensões verticais (6 m): grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	134
Figura 7.8	Ajuste de curva característica (3 m): grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	136
Figura 7.9	Ajuste de curva característica (6 m): grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	137
Figura 7.10	Tensão de cisalhamento efetiva (τ') versus deslocamento horizontal relativo.....	139
Figura 7.11	Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.....	140
Figura 7.12	Envoltórias de resistência: solo na condição natural (a) e inundado (b).....	141
Figura 7.13	Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo na condição natural e inundada.....	142
Figura 7.14	Variação da coesão efetiva e do ângulo de atrito.....	143
Figura 7.15	Variação dos parâmetros de compressibilidade ao longo do perfil: Tensão de pré-adensamento virtual (a) e índice de compressão (b).....	148
Figura 7.16	Curvas de compressão normalizadas dos ensaios edométricos duplos.....	150
Figura 7.17	Curvas de compressão normalizadas: umidade natural (a) e ensaio inundado (b).....	151
Figura 7.18	Comparação das curvas de compressão normalizadas na condição natural e inundada.....	152
Figura 7.19	Variação do índice de colapso ao longo da profundidade.....	153
Figura 7.20	Variação do índice de colapso com os níveis de tensão.....	154

Figura 7.21	Comparação de curvas características na profundidade de 3 m: grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	156
Figura 7.22	Comparação de curvas características na profundidade de 6 m: grau de saturação versus sucção matricial (a) e umidade volumétrica versus sucção matricial (b).....	158
Figura 7.23	Comparação de curvas características na profundidade de 3 m e 6 m: Condição indeformada (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).....	160
Figura 7.24	Comparação de curvas características na profundidade de 3 m e 6 m: sucção matricial versus grau de saturação (a) e sucção matricial versus umidade volumétrica (b).....	162
Figura 7.25	Sensibilidade nas mudanças de valores das curvas características para 3 m.....	164
Figura 7.26	Variação da sucção com a umidade volumétrica.....	164
Figura 7.27	Contribuição da sucção matricial para a coesão aparente proposta por Vilar (2003): Profundidade de 3 m (a) e 6 m (b).....	167
Figura B.1	Curvas e $x \log \sigma'$ (Umidade natural).....	188
Figura B.2	Curvas e $x \log \sigma'$ (Ensaio inundado).....	189
Figura C.1	Curvas de compressão confinada normalizadas para 3 m: 100 kPa (a), 200 kPa (b) e 400 kPa (c).....	190
Figura C.2	Curvas de compressão confinada normalizadas para 6 m: 100 kPa (a), 200 kPa (b) e 400 kPa (c).....	191

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Equações da calibração do papel filtro Whatman no 42.....	64
Tabela 3.2	Tempo de equilíbrio sugerido para o papel filtro medindo sucção total.....	66
Tabela 4.1	Combinações possíveis das variáveis de estado tensão.....	74
Tabela 4.2	Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência.....	85
Tabela 5.1	Parâmetros de compressibilidade.....	90
Tabela 6.1	Características climáticas do Paraná.....	98
Tabela 6.2	Quantitativo dos corpos de prova para a realização dos ensaios de obtenção das propriedades mecânicas.....	103
Tabela 6.3	Equação da calibração do papel filtro Whatman no 42.....	121
Tabela 7.1	Caracterização geotécnica.....	125
Tabela 7.2	Variabilidade e análise estatística dos índices físicos.....	128
Tabela 7.3	Comparação de valores de umidade determinados em diferentes ocasiões, para uma mesma profundidade.....	131
Tabela 7.4	Pares de tensões efetivas de ruptura.....	138
Tabela 7.5	Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	142
Tabela 7.6	Variação percentual dos parâmetros e da umidade, comparando-se os ensaios de cisalhamento direto natural e inundado.....	143
Tabela 7.7	Índices físicos iniciais e finais do solo nos ensaios de cisalhamento.....	145
Tabela 7.8	Parâmetros de compressibilidade.....	147
Tabela 7.9	Índice de colapso.....	153
Tabela 7.10	Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Gitirana Jr. e Fredlund, para 3 m (2004).....	155
Tabela 7.11	Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Fredlund e Gitirana, para 6 m (2004).....	158
Tabela 7.12	Sucção estimada nas curvas características.....	163
Tabela 7.13	Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	165
Tabela 7.14	Teores de umidade volumétrica e sucções obtidos na fase de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto.....	166

Tabela 7.15	Parâmetros para estimativa da coesão não saturada, proposta por Vilar (2007).....	166
Tabela A.1	Índices físicos iniciais do solo.....	182

LISTA DE QUADROS

Quadro 7.1	Identificação dos corpos de prova.....	127
------------	--	-----

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	23
1.1	OBJETIVO GERAL.....	26
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	26
2	FORMAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS TROPICAIS.....	28
2.1	SOLOS LATERÍTICOS (LATOSSOLOS).....	29
2.2	SOLOS SAPROLÍTICOS.....	31
2.3	SOLOS RESIDUAIS.....	31
3	SOLOS NÃO SATURADOS.....	33
3.1	DIAGRAMA DE FASES DO SOLO NÃO SATURADO.....	34
3.2	SISTEMA SOLO-ÁGUA.....	35
3.3	SUCÇÃO.....	37
3.4	COMPONENTES DE SUCCÃO.....	39
3.4.1	Sucção matricial (potencial matricial).....	39
3.4.1.1	Sucção capilar.....	41
3.4.1.2	Sucção de adsorção.....	42
3.4.2	Sucção osmótica (potencial osmótico).....	43
3.5	CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA (CURVA CARACTERÍSTICA).....	44
3.5.1	Fatores que influenciam a curva de sucção.....	47
3.5.1.1	Estrutura e agregação.....	47
3.5.1.2	Teor de umidade inicial.....	53
3.5.1.3	Tipo de solo.....	54
3.5.1.4	Energia de compactação.....	55
3.5.1.5	Histórico de tensões.....	58
3.5.1.6	Índice de vazios.....	58
3.6	AJUSTE DA CURVA CARACTERÍSTICA.....	59
3.7	ASPECTOS GERAIS SOBRE DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA.....	60
3.8	MÉTODO DO PAPEL FILTRO.....	61
3.8.1	Curvas de calibração.....	63
3.8.2	Aspectos importantes do Método do Papel Filtro.....	64
3.8.2.1	Teor de umidade.....	64
3.8.2.2	Tempo de equilíbrio entre a sucção no solo e o papel filtro.....	65

3.8.2.3	Contato entre o papel filtro e solo.....	66
3.8.2.4	Número de papéis.....	68
3.8.2.5	Variação da temperatura ambiental.....	68
3.9	INTERAÇÃO SOLO/ATMOSFERA.....	68
4	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	70
4.1	EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	73
4.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	81
4.3	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LATOSSOLOS....	83
5	COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO.....	86
5.1	ENSAIO EDOMÉTRICO (OEDOMÉTRICO OU DE COMPRESSÃO CONFINADA).....	87
5.1.1	Tensão de pré-adensamento virtual e índice de compressão.....	88
5.1.2	Ensaio edométrico em solos não saturados.....	90
5.1.3	Índice de colapso.....	91
6	MATERIAIS E MÉTODOS.....	92
6.1	CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO.....	93
6.1.1	Relevo.....	94
6.1.2	Aspectos geológicos.....	95
6.1.3	Aspectos pedológicos.....	96
6.1.4	Clima.....	97
6.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E AMOSTRAGEM.....	98
6.2.1	Sondagem de simples reconhecimento com SPT.....	98
6.2.2	Amostragem.....	99
6.3	FLUXOGRAMA DOS ENSAIOS, MATERIAIS E PROCEDIMENTOS.....	101
6.3.1	Talhagem dos corpos de prova.....	105
6.3.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	106
6.3.2.1	Montagem do ensaio.....	108
6.3.2.2	Adensamento unidimensional (1ª etapa).....	108
6.3.2.3	Execução do cisalhamento direto (2ª etapa).....	108
6.3.2.4	Condições de umidade.....	111
6.3.3	Ensaio edométrico.....	111

6.3.3.1	Montagem do equipamento.....	113
6.3.3.2	Inundação dos corpos de prova.....	113
6.3.3.3	Execução do ensaio edométrico duplo.....	113
6.3.3.4	Aplicação de compressão confinada para determinação das curvas características.....	114
6.3.4	Determinação da curva característica (Método do Papel Filtro).....	114
6.3.4.1	Saturação dos corpos de prova.....	116
6.3.4.2	Embalagem dos corpos de prova.....	117
6.3.4.3	Determinação da sucção de equilíbrio dos corpos de prova.....	120
6.3.4.4	Determinação da sucção matricial pela curva de calibração.....	121
7	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	122
7.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA.....	122
7.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	127
7.3	COMPARAÇÃO DOS VALORES DE UMIDADE DETERMINADOS.....	131
7.4	CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	132
7.4.1	Equação de ajuste de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).....	135
7.5	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	138
7.5.1	Tensão efetiva de ruptura e deslocamentos.....	138
7.5.2	Envoltórias de resistência.....	141
7.5.3	Coesão e ângulo de atrito efetivos.....	142
7.5.4	Condições iniciais e finais dos ensaios de cisalhamento.....	144
7.6	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	147
7.6.1	Tensão de pré-adensamento virtual, coeficientes de compressão e expansão.....	147
7.6.2	Curvas de compressão normalizadas.....	149
7.6.3	Índice de colapso.....	152
7.7	INFLUÊNCIA DA APLICAÇÃO DE TENSÕES NA CURVA CARACTERÍSTICA.....	155
7.7.1	Profundidade de 3 m.....	155
7.7.2	Profundidade de 6 m.....	157
7.7.3	Comparação das curvas em diferentes profundidades, para um mesmo nível de tensão.....	160
7.7.4	Comparação geral das curvas.....	161

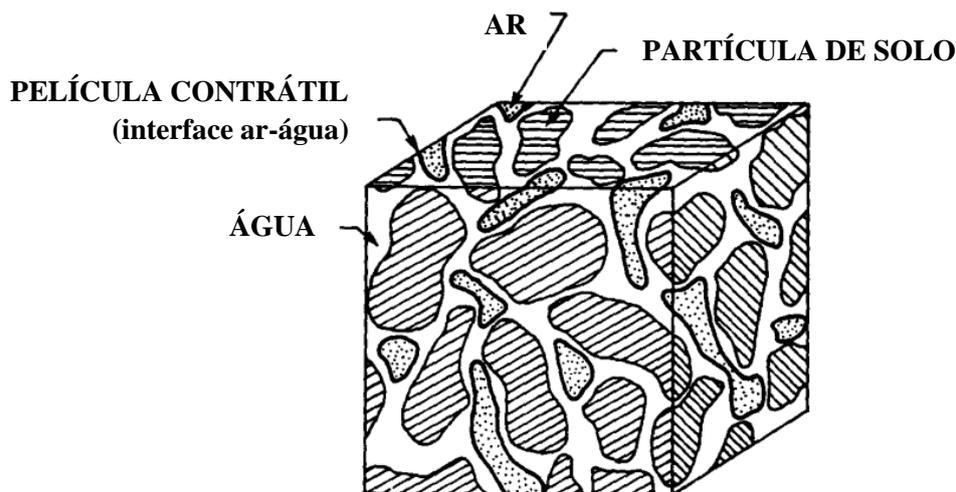
7.8	VARIABILIDADE DA SUCCÃO DEVIDO AO CARREGAMENTO.....	163
7.9	APLICABILIDADE DO MÉTODO DE VILAR PARA A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	165
8	CONCLUSÕES.....	168
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	169
	ANEXOS.....	179
	ANEXO A – AJUSTE DE EQUAÇÃO POR GITIRANA JR. E FREDLUND (2004).....	180
	APÊNDICES.....	181
	APÊNDICE A – ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS DO SOLO.....	182
	APÊNDICE B – CURVAS e x $\log \sigma'$.....	188
	APÊNDICE C – CURVAS DE COMPRESSÃO CONFINADA.....	190

1 INTRODUÇÃO

A Mecânica dos Solos envolve uma combinação da Mecânica dos Materiais e das propriedades dos solos. Tal ciência pode ser dividida em duas áreas de interesse, relativas aos solos saturados e não saturados. A distinção entre ambos deve-se às diferenças básicas entre sua natureza e comportamento geotécnico (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Conforme Fredlund e Morgenstern (1977), um elemento de solo não saturado pode ser concebido como uma mistura de quatro fases (Figura 1.1), a saber: partículas de solo, ar, água e película contrátil (interface ar-água). Entende-se que a presença de uma quantidade mínima de ar confere a condição de não saturação a um solo. Desta forma, as pressões do ar e da água simultaneamente existentes nos poros fazem com que o solo não obedeça aos princípios e conceitos da Mecânica dos Solos Clássica, relativa aos solos saturados, cujos vazios estão totalmente preenchidos pela água.

Figura 1.1 – Elemento de solo não saturado e suas fases



Fonte: Fredlund e Morgenstern (1977)

Conforme Libardi (2005), quando a água intersticial de um solo saturado é drenada, o ar entra para substituí-la no espaço poroso, estabelecendo a condição não saturada. Esta saída de água do complexo espaço poroso do solo proporciona a formação de interfaces ar-água, resultantes da retenção de água pela matriz do solo, a qual pode ocorrer por dois processos, sendo estes capilaridade e adsorção. A retenção de água por capilaridade está associada à tensão superficial da água e ocorre nos microporos, pois os canais formados pelos vazios agem como tubos capilares. No que concerne ao processo de adsorção, a retenção de água ocorre nas superfícies dos sólidos sob a forma de películas presas a estas.

Para desprender a água adsorvida, uma energia externa deve ser aplicada, na direção contrária à ação das forças de retenção de água do solo. Assim sendo, a energia aplicada para desprender esta água, por unidade de volume de água, é definida como sucção. A sucção dos solos é, basicamente, uma quantidade energética utilizada para avaliar sua capacidade de retenção de água (LEE; WRAY, 1995).

A curva característica de retenção de água no solo (curva característica) relaciona a sucção ao teor de umidade (volumétrico ou gravimétrico), sendo utilizada para a estimativa de parâmetros descritivos do comportamento de um solo não saturado, tais como permeabilidade, resistência ao cisalhamento e variação de volume (FREDLUND; WILSON; FREDLUND, 1997). A determinação da curva característica pode ser realizada por meio de ensaios laboratoriais e de campo. Devido à viabilidade econômica, relativa simplicidade de execução e à ampla faixa de valores de sucção medidos, destaca-se o ensaio laboratorial com o uso do papel filtro, a ser utilizado na presente pesquisa.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o clima desempenha um papel importante em solos não saturados. A água é removida do subsolo pela evaporação na superfície do terreno e pela evapotranspiração da cobertura vegetal. Tais processos produzem um fluxo ascendente de água para o exterior do solo. Por outro lado, a precipitação pluviométrica e outras formas de precipitação promovem um fluxo descendente através do interior do solo. A diferença entre tais condições de fluxo, em uma escala local, influencia amplamente a sucção no solo.

Em regiões tropicais, de clima quente e úmido, em que os solos são constantemente submetidos aos ciclos de secagem e umedecimento, as mudanças climáticas influenciam altamente o teor de umidade do solo nas proximidades da superfície do terreno (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Nestas regiões, a ocorrência de períodos bem definidos de chuva e estiagem pode promover maior evaporação do que infiltração de água, submetendo o solo a pressões negativas na água intersticial (sucção), o que ocasiona o surgimento de uma nova componente de resistência, a coesão aparente, e provoca alterações no comportamento mecânico do solo (BENEVELI; DE CAMPOS, 2004).

Há uma estreita relação entre os solos não saturados e os solos tropicais, haja vista que, em regiões de clima tropical, verifica-se que os mantos intemperizados se encontram em condição não saturada (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004). Assim sendo, a presente pesquisa apresenta o propósito de analisar o comportamento de um solo tropical não saturado, do tipo residual, o que requer, sobretudo, a escolha de um tipo de solo que seja representativo do território brasileiro.

Típicos de regiões tropicais e equatoriais, os Latossolos são os solos de maior representação geográfica no Brasil, ocupando cerca de 300 milhões de hectares, área correspondente a aproximadamente um quarto daquela ocupada pelos Latossolos no mundo (EMBRAPA, 2014; LEPSCH, 2010). Fasolo et al. (1986) comentam que, em relação ao território paranaense, os Latossolos ocupam 30% da área. Haja vista a representatividade desta classe de solos, o atual estudo pretende investigar o comportamento de um Latossolo típico da região norte do estado do Paraná, situado na cidade de Maringá. A análise será realizada de modo que possa a aplicação destes conhecimentos aos solos de incidência tropical, que possam se enquadrar nas classes do material estudado. Desta maneira, a análise contribuirá para a elaboração de projetos geotécnicos racionais e econômicos, minimizando erros.

Os solos residuais possuem estrutura resultante da ação de mecanismos de intemperismo, os quais atuam sobre a rocha, sendo classificados como físicos (desintegração), químicos (decomposição) ou biológicos. O intemperismo físico atua basicamente causando a desagregação da rocha e promovendo novos caminhos para o fluxo de soluções aquosas, desencadeando o intemperismo químico. Este afeta a integridade mineralógica da rocha por meio de reações químicas, avançando de maneira diferencial desde a superfície exposta até as partes mais profundas do maciço rochoso. De forma generalizada, a estrutura dos solos residuais consiste em um esqueleto poroso de minerais parentais (primários) e agregados de partículas com cimentação variável (macroestrutura), herdada da rocha mãe ou neoformada, sendo preenchido parcialmente por um plasma poroso formado por minerais secundários com estrutura própria (microestrutura) (COLLINS, 1985; MITCHELL, 1976).

O entendimento teórico e os procedimentos experimentais requeridos para a análise do comportamento dos solos não saturados são essencialmente muito mais complexos que aqueles requeridos para a compreensão do comportamento dos solos saturados (MORGENSTERN, 1993). Para que se possa avaliar a relação entre a curva característica e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, de compressibilidade e de permeabilidade, empregando os resultados da análise em projetos geotécnicos com eficiência e praticidade, é necessário que os métodos para a obtenção desta curva sejam simplificados, apresentem baixo custo e possuam procedimentos de execução normatizados, como o método do papel filtro, por exemplo.

Futai, Almeida e Lacerda (2004) ressaltam que os projetos que consideram a condição não saturada do solo podem gerar economia, bem como evitar problemas relacionados à inundação do solo, como ruptura, expansão e colapso, por exemplo. Seraphim (1997) destaca a influência da colapsibilidade no comprometimento do comportamento de fundações de obras

de pequeno e médio porte. Tal fenômeno se deve ao carreamento dos finos das camadas mais superficiais para horizontes mais profundos, deixando na superfície um solo altamente poroso, com baixo grau de saturação e com resistência aparente, devido ao desenvolvimento das tensões capilares (sucção matricial). Desta forma, o efeito da saturação, a qual pode ocorrer em qualquer época do ano, que elimina a resistência circunstancial proporcionada pela sucção, provoca o colapso do solo e os danos inevitáveis na superestrutura.

Antigamente, julgava-se que para entrar em colapso o solo precisaria estar completamente saturado. No entanto, atualmente, sabe-se que a elevação do teor de umidade para um determinado valor, aquém da saturação completa, faz disparar o gatilho deste fenômeno. Este teor de umidade ou grau de saturação, suficiente para acionar o mecanismo do colapso, caracteriza a condição de solo inundado. Associa-se ao solo colapsível uma estrutura porosa, caracterizada por alto índice de vazios, podendo haver a presença de um agente cimentante. A inundação deste tipo de solo provoca o enfraquecimento (ou destruição da cimentação) e a dissipação da sucção matricial, anulando a coesão aparente e reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento (CINTRA, 2004).

Assim sendo, o presente estudo busca o entendimento e a obtenção de parâmetros para elaboração de projetos geotécnicos, no que se refere às condições de solo ensaiado na umidade natural e de solo inundado. Pretende-se obter e comparar os parâmetros referentes ao solo nos ciclos de secagem e umedecimento, aos quais este é submetido no campo. Desta forma, busca-se diminuir gradativamente a distância existente entre o conhecimento acadêmico sobre os solos não saturados e a prática da Engenharia.

1.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento não saturado de um solo argiloso tropical residual de basalto, típico da região Norte do Paraná, situado na cidade de Maringá (PR), em relação à sua resistência ao cisalhamento e compressibilidade.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i) Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão efetiva (c') e ângulo de atrito (ϕ)).
- ii) Determinar os parâmetros de compressibilidade (tensão de pré-adensamento virtual (σ_a') e índice de compressão (C_c)).

iii) Determinar as curvas de retenção de água (curvas características) em corpos de prova na condição indeformada e após terem sido carregados até os níveis de tensões de 100, 200 e 400 kPa.

iv) Determinar a influência do teor de umidade e da sucção na resistência ao cisalhamento e na compressibilidade do solo.

v) Analisar a variabilidade da sucção do solo, obtida em amostras do mesmo material, após serem carregadas até os referidos níveis de tensão.

2 FORMAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS TROPICAIS

O Comitê de Solos Tropicais da ISSMFE define os solos tropicais como aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação aos solos não tropicais, em decorrência da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas (NOGAMI; HACHICH, 1985). Conforme Nogami e Villibor (1995), para que um solo possa ser considerado tropical, não basta que este tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido. Também é indispensável que o solo possua peculiaridades de interesse geotécnico, relativas à granulometria e constituição mineralógica, microfábrica (organização tridimensional dos constituintes do solo), bem como forma e estrutura.

Os solos tropicais são produtos fundamentalmente resultantes da atuação do conjunto de processos físicos e químicos atuantes em rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, os quais ocorrem devido às mudanças climáticas, sendo tal conjunto denominado intemperismo (VAUGHAN, 1985).

Gidigas (1974) explica que o fenômeno de intemperismo nas rochas se inicia com o desenvolvimento de fissuras resultantes de uma longa sucessão de ciclos de calor e frio. O calor é devido à incidência dos raios solares, e o frio ocorre em virtude da chuva ou das baixas temperaturas noturnas. As fissuras na superfície da rocha agem como canais coletores da água de escoamento, que penetra ao longo dos planos fraturados. Assim sendo, o intemperismo ataca lentamente a rocha através das juntas, de modo a formar blocos de materiais isolados dentro da própria rocha em decomposição.

Basicamente, as rochas se intemperizam de forma física pela fragmentação mecânica e quimicamente, por dissolução e alteração química. As fragmentações mecânicas alteram o tamanho dos minerais, sobretudo produzindo areias. As dissoluções e/ou as alterações químicas modificam a constituição dos minerais, formando argilas e sais. Parte dos cátions e ânions destes sais é retida ao redor das argilas e o restante é dissolvido e levado para o lençol freático. Depois vão para os cursos d'água que desaguam no mar e se acumulam (LEPSCH, 2011).

De acordo com a terminologia clássica proposta pelo Comitê de Solos Tropicais da ISSMFE, apresentada por Nogami et al. (1985), os solos tropicais podem ser separados, basicamente, em dois grandes grupos, sendo estes os solos lateríticos e os saprolíticos. Um solo será considerado laterítico se: (a) pertencer aos horizontes A ou B de perfis com boa drenagem, desenvolvidos em climas úmidos e tropicais; e (b) sua fração de argila for constituída

essencialmente de minerais do grupo da caulinita e óxidos de ferro ou alumínio hidratados, sendo esses componentes agregados em estruturas porosas com cimentações altamente estáveis. Por outro lado, um solo será considerado saprolítico se: (a) apresentar-se como solo, conforme o senso geotécnico, isto é, não requerer explosivos para ser escavado; (b) apresentar uma estrutura que permita a identificação clara da rocha de origem; e (c) este for autenticamente residual (não transportado).

2.1 SOLOS LATERÍTICOS (LATOSSOLOS)

Em regiões tropicais e subtropicais do planeta há a ocorrência dos solos lateríticos, os quais resultam de um intenso processo chamado laterização. A laterização consiste na remoção de íons básicos e sílica. Como resultado deste tipo de processo, os solos lateríticos são ricos em sesquióxidos (óxidos com três átomos de ferro), porém pobres em bases e silicatos primários (CARVALHO, 1985). Lepsch (2011) comenta que, além de ser um processo pedogenético, a laterização é considerada uma forma de intemperismo químico, o qual transforma os minerais primários em minerais secundários, alterando sua composição química e mineralógica. Assim sendo, na laterização, inicialmente, os minerais primários, como o quartzo, são transformados em minerais de argila (especialmente o grupo da caulinita) e então, com a perda final dos constituintes potencialmente móveis, principalmente sílica combinada e bases, os resíduos dos óxidos e hidróxidos se cristalizam (Al, Fe, Ti e Mn).

Villibor et al. (2009) dissertam que várias peculiaridades se associam ao processo de laterização, sendo as mais importantes o enriquecimento do solo com óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita como argilomineral predominante. Também, os solos de comportamento laterítico apresentam coloração tipicamente vermelha, amarela, marrom e alaranjada.

Conciani, Burgos e Bezerra (2015) explanam que nas regiões tropicais existem duas estações climáticas bem definidas: seca e chuvosa. Tal alternância de clima ocasiona um processo de lixiviação do solo (extração ou dissolução dos minerais presentes neste pela água) no período chuvoso e de ressecamento na estação seca. Em períodos de chuva, a infiltração de água promove a retirada e o transporte da sílica das partículas próximas à superfície do terreno. Por outro lado, no período seco, ocorre a fixação do ferro e do alumínio deixados na superfície do solo. Este ciclo define a formação dos solos lateríticos. A estação seca colabora duplamente para a consolidação do cimento ferro-aluminoso na camada superficial, uma vez que a água que

sobe por ação da capilaridade e evapora, carrega consigo os íons de ferro e de alumínio que estavam localizados nas regiões mais profundas do perfil tropical.

O perfil típico dos solos lateríticos se constitui por uma camada de solo poroso, rica em ferro e alumínio, a qual pode atingir dezenas de metros, normalmente localizada sobrejacente à outra camada de material concrecionado (cujas partículas são ligadas por um cimento natural). Abaixo do material concrecionado, encontra-se um horizonte de coloração cinza, rico em sílica, em geral, com textura de silte ou argila. A partir da gênese dos solos lateríticos e dos seus minerais componentes, é possível inferir alguns comportamentos esperados. Nestes solos, é comum que o índice de resistência à penetração (N_{spt}) seja baixo nos primeiros metros, em razão da porosidade. No entanto, nos horizontes concrecionados, este valor pode ser tão elevado, atingindo o impenetrável. Os solos lateríticos em processo de formação possuem os primeiros metros bastante lixiviados. A lixiviação dá origem a uma estrutura porosa, além de deixar alguns materiais que atuam como cimentos (pontes de argila, óxidos e hidróxidos hidratados de ferro e alumínio). Ao apresentar estrutura porosa, esses solos também devem ser esperados como permeáveis (CONCIANI; BURGOS; BEZERRA, 2015).

Jacinto (2010) comenta que a textura é um dos principais aspectos físicos que distinguem os solos tropicais lateríticos dos demais tipos de solos. De um modo geral, nos demais tipos de solo, pensa-se na textura do solo como a granulometria das partículas individualizadas dos minerais. Contudo, nos solos lateríticos, os minerais de argila e os minerais primários, como o quartzo, participam de grupamentos estruturais (macro e microagregados), os quais apresentam características próprias, ocasionando ao solo comportamentos distintos daqueles pertencentes ao solo composto por partículas individualizadas.

Na Geotecnia ainda é corrente o emprego dos termos solos lateríticos ou laterita. Contudo, no campo da Ciência do Solo a qual trata da gênese, morfologia e classificação, a Pedologia, utiliza-se o termo Latossolos. Em outros países, os Latossolos são conhecidos como *Ferrasols* (conforme o Mapa de Solos do Mundo da FAO/Unesco e a WRB – Base de Referência Mundial para Recursos de Solos), *Oxisols* (*Soil Taxonomy*) ou *Sols Ferralitiques*, denominação utilizada na França (ESPÍNDOLA; DANIEL, 2008; LEPSCH, 2011).

2.2 SOLOS SAPROLÍTICOS

Os solos saprolíticos consistem em materiais que preservam aspectos texturais e estruturais da rocha de origem, apesar da perda de resistência devido à dissolução dos silicatos e à formação da caulinita. Em ambientes tropicais estes solos frequentemente representam as camadas inferiores de perfis lateríticos onde a ação pedogenética é menos intensa. Os solos saprolíticos apresentam vários graus de evolução, dificultando sua caracterização e classificação. Estes são frequentemente localizados no horizonte C, o qual, em regiões tropicais pode ser bastante espesso (dezenas de metros). Assim sendo, os solos saprolíticos correspondem ao material subjacente aos solos lateríticos, sobrepondo-se à rocha-mãe. Os solos saprolíticos são denominados solos residuais jovens, já os solos lateríticos são designados maduros (MELFI ET AL., 1985).

Os solos saprolíticos possuem características pedogenéticas que permitem inferir seu comportamento. A expansão, por exemplo, é uma propriedade frequentemente observada nesses solos. Os argilominerais primários presentes nesses solos possuem alto potencial expansivo. Ainda, ao serem expostos ao intemperismo, estes solos podem liberar pressões que continham as partículas, gerando tensões de expansão no solo. O perfil de resistência à penetração dos solos saprolíticos, por sua vez, pode ser bastante variável, em razão de o intemperismo ocorrer de forma variada, sendo mais intenso onde ocorrem os fluxos preferenciais de água. Desta forma, formam-se regiões de solo muito alterado bem como de pouca alteração, o que se reflete diretamente no comportamento do solo, que se torna errático (CONCIANI; BURGOS; BEZERRA, 2015).

2.3 SOLOS RESIDUAIS

Solos residuais são produto da intemperização *in situ*, a qual, geralmente, diminui sua massa específica e conseqüentemente aumenta sua porosidade, tendo a história de tensões pouca influência nas propriedades. No processo de intemperismo, a cristalização associada à formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais proporcionam ligações entre partículas, desenvolvendo a estrutura do solo. O arranjo das partículas é desenvolvido de forma progressiva, por meio do intemperismo químico, resultando em amplas variedades mineralógica e de índice de vazios. Assim sendo, a mineralogia dos solos residuais depende da rocha de origem e do intemperismo (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1988).

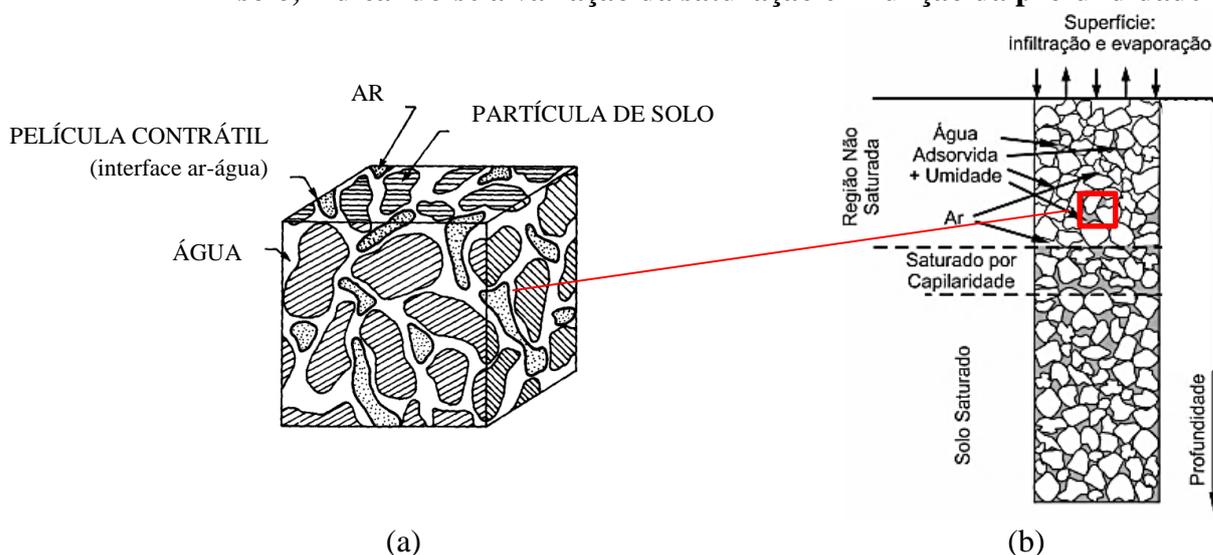
Vargas (1953) explana que os solos originados da decomposição de rochas da região Sul do Brasil podem ser divididos em três camadas principais: uma camada de rocha desintegrada que cobre a rocha mãe, podendo ser removida somente por explosivos; uma camada de solo residual jovem, a qual apresenta a estrutura original da rocha mãe; uma camada superficial de solo residual maduro, a qual inclui a camada orgânica e uma camada amarelada ou avermelhada de solo argiloso ou arenoso com alto índice de vazios e baixo grau de saturação.

Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988) estabelecem as principais características que descrevem o comportamento mecânico de solos residuais, as quais se devem à sua origem geológica: componente de resistência ao cisalhamento e rigidez, em virtude da cimentação, que se desenvolve progressivamente com o solo, estando em equilíbrio com o estado de tensões *in situ*; estado de tensões e estrutura do solo devido à história de tensões que acompanha a evolução do solo; variabilidade mineralógica e na resistência dos grãos; e variedade de porosidade.

3 SOLOS NÃO SATURADOS

Conforme Fredlund e Morgenstern (1977), um elemento de solo não saturado pode ser concebido como uma mistura de quatro fases (Figura 3.1a). As fases que compreendem as partículas de solo e a película contrátil atingem o equilíbrio sob a aplicação de gradientes de tensão. As fases ar e água, por sua vez, são aquelas que fluem. Fredlund e Rahardjo (1993) explanam que quando a fase de ar é contínua, a película contrátil interage com as partículas do solo, influenciando em seu comportamento mecânico. Quando a fase de ar consiste apenas em bolhas de ar oclusas, o fluido se torna significativamente compressível.

Figura 3.1 – Elemento de solo não saturado e suas fases (a), representado em perfil de solo, indicando-se a variação da saturação em função da profundidade (b)



Fonte: Adaptado de Fredlund e Morgenstern (1977) e Molina Júnior (2017)

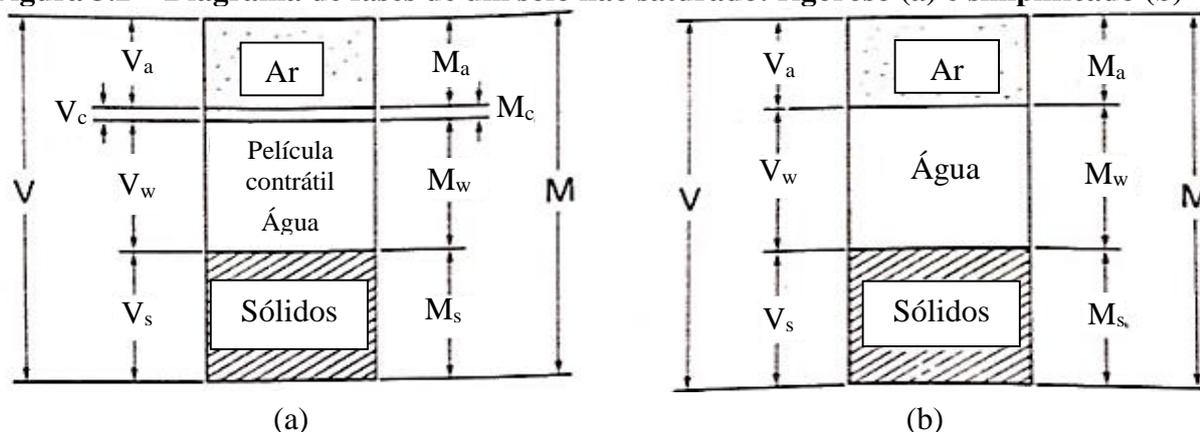
Em solos parcialmente saturados (Figura 3.1b), o ar e água ocorrem sob pressões diferentes. Desta maneira, a distribuição de ar nestes solos pode ser contínua ou oclusa, isto é, com formação de bolhas de ar isoladas. Ao apresentar grau de saturação menor que 80%, um solo não saturado pode ter seus vazios considerados como intercomunicantes, caracterizando a fase de ar contínua. Deste modo, compreende-se que a pressão do ar deve ser a mesma em todos os vazios e, em condições naturais, esta deve corresponder à pressão atmosférica. Quando o ar dentro dos poros é contínuo, isto é, a permeabilidade é alta, a pressão do ar nos poros pode se equilibrar rapidamente com a pressão atmosférica, assumindo o mesmo valor. A pressão da água, neste caso, deve ser inferior à pressão do ar, assumindo valores negativos (TEIXEIRA DA CRUZ, 1996; FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Para os referidos autores, o processo de saturação de um solo provoca a redução do volume do ar em seus vazios, de modo que estes deixam de ser intercomunicantes e o ar passa a ocorrer sob a forma de bolhas (ar ocluso). Em situações de ar ocluso, a permeabilidade é baixa e o fluxo só ocorre por difusão do ar na água. As bolhas de ar ocluso comumente ocorrem em solos não saturados quando o grau de saturação é maior que 90%. Assim sendo, a zona de transição entre a fase de ar contínua e a ocorrência de bolhas de ar ocluso ocorre quando o grau de saturação se encontra, aproximadamente, entre 80% e 90% ($80\% < S_r < 90\%$). O tamanho das bolhas de ar depende, prioritariamente, da dimensão dos vazios do solo e secundariamente, do estado de pressões.

3.1 DIAGRAMA DE FASES DO SOLO NÃO SATURADO

O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma de suas fases: partículas sólidas, água, ar e película contrátil. Antes de se analisar o solo como um sistema, deve-se compreender as propriedades básicas destas fases separadamente. Na Figura 3.2a, representa-se o diagrama de fases rigoroso para um solo não saturado, no qual as quatro fases estão separadas proporcionalmente aos volumes que ocupam. Considerando-se que a espessura da película contrátil é da ordem de apenas algumas camadas moleculares, sua subdivisão física é desnecessária. Deste modo, a película contrátil pode ser considerada como parte da fase água sem erro significativo e o diagrama de fases pode ser simplificado, conforme se ilustra na Figura 3.2b (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Figura 3.2 – Diagrama de fases de um solo não saturado: rigoroso (a) e simplificado (b)



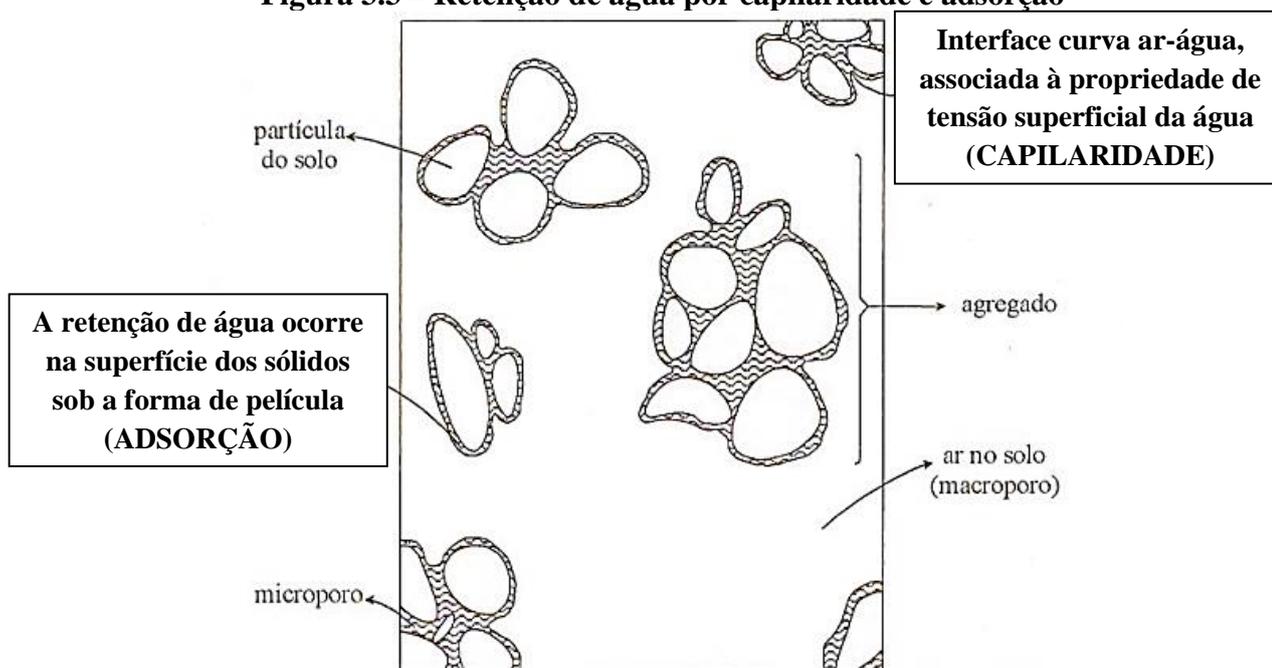
Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

3.2 SISTEMA SOLO-ÁGUA

Um solo saturado é caracterizado por seus vazios totalmente preenchidos por água. Quando a água em um solo nestas condições é drenada, o ar entra para substituí-la no espaço poroso, conferindo-lhe uma condição de não saturação. Esta saída de água do complexo espaço poroso do solo proporciona a formação de interfaces ar/água, resultantes da retenção de água pela matriz do solo. Esta retenção é explicada, basicamente, por dois processos, sendo estes capilaridade e adsorção (LIBARDI, 2005).

Conforme o referido autor, a retenção de água por capilaridade ocorre nos microporos, estando associada à interface curva ar/água. Nesse sentido, o solo apresenta uma composição irregular de poros e canais formados por seus sólidos, os quais agem como tubos capilares. No que se refere ao processo de adsorção, a retenção de água ocorre nas superfícies dos sólidos sob a forma de películas presas a estas. Deste modo, há dois tipos principais de forças operantes na matriz do solo que proporcionam a retenção de água: as forças capilares e as forças de adsorção, as quais, juntamente, são denominadas forças mátricas ou matriciais, e dão origem ao potencial mátrico (ou matricial). Destaca-se que após a drenagem da água livre de um solo saturado no campo, as forças capilares são dominantes e à medida que o solo vai secando, a adsorção adquire maior importância, de forma progressiva. Na Figura 3.3, apresenta-se, de forma esquemática, como a água fica retida no arranjo poroso do solo após a drenagem.

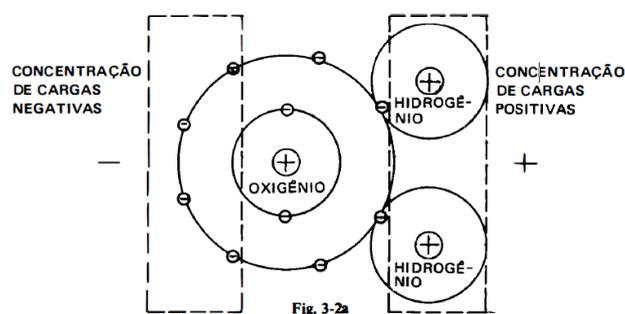
Figura 3.3 – Retenção de água por capilaridade e adsorção



Fonte: Adaptado de Libardi (2005)

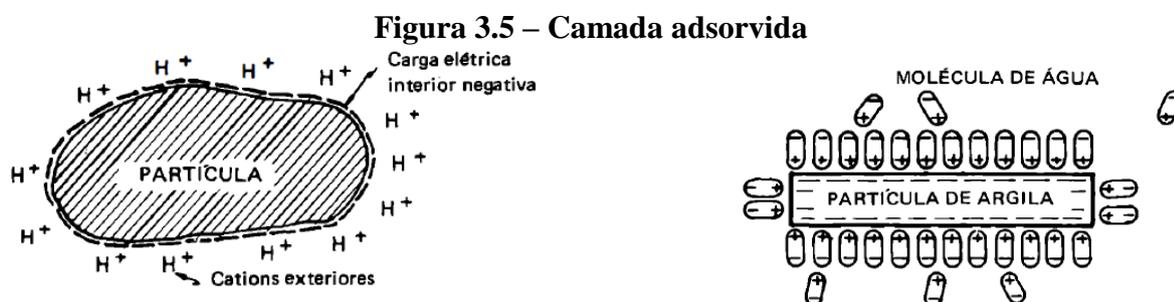
A estrutura molecular da água é um conceito fundamental para se entender como os solos retêm e distribuem a água. Embora a molécula de água seja considerada neutra, esta é mais positiva do lado do hidrogênio e mais negativa do lado do oxigênio, sendo denominada dipolar (Figura 3.4). Esta dipolaridade faz com que as moléculas de água se posicionem de forma que o lado positivo de uma molécula de água atraindo/é atraído pelo lado negativo de outra molécula adjacente. Esta molécula adjacente pode se tratar de uma molécula de água ou qualquer outra partícula que possua cargas superficiais negativas (CAPUTO, 1988; LEPSCH, 2011).

Figura 3.4 – Dipolaridade da molécula de água



Fonte: Caputo (1988)

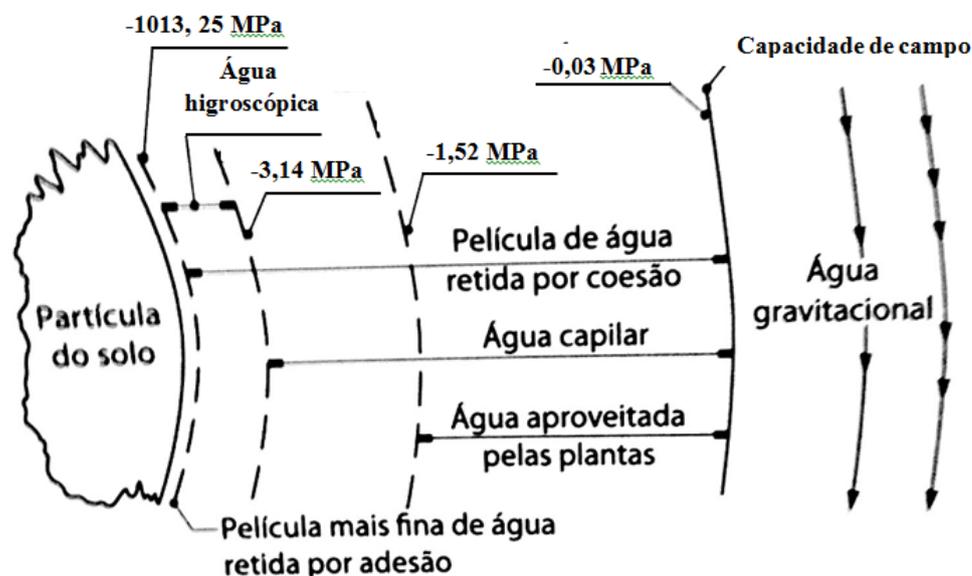
Conforme Caputo (1988), as investigações sobre as propriedades das frações finas do solo mostram que a superfície da partícula sólida das argilas possui uma carga elétrica negativa, cuja intensidade depende de suas características mineralógicas. Em contato com as moléculas polarizadas da água, as partículas sólidas atraem os íons positivos H^+ , formando uma película de água denominada camada adsorvida (Figura 3.5).



Fonte: Caputo (1988)

Considerando-se uma partícula de argila, a qual está envolvida por uma película de água, é possível subdividi-la, teoricamente, em camadas de diversas espessuras, nas quais a água se encontra retida por diferentes tensões, conforme se apresenta na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Espessamento progressivo de uma película de água em um macroporo, à medida que o solo seco é reumedecido.



*CC (Capacidade de campo): propriedade dos solos de manter certa quantidade de água distribuída em seus poros, em uma relação de equilíbrio com a força da gravidade.

Fonte: Adaptado de Lepsch (2011)

Observa-se que as primeiras camadas de água, mais próximas da partícula sólida, estão retidas por adesão (ligações de hidrogênio) a uma tensão muito elevada, isto é, o valor da sucção é muito negativo. À medida que se afastam da superfície desta argila, as forças de adesão diminuem até que, ao atingirem certa distância, são superadas pela força da gravidade e a água não mais é retida. Assim sendo, tem-se que quando o solo está próximo da saturação, é relativamente fácil remover o excesso de água. No entanto, com a diminuição da umidade, torna-se mais difícil extrair a água, uma vez que são necessárias forças maiores para desprendê-la das partículas (LEPSCH, 2011).

3.3 SUCÇÃO

Para explicar o conceito físico de sucção, Teixeira da Cruz (1996) propõe a concepção de um cubo constituído por material poroso (como o solo, por exemplo) totalmente saturado e imerso em água. Sendo este cubo elevado a qualquer altura acima do nível d'água, ocorrerá um

fluxo da água contida nos poros devido à ação da gravidade. Esta água que flui livremente dos vazios é denominada água livre. Contudo, verifica-se que apenas parte da água contida inicialmente no solo escoar, uma vez que a outra parte desta fica retida nos poros menores por efeitos capilares e por forças elétricas. Entende-se que, para cada valor de umidade do solo, haverá um volume correspondente de água retida nos vazios. Assim sendo, para se iniciar um fluxo desta água para fora da amostra, é necessário aumentar progressivamente a pressão de ar nos vazios, mantendo a temperatura constante, até o momento no qual a pressão de ar seja suficiente para iniciar o movimento da água. Tal pressão é definida como sucção do solo. Lee e Wray (1995) explanam que, basicamente, a sucção dos solos é uma quantidade energética utilizada para avaliar sua capacidade de retenção de água.

A sucção consiste na tensão requerida para remover uma molécula de água do solo dentro da fase de vapor. Esta pode ser definida, também, como a tensão originada por efeitos capilares a qual atua no sentido de aumentar a força de ligação entre as partículas do solo (HOUSTON, HOUSTON, WAGNER, 1994; RIDLEY; BURLAND, 1996). Marinho (1997) define sucção como a pressão hidrostática da água intersticial, decorrente de condições físico-químicas, as quais fazem com que o sistema água-solo absorva ou perca água, aumentando ou reduzindo o grau de saturação. Os valores de sucção variam de zero, quando o solo está saturado, até valores muito elevados, quando o solo está seco.

Marshall (1959) estabelece que a sucção do solo possui duas componentes (Equação 3.1), a saber: sucção matricial, a qual depende principalmente da configuração e do arranjo das partículas sólidas (teor de umidade e índice de vazios); e sucção osmótica, sendo esta dependente da concentração dos sais dissolvidos na água do solo.

$$\psi_{\text{total}} = \psi_m + \psi_{\text{osm}} \quad (3.1)$$

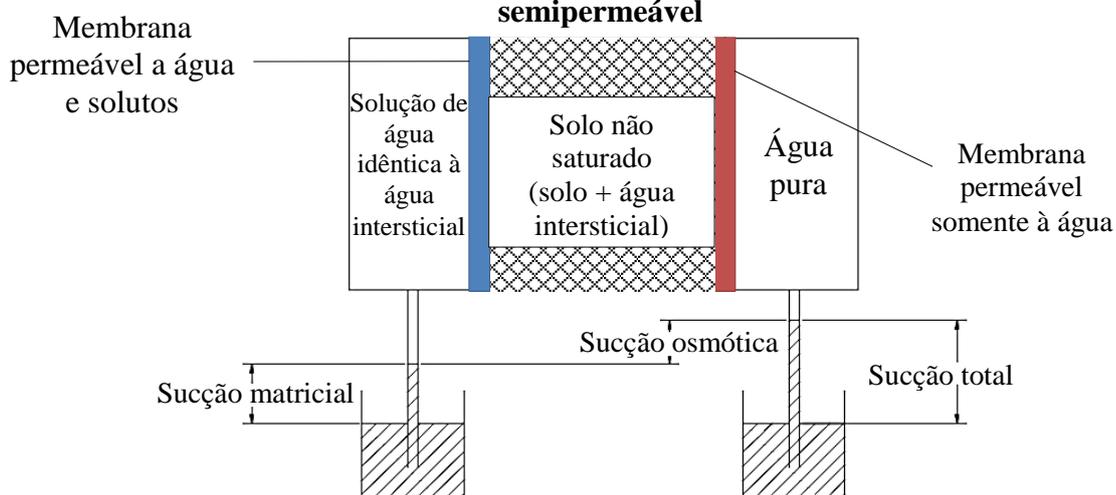
Em que: ψ_m : Sucção matricial da água no solo;
 ψ_{osm} : Sucção osmótica.

A sucção do solo pode ser influenciada pelo estado de tensões ao qual o solo está submetido, pela granulometria e seu arranjo estrutural, pela mineralogia, pela porosidade total, bem como pela distribuição dos poros. A matéria orgânica também exerce influência direta na sucção, devido à sua natureza hidrofílica e, indiretamente, devido à modificação da matriz do solo pela sua presença (KLUTE, 1986; THOMAS; MOODIE, 1962; EL-SWAIF; HENDERSON, 1967).

3.4 COMPONENTES DE SUCCÃO

Marinho (1997) demonstra os conceitos das componentes de sucção em um sistema solo-água, representado na Figura 3.7. A sucção total é a diferença de pressão através de uma membrana semipermeável que separa a água pura de um sistema constituído pelo solo e água intersticial (solo não saturado). A membrana é permeável somente à água e não aos solutos, podendo existir uma diferença de concentração química entre a água pura e a água do solo. A sucção matricial, por sua vez, é a diferença de pressão através de uma membrana que separa o solo não saturado e uma solução idêntica à água intersticial, sendo esta permeável à água e aos solutos. Desta forma, não há diferença de concentração química de um ponto a outro no fluido. A diferença entre as sucções total e matricial é a sucção osmótica.

Figura 3.7 – Definição das componentes de sucção do solo utilizando uma membrana semipermeável



Fonte: Marinho (1997)

3.4.1 Sucção matricial (potencial matricial)

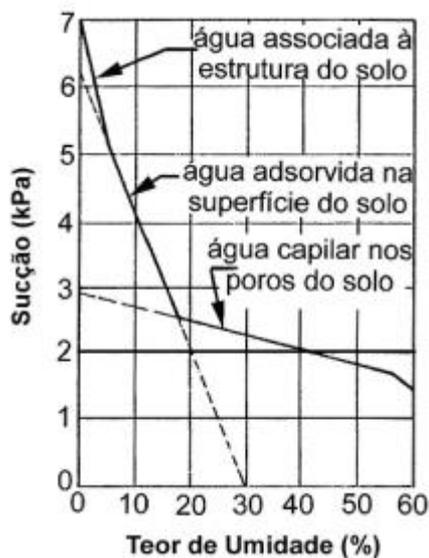
A sucção matricial consiste na diferença entre a poropressão de ar (u_a) e a poropressão de água (u_w). A sucção matricial pode ser definida, de maneira simples, como a afinidade que o solo tem com a água na ausência de qualquer gradiente de teor de sal nesta. A sucção matricial é controlada pelas forças capilares e forças de adsorção (HOUSTON; HOUSTON; WAGNER, 1994; FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Na Equação 3.2, apresentam-se as parcelas de sucção componentes da sucção matricial.

$$\psi_{tm} = \psi_{cap} + \psi_{ads} \quad (3.2)$$

Em que: ψ_m : Sucção matricial da água no solo;
 ψ_{cap} : Sucção capilar
 ψ_{ads} : Sucção de adsorção

A parcela de sucção capilar está relacionada com a macroestrutura do solo, isto é, com os poros interligados nos quais a água flui devido a gradientes de pressão capilar. A parcela de adsorção está associada ao nível microestrutural, relativa à hidratação dos minerais argílicos (VILLAR, 2002). Na Figura 3.8, apresenta-se a influência das parcelas de sucção em uma curva característica (sucção *versus* teor de umidade).

Figura 3.8 – Influência relativa de parcelas de sucção em uma curva característica



Fonte: Villar (2002)

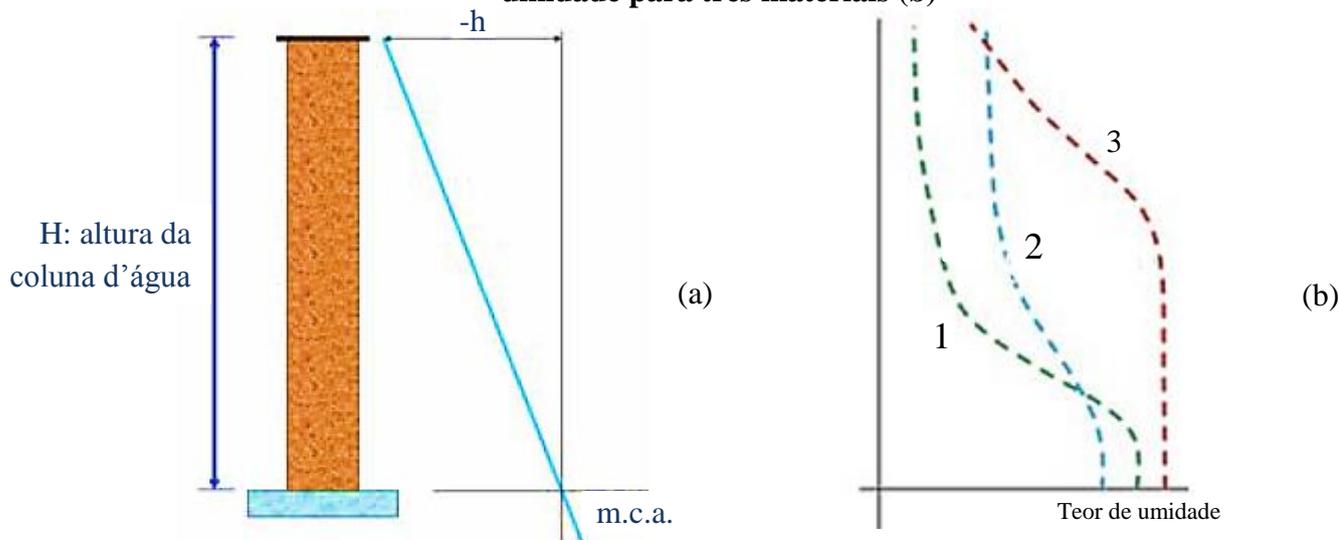
Observa-se, na Figura 3.8, que a parcela de sucção capilar apresenta maior influência no comportamento do solo com maiores teores de umidade. À medida que a umidade decresce, a parcela de sucção de adsorção passa a ter maior influência.

A contribuição dos mecanismos capilar e de adsorção depende da composição e da estrutura do solo. Para areias e outros materiais não coesivos, a sucção matricial pode ser estimada pelo modelo capilar. Por outro lado, os solos argilosos são constituídos por partículas quimicamente ativas, com grande variabilidade de tamanho de poros, interconexões e ângulos de contato. Neste caso as forças eletroquímicas (ou de adsorção) devem ser consideradas como um segundo componente da sucção matricial, podendo ser mais importante do que o componente capilar (WIEBE, 1996).

3.4.1.1 Sucção capilar

Considerando-se uma coluna de solo, conforme se apresenta na Figura 3.9a, imersa em água na parte inferior, sem entrada nem saída de água pela parte superior, o sistema entra em equilíbrio, gerando uma distribuição de pressão conforme se indica no diagrama. A poropressão sempre terá a distribuição de pressão hidrostática indicada, independente do tipo de solo contido na coluna. Contudo, o teor de umidade dependerá das características do material (Figura 3.9b). Observa-se que o material da curva 1 não é capaz de reter água, tendo seu teor de umidade reduzido imediatamente acima do nível d'água. Na curva 3, é possível se notar que o material mantém o mesmo teor de umidade até determinada altura, o que indica um material fino, possivelmente, mais argiloso, com maior capacidade de retenção de água. A curva 2, por sua vez, apresenta um comportamento intermediário (GITIRANA JÚNIOR; MARINHO; SOTO, 2015).

Figura 3.9– Distribuição de pressões para uma coluna de solo (a) e variação do teor de umidade para três materiais (b)

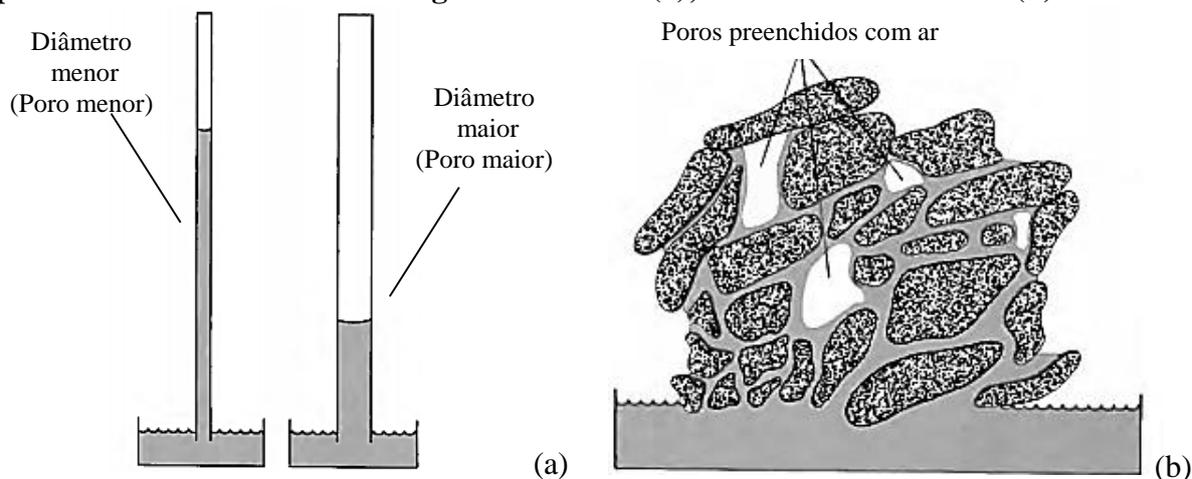


Fonte: Gitirana Júnior, Marinho e Soto (2015)

A ascensão capilar ocorre nos solos, de modo que a água do lençol freático se eleva contra a ação da gravidade. Os vazios dos solos formam uma rede intrínseca de canais contínuos que diminuem de tamanho à medida que o tamanho das partículas diminui. Tais canais funcionam como tubos capilares finos. A altura de ascensão capilar depende do diâmetro dos vazios, atingindo maiores valores (até dezenas de metros) em solos de textura fina, desde que haja tempo suficiente e os poros não sejam demasiadamente pequenos. Em solos arenosos, os

vazios apresentam maiores diâmetros, de maneira que a altura de ascensão não atinge grandes valores, sendo da ordem de centímetros. O mecanismo da capilaridade é explicado com base no tamanho dos tubos capilares (Figura 3.10a) e na continuidade dos poros (Figura 3.10b). Os poros, ao apresentar dimensões variadas, ocasionam uma superfície de ascensão não bem caracterizada, o que possibilita o enclausuramento de bolhas no interior do solo, desacelerando ou impedindo o movimento da água por capilaridade (BRADY, 1984; MACHADO; VILAR, 2015).

Figura 3.10 – Movimento ascendente de capilaridade: em tubos de diferentes diâmetros, representando solos de diferentes granulometrias (a); como ocorre nos solos (b)



Fonte: Brady (1984)

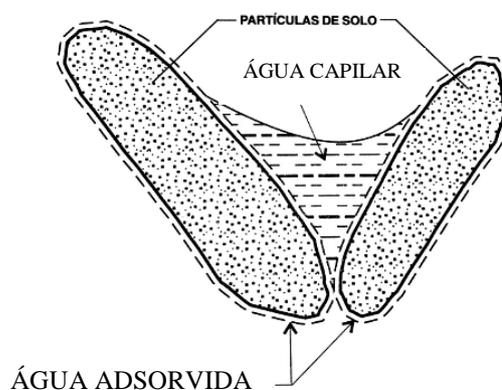
Brady (1984) ressalta que, embora o princípio da capilaridade seja tradicionalmente ilustrado como um movimento ascendente, o movimento pode ocorrer em qualquer direção, uma vez que as atrações entre as partículas do solo e água ocorrem tanto na direção vertical quanto na horizontal.

3.4.1.2 Sucção de adsorção

A adsorção consiste no processo de retenção de água pela formação de películas nas superfícies dos sólidos (Figura 3.11), sendo esta relacionada à existência de cargas superficiais não balanceadas na superfície do solo. De acordo com o tipo e a magnitude das cargas elétricas superficiais existentes, é possível prever a força de atração ou repulsão das partículas sólidas do solo com relação aos íons em solução. Tais cargas superficiais podem ser classificadas em permanentes (ou constantes) e variáveis. As cargas permanentes estão presentes principalmente

em argilas silicatadas e as cargas variáveis são encontradas em óxidos, hidróxidos e matéria orgânica. (MACHADO; ZUQUETTE, 2005).

Figura 3.11 – Água adsorvida e água capilar em solo não saturado



Fonte: Teixeira da Cruz (1996)

Teixeira da Cruz (1996) explana que a presença de filmes de água possui maior importância em solos argilosos e em níveis elevados de sucção. Em solos arenosos, a adsorção é pouco importante e os efeitos capilares predominam. No caso geral, a sucção resulta dos efeitos combinados dos mecanismos de capilaridade e adsorção, os quais não podem ser facilmente separados, uma vez que os contornos capilares estão em estado de equilíbrio interno com os filmes de água adsorvida.

3.4.2 Sucção osmótica (potencial osmótico)

Ridley e Burland (1995) definem a sucção osmótica como a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na água intersticial. Machado e Vilar (2015) explicam que os solutos possuem propriedades coligativas, isto é, a adição de solutos à água ocasiona uma tendência de aproximação das moléculas, de modo que a magnitude das forças de coesão entre estas moléculas é superior quando comparada à condição da água pura.

A evaporação da água da superfície da franja capilar resulta em uma concentração de sais no topo da zona capilar e em um gradiente osmótico que atrai cada vez mais água para o topo. Desta forma, a diferença ou alteração na concentração de sal de um ponto a outro da água intersticial pode induzir um fluxo osmótico (MARINHO, 1997). A sucção osmótica é influenciada pelas condições químicas e térmicas do solo, conforme se apresenta na Equação 3.3.

$$\psi_{\text{osm}} = nRTc \quad (3.3)$$

Em que: n: Número de moléculas por moles do sal;
 R: Constante universal dos gases;
 T: Temperatura absoluta;
 c: Concentração do sal.

O comportamento dos solos não saturados depende basicamente da parcela de sucção matricial. As variações na sucção osmótica não têm efeito significativo sobre o comportamento mecânico e hidráulico do solo, comparando-se ao efeito produzido por uma alteração na sucção matricial. A componente osmótica não varia significativamente com o teor de umidade (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Assim sendo, na maioria dos problemas geotécnicos que envolvem solos não saturados, a sucção osmótica é desconsiderada. Conforme Fredlund e Xing (1994), para valores de sucções elevados, maiores que 1500 kPa, a sucção matricial e a total podem ser assumidas como equivalentes.

3.5 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA (CURVA CARACTERÍSTICA)

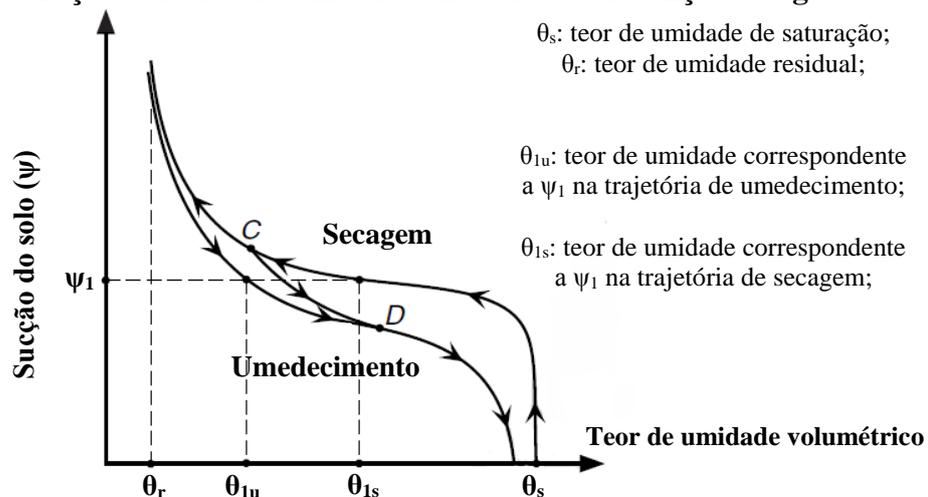
Segundo Fredlund e Rahardjo (1993) a curva de retenção de água do solo (ou curva característica) descreve a relação entre a água presente nos poros e a sucção do solo. Este teor de umidade pode ser quantificado como teor de umidade volumétrico (θ) (Equação 3.4), teor de umidade gravimétrico (w) ou grau de saturação (S_r).

$$\theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (3.4)$$

Em que: ρ_d : massa específica aparente seca;
 ρ_w : massa específica da água.

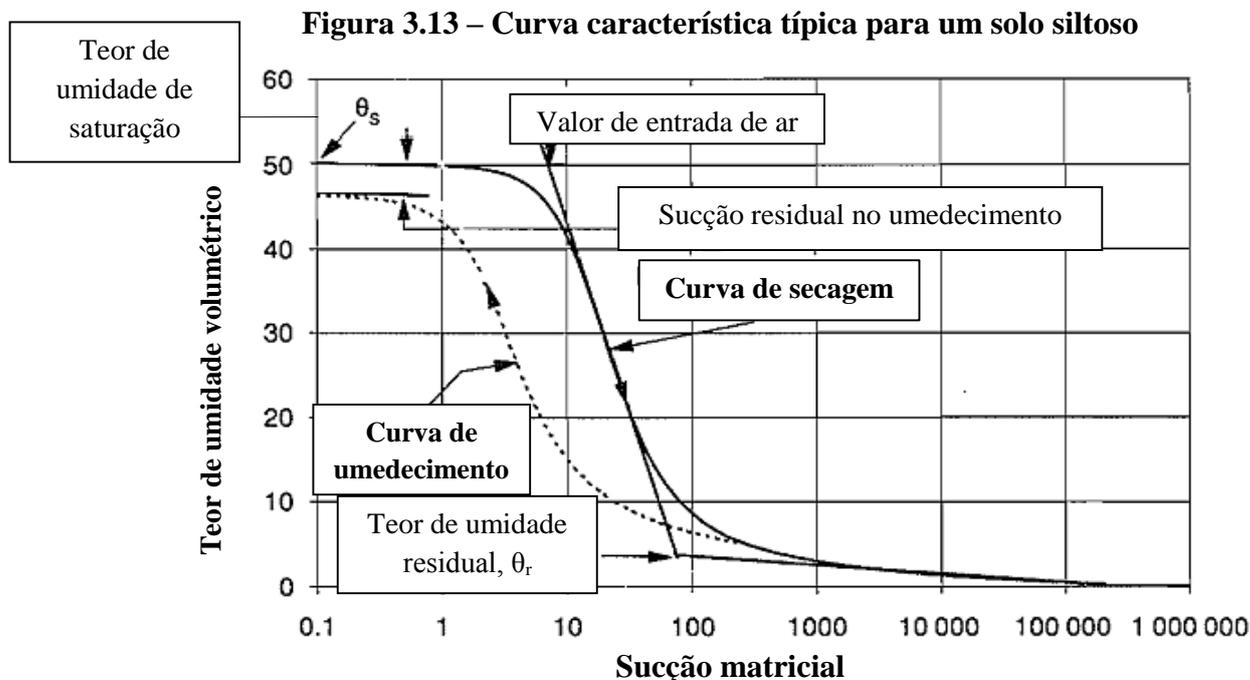
Lu e Likos (2004) explanam que a relação entre a sucção matricial e a umidade do solo não é unívoca, em geral. Tal relação pode ser obtida de formas distintas, por secagem ou umedecimento do solo. Cada trajetória fornece uma curva de retenção de água contínua, mas diferente, sendo este fenômeno denominado histerese (Figura 3.12). Marinho, Soto e Gitirana Junior (2015) comentam que esta diferença entre as curvas pode ser atribuída a fatores como a não uniformidade geométrica dos poros, à distinta conectividade espacial dos poros durante os processos de secagem ou de umedecimento, à variação do ângulo de contato líquido-sólido conforme a trajetória, bem como ao ar preso no processo de umedecimento.

Figura 3.12 – Ilustração conceitual da histerese na curva de retenção de água



Fonte: Lu e Likos (2004)

O ponto final da curva de umedecimento pode diferir do ponto inicial da curva de secagem devido ao aprisionamento do ar, mas ambas as curvas possuem forma similar. Na Figura 3.13, apresenta-se uma curva característica para um solo siltoso. Identificam-se os principais elementos de uma curva característica: as trajetórias típicas de ensaio, de secagem e umedecimento, o teor de umidade de saturação (θ_s), o valor de entrada de ar e o teor de umidade residual (θ_r) (FREDLUND; XING, 1994).



Fonte: Fredlund e Xing (1994)

O valor de entrada de ar é a sucção matricial correspondente ao ponto em que o ar começa a entrar nos maiores poros do solo. O solo continua se dessaturando e a sucção matricial aumenta com a redução da umidade. Acima de um determinado valor de sucção matricial, a taxa de dessaturação reduz consideravelmente e grandes acréscimos na sucção matricial levam a pequenas mudanças no teor de umidade. O teor de umidade do solo neste estado é referido como teor de umidade residual. Em outras palavras, o teor de umidade residual é a quantidade de água a qual requer altos valores de sucção para ser removida do solo (FREDLUND; XING, 1994). O processo de dessaturação continua até o ponto no qual o teor de umidade residual se aproxima de zero. O valor de sucção para estes ponto é essencialmente o mesmo para todos os tipos de solo, correspondendo a aproximadamente 10^6 kPa, sendo observado experimentalmente (CRONEY; COLEMAN, 1961, RUSSAM, 1958). Este valor experimental também é sustentado por considerações termodinâmicas (RICHARDS, 1965).

Fredlund e Xing (1994) dissertam que o teor de umidade residual (θ_r) e o valor de entrada de ar podem ser determinados graficamente, conforme se ilustra na Figura 3.13. Primeiro, traça-se uma reta tangente ao trecho de declividade constante da curva. Então, o trecho de altas sucções é aproximado por outra reta e a intersecção dessas retas é o ponto que define o teor de umidade residual. O valor de entrada de ar, por sua vez, é determinado de modo que se traça uma reta horizontal, na ordenada de saturação total do solo e o ponto em que esta reta intercepta a reta tangente ao trecho de declividade constante da curva é definido como valor de entrada de ar. O teor de umidade de saturação (θ_s) e o valor de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo.

Qualquer material poroso possui uma faixa de tamanho de poros, os quais podem armazenar água, caracterizando sua capacidade de armazenamento de água. Desta forma, para se retirar a água contida nos poros, uma energia deve ser aplicada. A relação entre esta energia e a quantidade de água drenada é obtida pela curva característica do solo. Quanto maior o diâmetro do poro, menor a energia requerida para ser esvaziado, isto é, menor a sucção (MARINHO; STUERMER, 2000).

3.5.1 Fatores que influenciam a curva de sucção

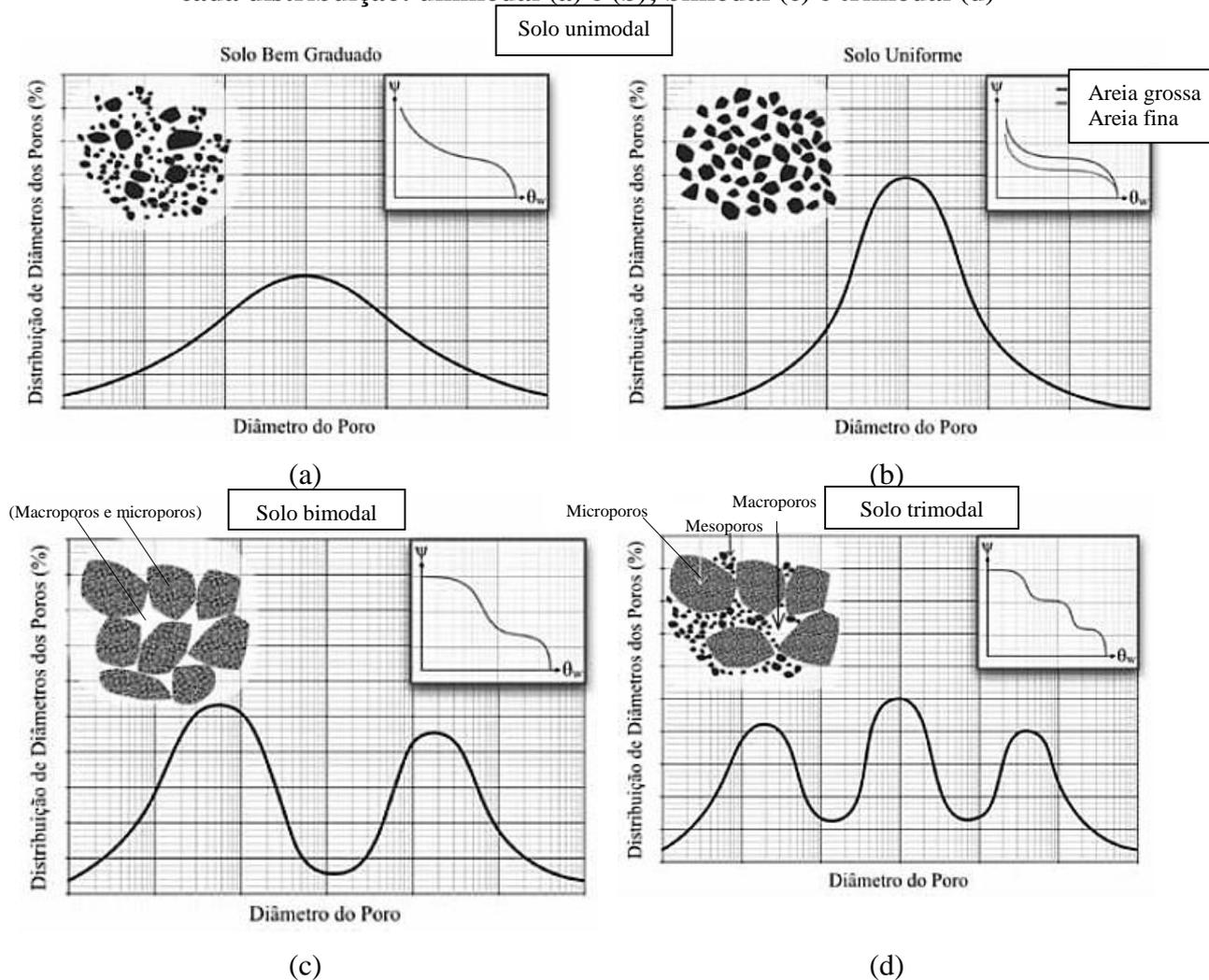
De acordo com Vanapalli (1994), a curva característica consiste em uma representação indireta do comportamento mecânico de um solo não saturado. A sucção matricial é quem governa o comportamento mecânico dos solos não saturados na maioria das situações de campo, enquanto que a sucção osmótica possui importância secundária. A significância da sucção osmótica é, geralmente, mais relevante em argilas finas de alta plasticidade. O comportamento da curva característica bem como a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado são influenciados por propriedades como estrutura e agregação, teor de umidade inicial, índice de vazios, tipo de solo, natureza e energia de compactação, histórico de tensões, porcentagem de finos e mineralogia.

3.5.1.1 Estrutura e agregação

Segundo Cavalcante, Borges e Camapum de Carvalho (2015), as partículas do solo se arranjam em padrões de preenchimentos e vazios. De acordo com o tamanho das partículas, geometria e demais especificidades, o padrão estrutural pode variar de solo para solo. Os solos argilosos profundamente intemperizados formam grupamentos de partículas que são os agregados e microagregados, predominando os microporos no interior do agrupamento de microagregados e os macroporos entre os agregados maiores formados.

De acordo com a distribuição de poros no solo, a curva característica pode apresentar formatos distintos, sendo esta distribuição classificada como uni, bi ou trimodal. Experimentalmente, verifica-se que cada solo pode possuir duas ou mais faixas de tamanhos de poros mais frequentes. Caso o solo possua apenas uma faixa de tamanho de poros (macro, meso ou micro), denomina-se unimodal. Esta faixa pode ser estreita, caracterizando uma areia uniforme (Figura 3.14a), ou larga, caracterizando uma areia bem graduada (Figura 3.14b). Um solo que apresenta duas faixas predominantes pode ser considerado como bimodal (Figura 3.14c). A distribuição trimodal, apresentada na Figura 3.14d, é menos frequente.

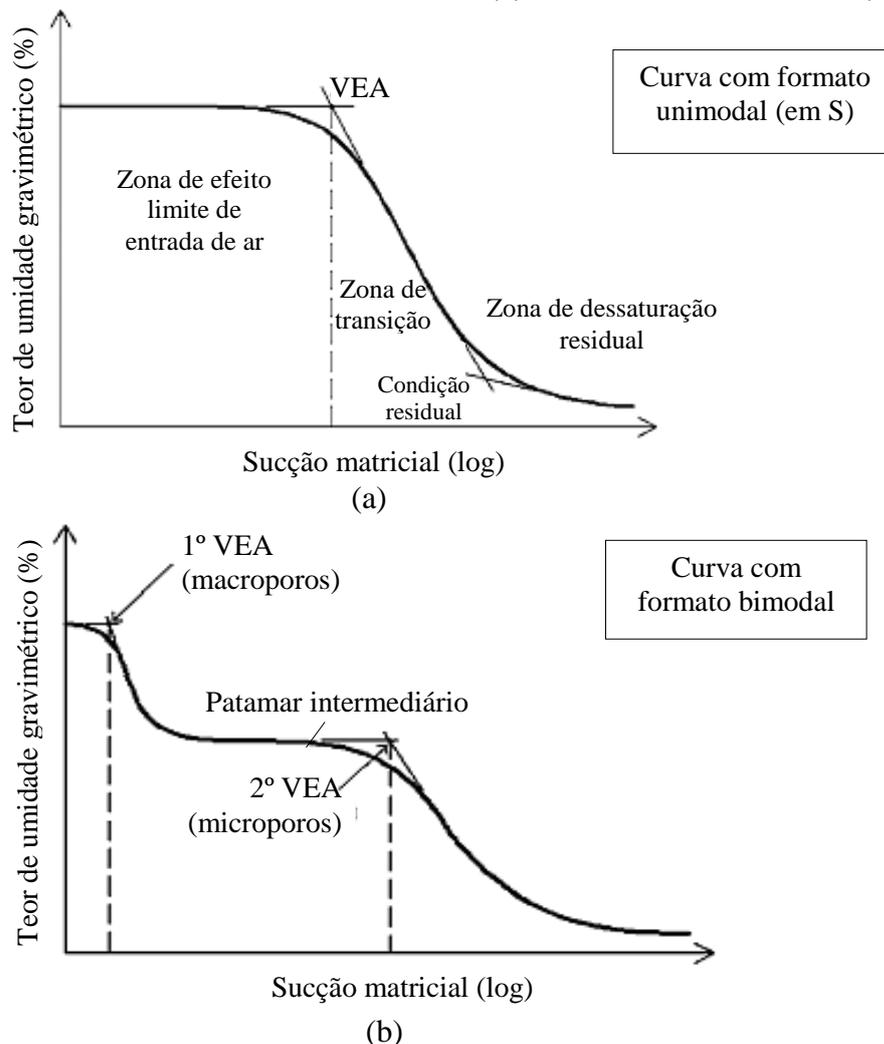
Figura 3.14 - Distribuição dos diâmetros dos poros e curva característica típica para cada distribuição: unimodal (a) e (b); bimodal (c) e trimodal (d)



Fonte: Cavalcante, Borges e Camapum de Carvalho (2015)

No caso da distribuição unimodal, a curva característica é dividida em três regiões (zona de efeito limite de entrada de ar, zona de transição e zona de dessaturação residual) e apresenta um formato convencional em S, com um único trecho de dessaturação (Figura 3.15a). No caso da distribuição bimodal, a curva apresenta um patamar intermediário, que caracteriza pouca variação da quantidade de água, sendo situado entre dois trechos de dessaturação (Figura 3.15b). Assim sendo, tal curva apresenta dois valores de entrada de ar (VEA), devido à predominância de duas famílias de dimensões de poros. A curva com distribuição bimodal representa a dessaturação de diversos tipos de solos residuais e sedimentares encontrados em regiões tropicais e subtropicais (VANAPALLI ET AL., 1996; FEUERHARMEL; GEHLING; BICA, 2006).

Figura 3.15 – Curva característica: com formato em S (a) e com formato bimodal (b)

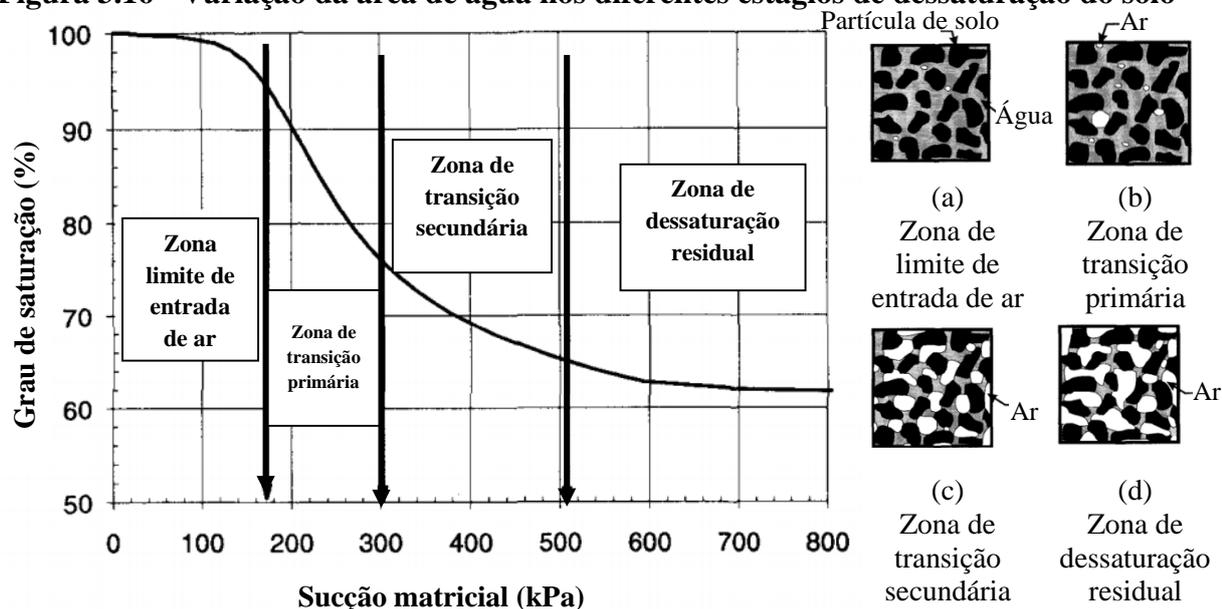


Fonte: Feuerharmel (2007)

Na Figura 3.16, apresentam-se as zonas de dessaturação, utilizadas como guias na explicação do decréscimo da área de contato umedecida com o acréscimo da sucção matricial. Conforme Vanapalli et al. (1996), a zona de limite de entrada de ar (Figura 3.16a) se inicia com um valor de sucção próximo a zero e se estende até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Neste estado, quase todos os poros do solo estão preenchidos por água e o solo está saturado, ou seja, a água dos meniscos está em contato com as partículas de solo ou com os agregados, sendo contínua nessa fase. Sob estas condições, o estado de tensões efetivas descreve o comportamento do solo. O solo então começa a se dessaturar, passando pelos estágios de transição primário (Figura 3.16b) e secundário (Figura 3.16c), nos quais o solo reduz significativamente seu teor de umidade enquanto aumenta a sucção. A dessaturação prossegue até atingir o estágio de dessaturação residual (Figura 3.16d), no qual grandes acréscimos de

sucção promovem relativas pequenas mudanças no teor de umidade. O teor de água correspondente ao começo deste estágio é o teor de umidade residual.

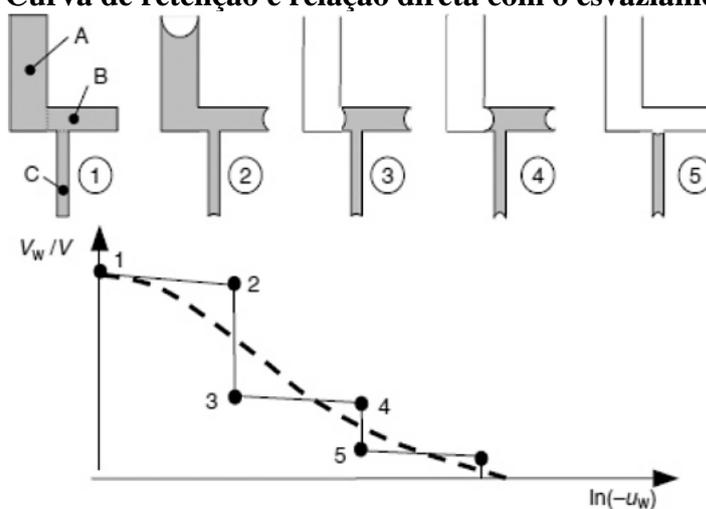
Figura 3.16 - Variação da área de água nos diferentes estágios de dessaturação do solo



Fonte: Vanapalli et al. (1996)

Laloui (2010) se utiliza de fenômenos capilares para explicar como ocorre o mecanismo de dessaturação do solo devido à evaporação de água, em poros de tamanhos distintos (Figura 3.17). Considera-se o sistema de tubos capilares conectados (A, B e C), o qual representa a rede de capilares com diferentes diâmetros, que ocorre no meio poroso do solo.

Figura 3.17 – Curva de retenção e relação direta com o esvaziamento dos poros

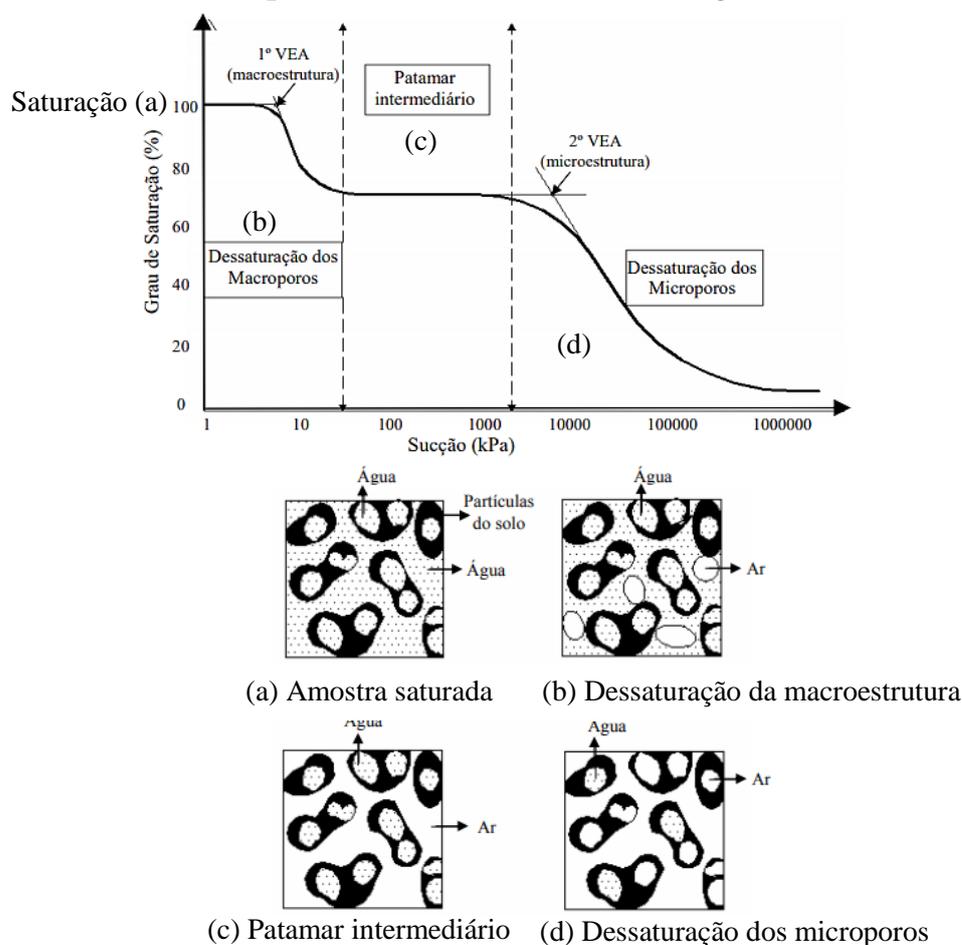


Fonte: Laloui (2010)

Inicialmente, os tubos estão completamente preenchidos (Estado 1 – Solo saturado) e a interface água-ar é plana, sendo a pressão de água medida no tubo igual a zero (pressão atmosférica). Quando ocorre a evaporação, a curvatura do menisco aumenta e a pressão de água se reduz, atingindo valores abaixo da pressão atmosférica (Estado 2). No estado 3, a pressão negativa de água causada pela evaporação decresce de tal forma que atinge um limite, sendo a máxima pressão negativa sustentada pela tensão superficial. O tubo de maior diâmetro (A) é o que suporta a menor pressão negativa (sucção). Assim, quando este valor de sucção é ultrapassado e as forças capilares deste tubo são vencidas, a água é drenada de todos os vazios com tal geometria (Estado 3). Em seguida, o vazio imediatamente menor assume a perda de água (Estado 4) e, assim, sucessivamente (Estado 5) (LALOUÏ, 2010).

Feuerharmel, Gehling e Bica (2006) e Feuerharmel (2007) explicam o mecanismo de dessaturação de solos com curva característica com distribuição bimodal (Figura 3.18a a d).

Figura 3.18 – Curva característica bimodal de solos coluvionares e provável variação da área de água nos estágios de dessaturação: amostra saturada (a); zona de dessaturação da macroestrutura (b); patamar (c); e zona de dessaturação da microestrutura (d)



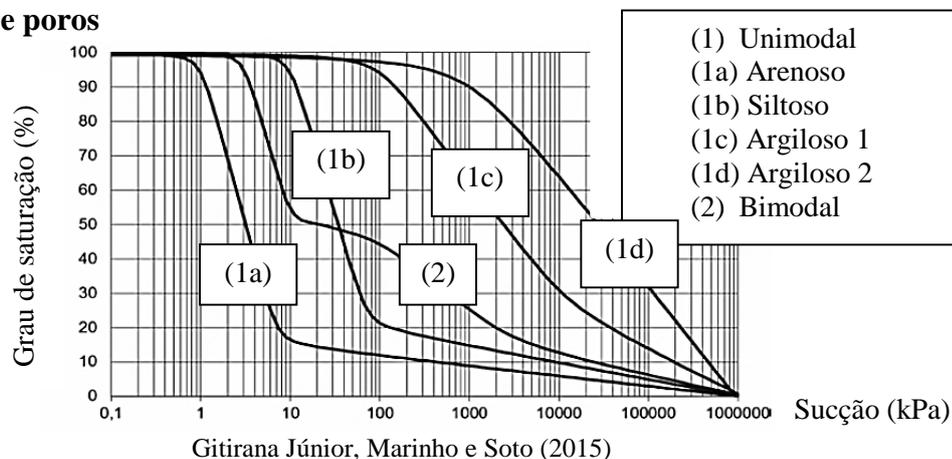
Fonte: Feuerharmel, Gehling e Bica (2006); Feuerharmel (2007)

No estágio de dessaturação dos macroporos, a sucção começa próxima de zero, onde os macro e microporos se encontram saturados (Figura 3.18a). O solo permanece essencialmente saturado até atingir o primeiro VEA, ponto no qual o ar começa a penetrar nos macroporos. Após se atingir o primeiro VEA, ocorre a dessaturação da macroestrutura (Figura 3.18b), em que o grau de saturação reduz com o aumento da sucção. Ao final deste estágio, a macroestrutura do solo está dessaturada e a água remanescente permanece dentro dos agregados de argila.

No patamar intermediário (Figura 3.18c), o grau de saturação ou teor de umidade permanece aproximadamente constante com o aumento da sucção. Tal patamar está associado, provavelmente, à ausência de poros com tamanho intermediário neste tipo de solo. O patamar intermediário termina quando a sucção excede à capacidade de retenção de água nos microporos. O estágio de dessaturação dos microporos (Figura 3.18d) se inicia em uma sucção próxima ao segundo VEA, relacionado à entrada de ar nos microporos do solo. Após se atingir tal valor, observa-se uma contínua redução da área de água com a sucção. Esta redução está associada à remoção de água do interior dos agregados de argila. O estágio de dessaturação dos microporos parece continuar até que o solo alcance as condições residuais.

Gitirana Júnior, Marinho e Soto (2015) apresentam formatos típicos de curvas de retenção, para solos com distribuição unimodal e bimodal de tamanhos de poros (Figura 3.19). Solos bimodais são resultados de processos genéticos distintos, os quais ocasionam materiais com distribuição granulométrica descontínua, bem como estruturas de poros com macro e microporos formadas por agregação física, como resultado da ação do intemperismo, predominantemente, lixiviação do solo.

Figura 3.19 – Formatos típicos de curvas de retenção para solos com diferentes distribuições de poros

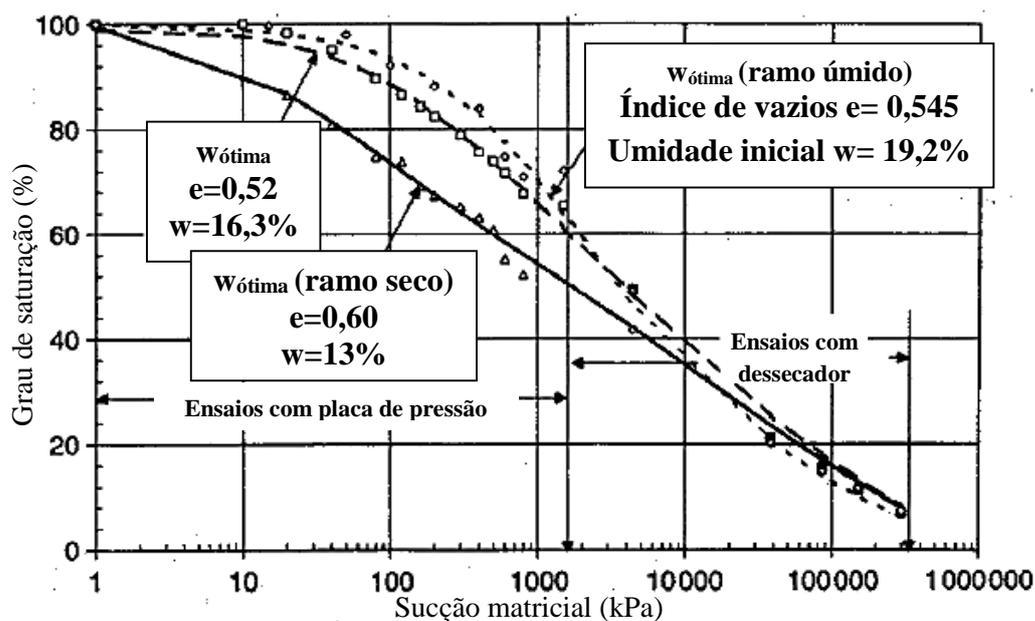


3.5.1.2 Teor de umidade inicial

Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999) estudaram a influência do teor de umidade inicial, da estrutura do solo e histórico de tensões na curva característica em amostras de um depósito glacial, tratando-se de uma argila arenosa, na condição compactada. Os resultados indicaram que o teor de umidade inicial de compactação possui influência considerável na estrutura e agregação do solo, que se reflete nos resultados da curva característica. Observaram-se dois níveis de estrutura, no solo analisado: macro e microestrutura.

Os referidos autores obtiveram que, para corpos de prova de argila arenosa compactados com umidade inicial no ramo seco da curva de compactação, próxima à ótima, a macroestrutura governa o comportamento da curva característica. O solo apresentou comportamento bimodal devido aos macroporos que permaneceram entre os torrões de argila, os quais não foram remoldados durante a compactação. Desta forma, possuindo uma estrutura mais aberta, o solo tendeu a perder água com maior facilidade, isto é, com valores mais baixos de sucção, e o valor de entrada de ar encontrado foi menor (Figura 3.20). Os microporos existentes entre as partículas dentro dos agregados, por sua vez, exigiram maiores valores de sucção para a retirada de água. Tem-se que, resumidamente, a macroestrutura controlou a dessaturação inicial para a argila compactada no ramo seco.

Figura 3.20 – Curva característica para corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade iniciais

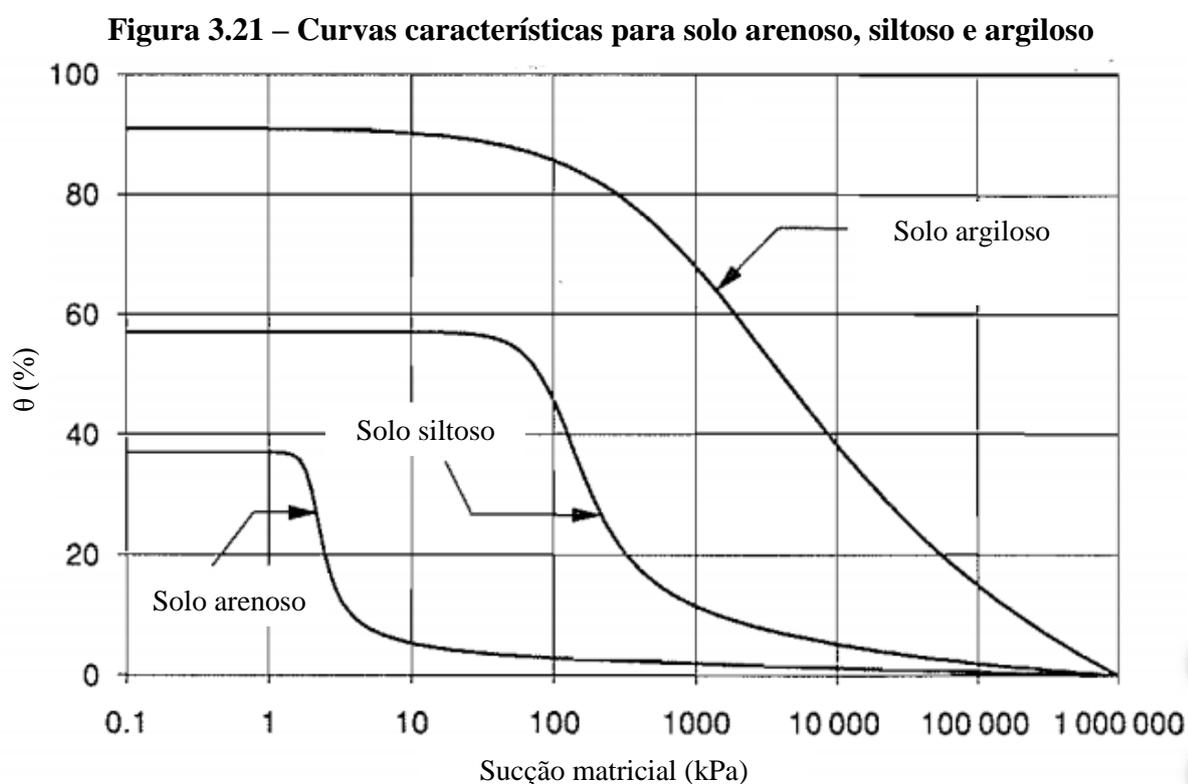


Fonte: Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999)

Para a argila compactada com umidade inicial próxima à ótima no ramo úmido, concluiu-se que a microestrutura governa o comportamento da curva característica. Os corpos de prova compactados no ramo úmido foram mais homogêneos e não possuíram macroporos, apresentando distribuição unimodal de microporos (poros com ar estado ocluso ou sem conexão), com maior resistência à dessaturação. Assim sendo, o solo nessa condição apresentou maior capacidade de armazenamento de água e a curva característica indicou maior valor de entrada de ar. O limite entre as condições de poros contendo ar ocluso e de poros abertos ocorre com teor de umidade aproximadamente igual ao ótimo de compactação (MARSHAL, 1979). Desta forma, a curva característica para os corpos de prova compactados no teor de umidade ótimo se posicionou entre as duas outras curvas.

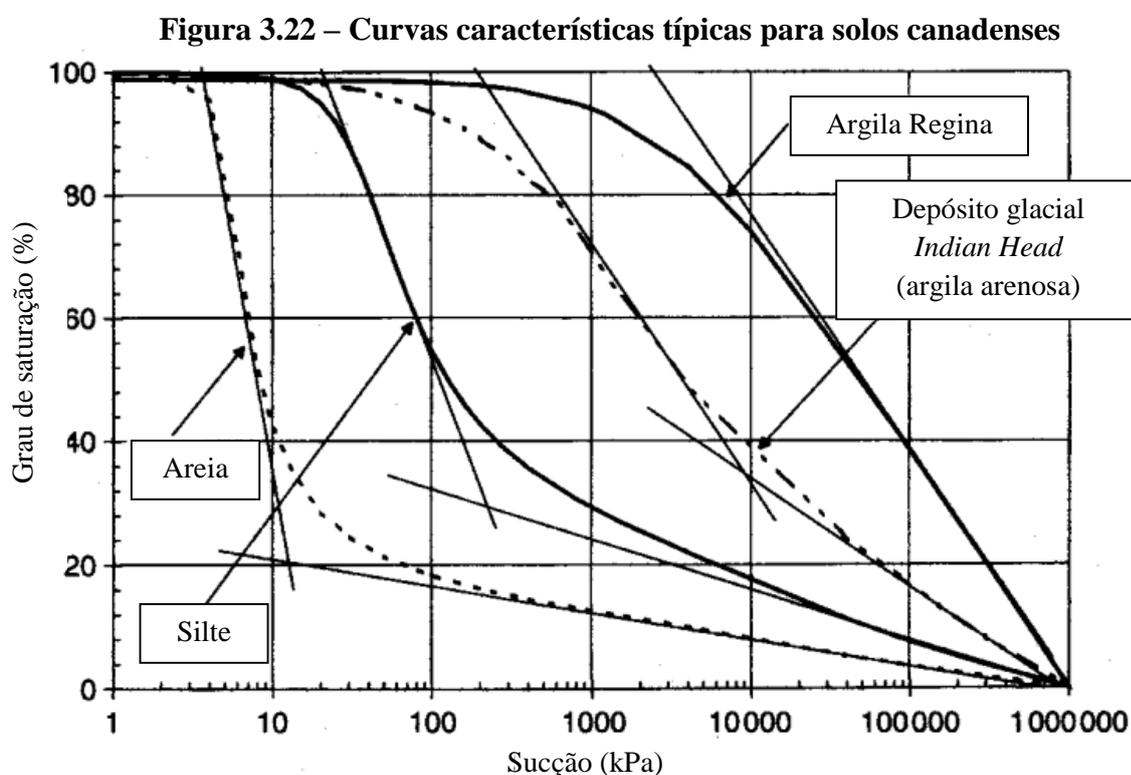
3.5.1.3 Tipo de solo

Fredlund e Xing (1994) observaram que a umidade de saturação e o valor de entrada de ar aumentam com a plasticidade dos solos (Figura 3.21).



Fonte: Fredlund e Xing (1994)

Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999) apresentam curvas características para diferentes tipos de solo canadense na condição compactada (Figura 3.22). Tais curvas ilustram que as características-chave, como valor de entrada de ar e ponto de saturação residual são bem definidos para a maioria dos solos apresentados. Os solos de granulometria mais grossa como pedregulhos ou areias possuem poros grandes e interconectados, apresentando uma curva com maior variação do grau de saturação com o acréscimo da sucção, isto é, com maior declividade. Os solos que possuem maior teor de finos, como as argilas, tendem a apresentar uma curva mais suave. A capacidade de armazenamento de água, correspondente a um determinado valor de sucção, é maior para solos com altos percentuais de finos, assim como o valor de entrada de ar e o ponto de saturação residual, os quais também são maiores para estes solos.

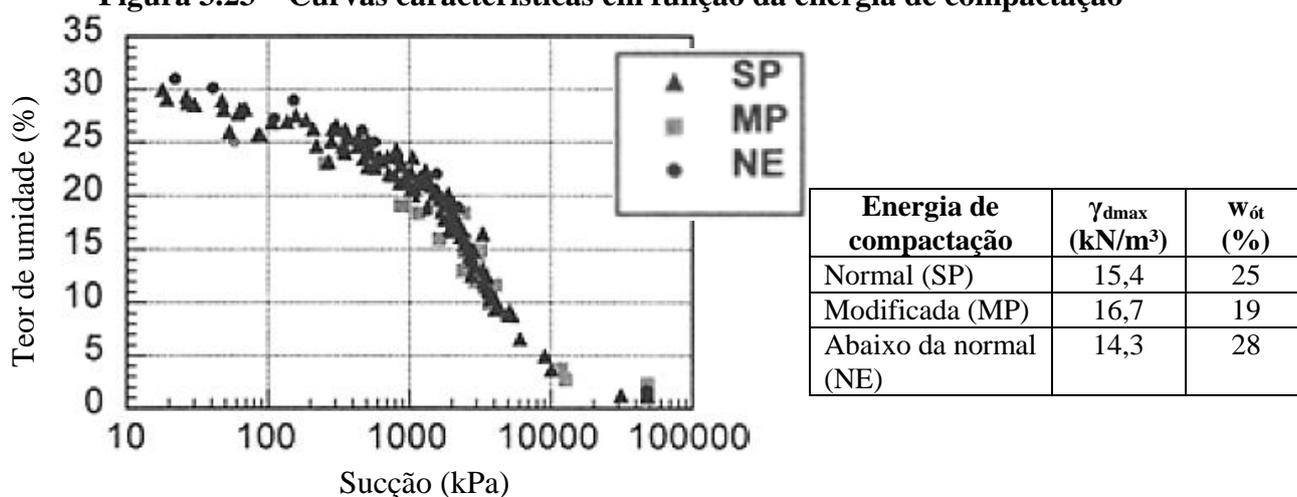


3.5.1.4 Energia de compactação

Segundo Marinho e Stuermer (2000), a curva característica é afetada pela energia de compactação, a qual, por sua vez, modifica a relação entre índice de vazios e teor de umidade, interferindo na sucção. Os autores analisaram a influência da energia de compactação na curva característica de um solo residual de gnaiss compactado com energias normal (SP), modificada

(MP) e abaixo da normal (NE). Na Figura 3.23, apresentam-se as curvas características pertinentes ao solo, compactados nas três energias. O valor de entrada de ar é de aproximadamente 500 kPa 1000 kPa e 2000 kPa para as amostras NE, SP e MP, respectivamente. Desta forma, concluiu-se que o valor de entrada de ar é crescente conforme se aumenta a intensidade da energia aplicada. Após o valor de entrada de ar ser atingido, o comportamento de todas as amostras é praticamente o mesmo. O teor de umidade residual é de 2%, para um valor de sucção de 15000 kPa, para as três curvas.

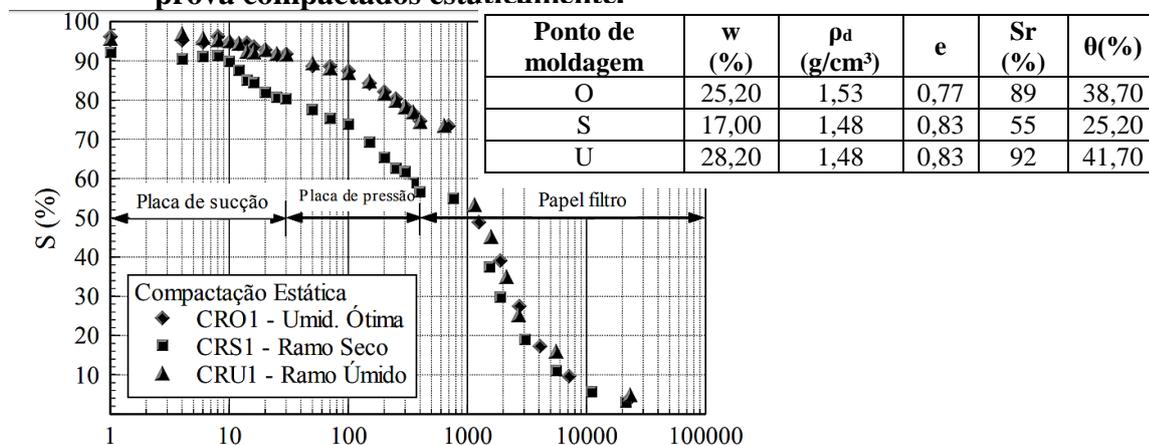
Figura 3.23 – Curvas características em função da energia de compactação



Fonte: Marinho e Stuermer (2000)

Oliveira e Marinho (2004) curvas características de um solo residual de gnaiss compactado estaticamente em três pontos da curva de compactação: ramo seco, ramo úmido e umidade ótima (Figura 3.24).

Figura 3.24 - Curvas de retenção obtidas sem confinamento utilizando corpos de prova compactados estaticamente.

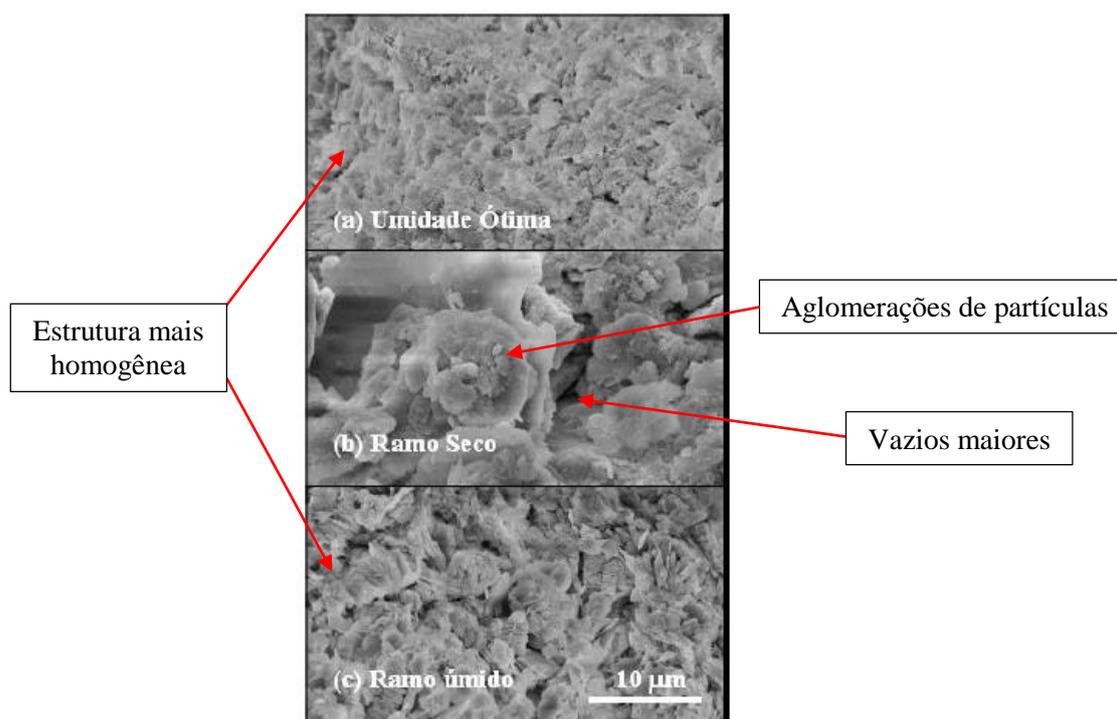


Fonte: Adaptado de Oliveira e Marinho (2004)

Oliveira e Marinho (2004) explicam que a compactação no ramo seco proporciona a formação de agregações de partículas. Em função do valor da sucção no interior destas, agregações, estas podem se comportar como um único grão de solo. Uma vez que o esforço da compactação não é suficiente para desagregar o aglomerado de partículas, a estrutura resultante se caracteriza pelos macroporos (formados pelos vazios entre as agregações) e os microporos (formados no interior das agregações). A porcentagem de solo presente como agregação é reduzida à medida que se aumenta o teor de umidade na moldagem.

Observa-se, na Figura 3.24, que as curvas características referentes ao solo na umidade ótima (CR01) e no ramo úmido (CRU1) foram praticamente coincidentes. A semelhança das curvas provavelmente está relacionada à ausência de agregações após a compactação, resultando em estruturas semelhantes, cujo aspecto é mais homogêneo (Figura 3.25a e 3.25c).

Figura 3.25 – Imagens de microscopia eletrônica obtidas de corpos de prova moldados na curva de compactação (x4000) em: umidade ótima (a), ramo seco (b) e ramo úmido (c)



Fonte: Adaptado de Oliveira e Marinho (2004)

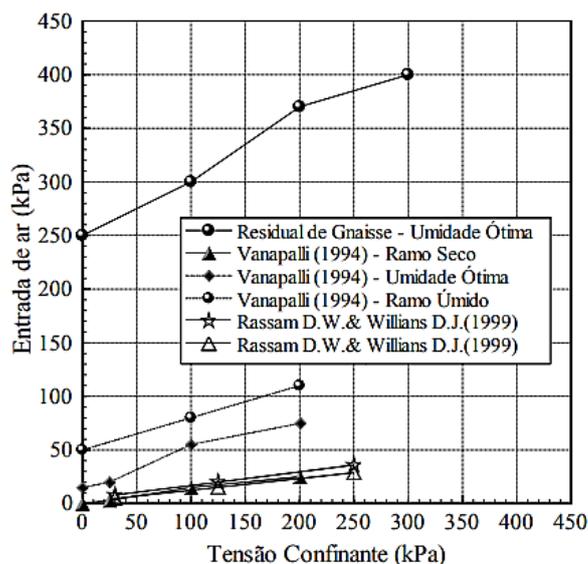
A curva obtida para a moldagem no ramo seco se diferencia das demais a partir da sucção de 10 kPa, na qual ocorre o início da entrada de ar no corpo de prova. Na Figura 3.25b, apresenta-se a estrutura do solo pertinente à tal condição de moldagem. Neste caso, a

compactação resulta na formação de macroporos e microporos no interior das agregações de partículas, obtendo-se uma curva de retenção com distribuição bimodal de poros.

3.5.1.5 Histórico de tensões

Oliveira e Marinho (2004) analisaram a influência de tensões de confinamento na curva característica. Os autores realizaram o ajuste das curvas por Fredlund e Xing (1994). Para as curvas características com confinamento de 0 a 300 kPa, na umidade ótima, os valores de entrada de ar variaram de 250 a 400 kPa. Desta forma, em conformidade com os resultados de Vanapalli (1994) e Rassan e Willians (1999), observou-se aumento da sucção de entrada de ar com a pressão confinante. Na Figura 3.26, apresentam-se resultados compilados, obtidos pelos diferentes autores.

Figura 3.26 – Variação da entrada de ar com a tensão confinante



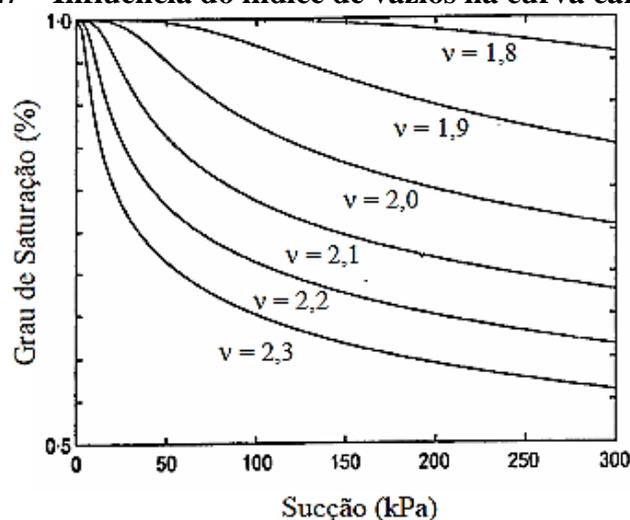
Fonte: Oliveira e Marinho (2004)

3.5.1.6 Índice de vazios

As mudanças na relação entre índice de vazios e teor de umidade ocasionadas pela compactação e pelo adensamento interferem na sucção (MARINHO; STUERMER, 2000; BARBOUR, 1998). Galipolli, Wheeler e Karstunen (2003) apresentam uma previsão do efeito do índice de vazios, expressa pelo volume específico ($v=1+e$) (Figura 3.27). Observou-se que quando o volume específico diminui, a dimensão e a conexão entre os vazios diminui, condição em que o solo apresenta uma estrutura mais fechada, com maior capacidade de retenção de

água. Por outro lado, com o aumento do volume específico, o solo tende a apresentar uma estrutura mais aberta, dessaturando-se mais rapidamente.

Figura 3.27 – Influência do índice de vazios na curva característica



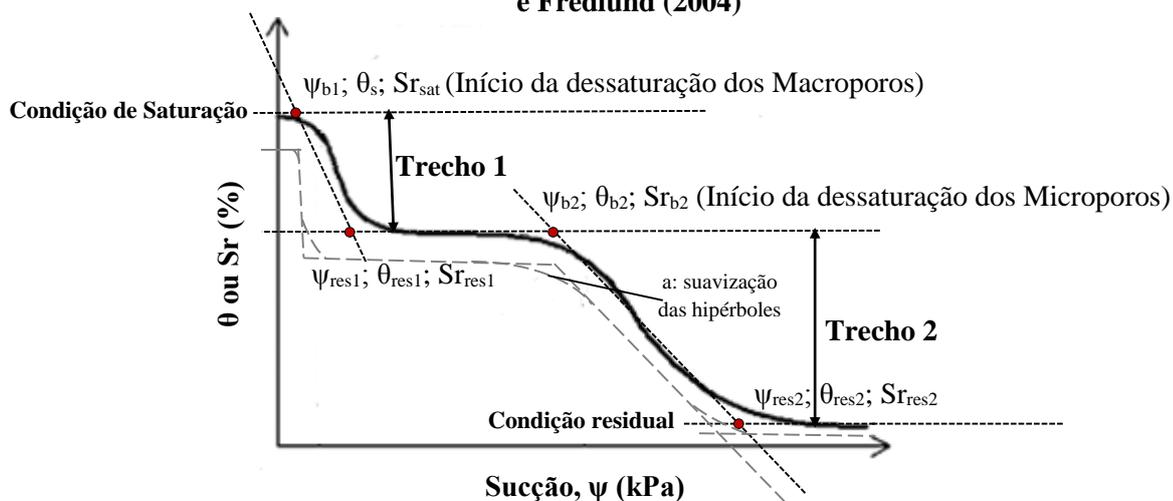
Fonte: Galipolli, Wheeler e Karstunen (2003)

3.6 AJUSTE DA CURVA CARACTERÍSTICA

Um grande número de equações de natureza empírica têm sido propostas para representar a modelagem matemática da curva característica. Destacam-se as equações desenvolvidas por Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). No entanto, Gitirana Jr. e Fredlund Jr. (2004) comentam que as representações tradicionais da curva característica se utilizam de equações cujos parâmetros de ajuste não representam individualmente as características de forma das curvas unimodal e bimodal. Desta forma, conjuntos exclusivos de parâmetros são frequentemente inexistentes e a sensibilidade das análises, bem como as variações estatísticas dos parâmetros, se tornam difíceis. Desta forma, os referidos autores propõem equações de ajuste diferentes para curvas características unimodais e bimodais, para tais problemas, considerando-se as características particulares de cada tipo de solo a ser estudado.

As equações de ajuste propostas por Gitirana Jr. e Fredlund Jr. (2004) são apresentadas no Anexo A. Quatro hipérboles são necessárias para a modelagem da curva característica bimodal delineada por cinco assíntotas (Figura 3.28), as quais são definidas pelas coordenadas $(0, 1)$; $(\psi_{b1}, 1)$; $(\psi_{res1}, S_{r_{res1}})$; $(\psi_{b2}, S_{r_{b2}})$; $(\psi_{res2}, S_{r_{res2}})$ e $(10^6, 0)$. Utiliza-se um parâmetro a para definir o formato de transição das flexões das curvas. A curva característica pode ser determinada em termos de grau de saturação, bem como se utilizando a umidade volumétrica.

Figura 3.28 – Parâmetros de ajuste de curva bimodal para o modelo matemático de Gitirana Jr. e Fredlund (2004)



3.7 ASPECTOS GERAIS SOBRE DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA

A curva de retenção de água descreve o relacionamento entre a quantidade de água e a sucção do solo. Assim sendo, existem alguns ensaios de campo e laboratoriais que permitem obter as sucções do solo (total, matricial e osmótica) e os teores de umidade correspondentes a estas, objetivando a elaboração de tal curva. Para Marinho, Soto e Gitirana Junior (2015), na determinação de tal curva, a sucção pode ser obtida: de forma direta, sendo esta imposta, por meio do controle da pressão da água e/ou do ar; ou indiretamente, por meio da medição do estado do vapor d'água em equilíbrio com o sistema. Neste caso de medição indireta, faz-se necessária uma curva de calibração para inferir a sucção.

As técnicas experimentais para realização das medidas de sucção e a determinação das curvas de retenção de água do solo variam amplamente em termos de custo, complexidade e faixas de sucção mensuráveis. As técnicas podem ser divididas em laboratoriais ou de campo e diferenciadas pelas componentes de sucção medidas. Métodos laboratoriais geralmente requerem amostras indeformadas a fim de mensurar a sensibilidade da sucção matricial, particularmente para os casos de valores de sucção relativamente baixos, nos quais os mecanismos capilares tendem a dominar o comportamento de retenção de água no solo. Os efeitos de perturbação normalmente se tornam menos críticos para altos valores de sucção ou para argilas expansivas, situações em que a adsorção na superfície das partículas começa a ser dominante (LU; LIKOS, 2004).

Teixeira da Cruz (1996) comenta que a principal dificuldade da imposição da sucção em ensaios experimentais é que, embora possam ser utilizadas amostras de solo indeformadas, as pressões de ensaio aplicadas no ar e na água não correspondem às pressões desenvolvidas no solo *in situ*. Tendo em vista que, na maioria destes experimentos, as pressões são mantidas constantes pela aplicação de contrapressões no ar e na água, não é possível obter sua variação no campo. Compreende-se que as pressões da água e do ar em solos não saturados são função do arranjo das partículas do solo, dentre outros fatores, de modo que este arranjo está constantemente se modificando devido às tensões existentes de compressão, expansão ou cisalhamento. Assim sendo, as pressões da água e do ar no solo variam continuamente, variando também a sucção.

3.8 MÉTODO DO PAPEL FILTRO

A sucção do solo é um dos parâmetros mais importantes que governam o comportamento dos solos não saturados, sendo, porém, de difícil medida. A sucção é tão importante para o estudo do comportamento dos solos não saturados quanto a pressão neutra é para os solos saturados. Desta forma, ressalta-se a necessidade de um método de medida de sucção que não seja dispendioso, de fácil execução, o qual possa ser adotado rotineiramente. O método do papel filtro consiste em uma técnica simples, com baixo custo e que permite que numerosas medidas de sucção sejam realizadas, abrangendo uma ampla faixa de interesse (de 0 a 100 MPa, dependendo do tipo de material absorvente), com confiabilidade nos resultados (HOUSTON; HOUSTON; WAGNER, 1994; SIBLEY; SMYTH; WILLIAMS, 1990).

O método do papel filtro se baseia no princípio que, quando um solo é colocado em contato com um material poroso, o qual possui capacidade de absorver água, esta água passará do solo para o material poroso até que o equilíbrio de pressão do sistema seja atingido. O estado de equilíbrio pode ser alcançado pela troca de vapor d'água ou água líquida entre o solo e o material poroso, ocorrendo a um mesmo valor de sucção, porém sob diferentes teores de umidade para ambos os materiais. Determinando-se o teor de umidade do material poroso e se dispondo de uma relação entre sucção e teor de umidade para este material, estabelecida por meio de uma curva de calibração, a sucção do solo pode ser obtida (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; MARINHO, 1994).

Conforme Marinho (1994), muitos materiais podem ser usados como materiais absorventes. No entanto, o uso do papel filtro confere maior credibilidade ao método, uma vez

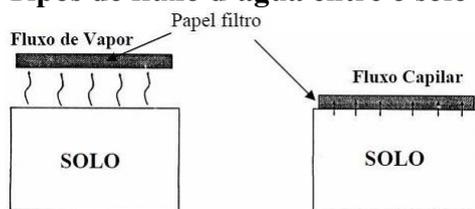
que o rigoroso processo produtivo industrial deste garante que as características de absorção de cada papel sejam as mesmas, independente do lote do produto utilizado. Os papéis filtros utilizados para medir a sucção são do tipo quantitativo. Normalmente, utilizam-se os papéis do tipo 2 das marcas *Whatman* (nº 42) ou *Schleicher & Schuel* (nº 589).

Hamblin (1981) desenvolveu curvas de calibração para papéis filtro do tipo *Whatman* nº 42, provenientes de dois lotes fabricados com dois anos de diferença, sendo o lote mais antigo tratado com uma solução fungicida/bactericida e o lote mais novo não tratado. Encontrou-se uma relação semelhante para as curvas de calibração, as quais também foram compatíveis com as curvas publicadas por Fawcett e Collis-George (1967), para o mesmo papel filtro. Assim sendo, concluiu-se que não são necessárias recalibrações para o uso rotineiro deste tipo de papel, exceto para condições especiais de uso do método.

Marinho (1994) recomenda que o papel filtro seja utilizado após ser imediatamente retirado da caixa, ou seja, em seu estado seco ao ar, como nos trabalhos de Fawcett e Collis-George (1967), McQueen e Miller (1968), Chandler e Gutierrez (1986) e Greacen, Walker e Cook (1987). A ASTM D5298:2016, por sua vez, recomenda que, antes do uso, o papel filtro seja seco em estufa por, no mínimo, 16 horas. Contudo, Marinho (1994) ressalta que este procedimento de secagem pode afetar as características de absorção do papel, interferindo nos resultados da curva de retenção de água do solo.

Todas as técnicas utilizadas para medir sucção requerem uma troca de água entre o solo e o sistema de medição. Quando a transferência de água ocorre por vapor (sem contato entre o papel filtro e o solo), o papel filtro mensura a sucção total, uma vez que, para escapar dos poros do solo, as moléculas de água devem vencer as forças osmóticas e capilares que as retêm. Nesta situação, o espaço de ar deixado entre a água do solo e o papel filtro age como uma barreira para os sais, permitindo somente o fluxo de vapor d'água. Já quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade (papel filtro em contato direto com o solo), a sucção matricial é medida. Neste caso, a componente osmótica não age como força de retenção adicional, não impedindo a transferência da água do solo para o papel filtro. (MARINHO, 1994). Na Figura 3.29, apresentam-se os tipos de fluxo d'água possíveis de ocorrer entre o solo e o papel filtro.

Figura 3.29 – Tipos de fluxo d'água entre o solo e o papel filtro



Fonte: Marinho (1994)

3.8.1 Curvas de calibração

A curva de calibração do papel filtro é uma curva característica do material. O procedimento de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o equilíbrio com soluções salinas de sucção osmótica conhecida, obtendo-se, assim, a curva de calibração, a qual relaciona a umidade do papel filtro à sucção de equilíbrio. Após o tempo de equilíbrio ser atingido, o papel filtro deve ser pesado e seco em estufa para a determinação do seu teor de umidade, sendo este relacionado com a sucção já conhecida. Há vários métodos que podem ser utilizados para gerar sucção com o propósito de calibração, os quais dependem do nível de sucção desejado. Os métodos utilizados podem induzir a sucção por fluxo capilar ou por vapor. Para níveis de sucção elevados (maiores que 1,5 MPa), os métodos induzem a troca de umidade por fluxo de vapor. Para valores de sucções mais baixos, a indução do fluxo é feita por capilaridade. Os métodos utilizados para calibração são os mesmos utilizados na determinação da relação teor de umidade/sucção do solo. A diferença é que, na calibração, a sucção já é conhecida (MARINHO, 1994; MARINHO, 1997).

Para cada tipo de papel filtro existe uma curva de calibração, formada por dois segmentos identificáveis. Para altos valores de sucção, o segmento representa a umidade retida como um filme absorvido na superfície da fibra do papel filtro, enquanto que, para baixos valores de sucção, o segmento representa a umidade absorvida por capilaridade ou por forças de tensão superficial entre as fibras (ASTM D5298:2016).

A curva de calibração selecionada depende da sucção a ser determinada: matricial ou total. Duas curvas de calibração diferentes devem ser usadas para determinar ambas as sucções. Além do mais, como diferentes tipos de papel filtro possuem diferentes afinidades pela água, as curvas de calibração desenvolvidas também dependem do tipo de papel. Diversas curvas de calibração estão disponíveis na literatura, conforme o tipo de papel filtro a ser utilizado e a componente de sucção medida (LEONG; RAHARDJO, 2002). Na Tabela 3.1, apresentam-se equações de calibração para o papel filtro *Whatman* n° 42.

Tabela 3.1 – Equações da calibração do papel filtro *Whatman* nº 42

Referência	Calibração [S(kPa)]	Restrição	Equação	Sucção medida
Chandler e Gutierrez (1986)	$S = 10^{(5,850-0,0622w_f)}$	$80 < S < 6000$ kPa	(3.5)	Matricial
Chandler et al. (1992)	$S = 10^{(6,050-2,48\log w_f)}$	* $w_f > 47\%$	(3.6)	Matricial
	$S = 10^{(4,840-0,0622w_f)}$	$w_f \leq 47\%$		
ASTM D5298:2016	$S = 10^{(2,412-0,0135w_f)}$	$w_f > 45,3\%$	(3.7)	Total
	$S = 10^{(5,327-0,0779w_f)}$	$w_f \leq 45,3\%$		
Leong e Rahardjo (2002)	$S = 10^{(2,909-0,0229w_f)}$	$w_f \geq 47 \%$	(3.8)	Matricial
	$S = 10^{(4,945-0,0673w_f)}$	$w_f < 47 \%$		
Leong e Rahardjo (2002)	$S = 10^{(8,778-0,0220w_f)}$	$w_f \geq 26 \%$	(3.9)	Total
	$S = 10^{(5,310-0,0879w_f)}$	$w_f < 26 \%$		

* w_f : umidade do papel filtro.

3.8.2 Aspectos importantes do método do papel filtro

A acurácia do método do papel filtro está estreitamente relacionada aos seguintes aspectos, a saber: teor de umidade; tempo de equilíbrio entre a sucção no solo e no papel filtro; tipo de contato entre o papel filtro e o solo; número de papéis filtros; variação da temperatura ambiental e histerese do papel filtro. Tais aspectos serão apresentados e discutidos na sequência.

3.8.2.1 Teor de umidade

Um dos mais importantes aspectos para se obter acurácia nas medidas de sucção é garantir que o papel filtro, após o equilíbrio, seja removido do recipiente fechado sem que haja perda de umidade. Gutierrez (1985) e Duran (1986) demonstraram que quando um papel filtro com teor de umidade de 34,5% é removido do ambiente de equilíbrio, este perde água a aproximadamente 1,5% por minuto. Por outro lado, quando o papel filtro é retirado da estufa, este absorve a umidade do ar a uma taxa de absorção similar à de evaporação, dependendo das condições do meio ambiente. Compreende-se que a evaporação é influenciada pelo teor de umidade: para altos teores de umidade (baixa sucção), a evaporação é maior.

Para reduzir erros nas medidas de sucção, devido à absorção ou evaporação de água, Elsharief (1987) sugeriu a colocação imediata dos papéis filtro em sacos plásticos, no momento em que forem retirados dos corpos de prova, para a determinação da massa úmida, e, quando

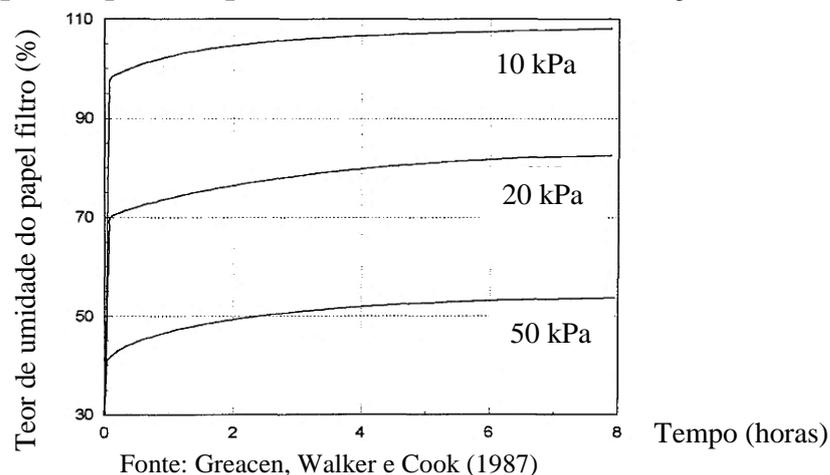
forem retirados da estufa, para a determinação da massa seca. Para tanto, deve-se fazer a identificação dos sacos plásticos antes da primeira pesagem e dos papéis, antes de serem colocados nos corpos de prova. A ASTM D5298:2016 recomenda que o tempo de transferência do papel filtro do corpo de prova ou da estufa para um recipiente fechado, para pesagem, deve ser de 3 a 5 segundos.

De acordo com Marinho (1994), o teor de umidade inicial do papel filtro *Whatman* nº 42 é de, aproximadamente, 6%, o que permite que a faixa de sucção medida seja de 0 a 29 MPa. Este é o máximo valor de sucção com o qual o papel filtro consegue absorver água.

3.8.2.2 Tempo de equilíbrio entre a sucção no solo e o papel filtro

Conforme a ASTM D5298:2016 o processo de equilíbrio de sucção entre o solo, o papel filtro e a ar em um recipiente fechado é dependente da sucção inicial do solo, da umidade relativa inicial do ar, da massa de solo e do espaço no recipiente. O período de sete dias é suficiente para condições normalmente obtidas na Mecânica dos Solos. Greacen, Walker e Cook (1987) explanam que, na estimativa da sucção matricial (método do papel filtro com contato), grande parte da água é absorvida pelo papel filtro nos primeiros minutos, então a taxa de absorção diminui até atingir o equilíbrio, em aproximadamente 7 dias (Figura 3.30).

Figura 3.30 - Método do papel filtro com contato (*Whatman* nº 42): teor de umidade em função do tempo de equilíbrio para três diferentes níveis de sucção matricial



No caso do papel filtro sem contato com o solo, para a medição da sucção total, McQueen e Miller (1968) observaram que, quanto menor a sucção, maior é o tempo de equilíbrio (Figura 3.31). Marinho (1997) sugere os seguintes tempos para o equilíbrio da sucção total, conforme se apresenta na Tabela 3.2.

Figura 3.31 - Método do papel filtro sem contato (Schleicher & Schuell nº 589): teor de umidade em função do tempo de equilíbrio para três diferentes níveis de sucção total

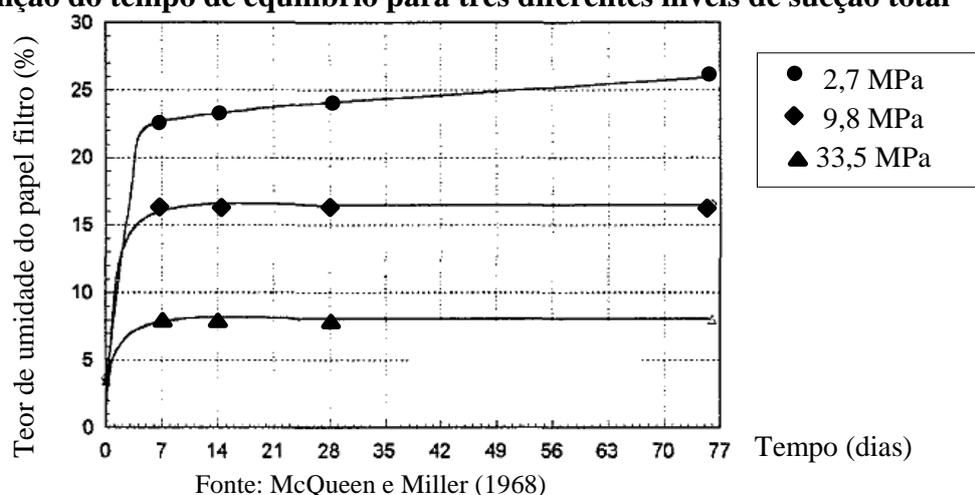


Tabela 3.2 - Tempo de equilíbrio sugerido para o papel filtro medindo sucção total

Nível de sucção total* (kPa)	Tempo de equilíbrio (dias)
0 - 100	Indeterminado, >30
100 - 250	30
250 - 1000	15
>1000	7

*Distância entre o papel e a fonte de água – 8mm

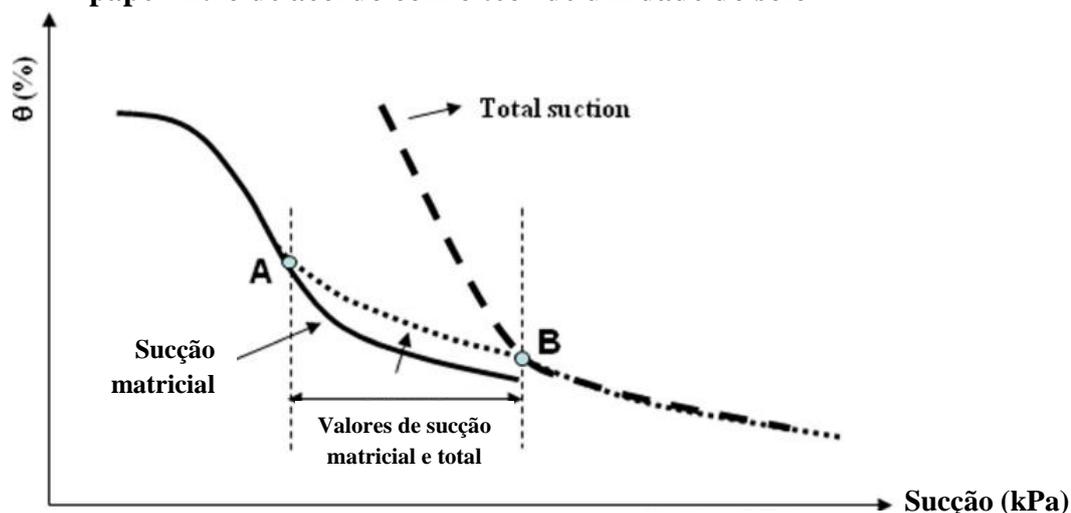
Fonte: Marinho (1997)

3.8.2.3 Contato entre o papel filtro e o solo

O método do papel filtro pode ser utilizado para a medição da sucção total ou matricial, dependendo do tipo de contato entre o papel filtro e solo. Além do fato que o tipo de contato define a sucção medida, diferentes medidas também requerem diferentes tempos de equilíbrio. Assim sendo, evidencia-se que o tempo de equilíbrio apropriado está intimamente relacionado ao grau de contato. Quando mensura-se a sucção total, o papel filtro é afastado do solo, sendo deliberadamente posicionado sem que haja contato físico entre ambos. No entanto, quando se realiza a medida da sucção matricial, o grau de contato entre o papel e o solo varia na prática. O papel filtro pode ser tocado pelos grãos, mas não pela água diretamente, ou pode estar em contato com a água do solo em apenas alguns pontos (MARINHO; DA SILVA GOMES, 2012). Marinho e da Silva Gomes (2012) dissertam sobre a falta de contato em medidas de sucção matricial e total. Na Figura 3.32, apresentam-se três curvas características: uma representando o papel filtro em perfeito contato com o solo (linha sólida), outra com as medidas de sucção

total, na qual não há contato efetivo (linha tracejada) e uma terceira curva representando valores mistos, correspondendo a um estado entre a sucção matricial e total (linha pontilhada).

Figura 3.32 – Representação hipotética do tipo de sucção medida utilizando a técnica do papel filtro de acordo com o teor de umidade do solo



Fonte: Marinho e da Silva Gomes (2012)

Na Figura 3.32, observa-se que, para altos teores de umidade, o papel filtro pode medir sucção matricial, sendo obtida quando o tempo de equilíbrio adequado é permitido. A partir de determinado valor de teor de umidade (ponto A), a redução do teor de umidade faz com que o papel filtro comece a perder contato com a água do solo, mensurando-se sucção total, e o tempo de equilíbrio adotado pode não ser mais suficiente para permitir que os teores de umidade atinjam o equilíbrio final. Portanto, há um intervalo de sucção que contempla valores mistos de sucção matricial e total. Quando a umidade do solo se reduz a um valor crítico (ponto B), a sucção medida é somente a sucção total, mesmo que o papel filtro esteja em contato com os grãos do solo.

O estudo de Marinho e da Silva Gomes (2012) conclui que as causas de medidas de sucção inadequadas são a falta de contato, devido à irregularidade da superfície do corpo de prova e/ou da textura do solo e o tempo de equilíbrio inadequado. Independentemente da técnica utilizada, entende-se que a sucção matricial possui um valor limitado. A partir deste ponto, a água responsável pela geração da sucção não está mais associada à matriz do solo, pertencendo apenas às próprias partículas sólidas deste.

3.8.2.4 Número de papéis

Hamblin (1981) ressalta que o tempo de equilíbrio do papel filtro em contato com o solo é muito reduzido quando um único papel é utilizado, em vez de um papel central, coberto por dois papéis protetores, acima e abaixo deste. Qualquer partícula de solo presa ao papel filtro pode ser rapidamente removida e a partícula que eventualmente ainda permanecer deve ser pesada junto com o papel. Para a autora, o erro devido a esta prática é menor do que o erro que ocorreria devido à extensão do tempo de equilíbrio caso três papéis fossem usados ou devido à evaporação enquanto são realizadas tentativas de se limpar o papel filtro.

3.8.2.5 Variação da temperatura ambiental

Al-Khafaf e Hanks (1974) concluíram que a temperatura absoluta não é tão importante, mas que as variações de temperatura exercem grande influência na medida da sucção. Os autores utilizaram corpos de prova inseridos em recipientes metálicos, com papéis filtro posicionados com um bom contato e contato incerto, sendo estes conjuntos armazenados em duas salas com variações de temperatura de $\pm 2^{\circ}\text{C}$. Alguns dos corpos de prova ainda foram armazenados em caixas de isopor, nas quais a oscilação interna da temperatura foi de $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$. Nos corpos de prova acondicionados nas caixas de isopor, cuja variação da temperatura foi baixa ($\pm 0,1^{\circ}\text{C}$), obteve-se que o teor de umidade do papel filtro foi basicamente o mesmo, sendo a diferença de 1% para valores médios. No entanto, na sala em que a variação de temperatura foi maior ($\pm 2^{\circ}\text{C}$), houve uma diferença considerável do teor de umidade, sendo esta de 4 a 6%, também referente aos valores médios.

A ASTM D5298:2016 recomenda que os recipientes sejam colocados em uma caixa de isolamento e acondicionados em local cuja variação de temperatura seja menor que 3°C , sendo um valor nominal de temperatura típico de 20°C . O papel filtro e a amostra de solo devem permanecer neste ambiente até o equilíbrio de sucções, por, no mínimo sete dias.

3.9 INTERAÇÃO SOLO/ATMOSFERA

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o clima desempenha um papel importante em solos saturados e não saturados. A água é removida do subsolo pela evaporação na superfície do terreno e pela evapotranspiração da cobertura vegetal. Tais processos produzem um fluxo ascendente de água para o exterior do solo. Por outro lado, a precipitação pluviométrica e outras formas de precipitação promovem um fluxo descendente através do interior do solo. A diferença

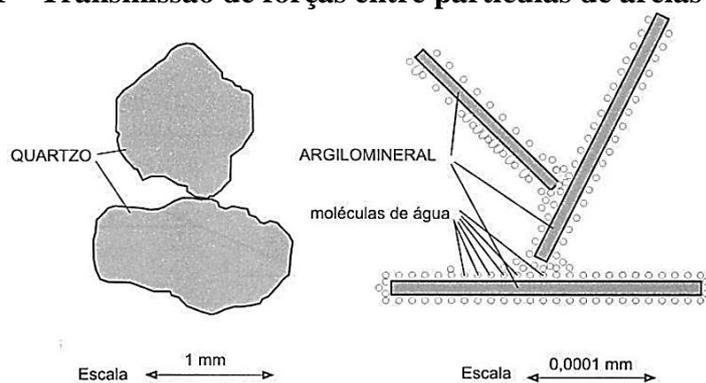
entre estas duas condições de fluxo em uma escala local dita amplamente as condições de sucção no solo.

As condições atmosféricas, em especial, umidade relativa e temperatura estão em constante interação com o solo, alterando suas condições de umidade e, por consequência, a sucção atuante. Portanto, compreende-se que a sucção está diretamente associada à interação solo-atmosfera. Os líquidos decorrentes dos processos de infiltração adentram o subsolo pela superfície terrestre e é também por meio desta que ocorrem as trocas de vapor devido ao contato solo-atmosfera. A umidade higroscópica do solo corresponde à umidade de equilíbrio do solo com as condições ambientais. Em outras palavras, na umidade higroscópica, o solo atrai as partículas de água intersticial, pelos fenômenos descritos anteriormente, com a mesma intensidade que o ar atmosférico as atrai. Nessas condições, diz-se que tal sucção é imposta ao solo pelas condições atmosféricas (MACHADO; VILAR, 2015).

4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS NÃO SATURADOS

De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento do solo é composta por duas componentes, sendo estas a coesão e o atrito entre as partículas. No que diz respeito ao atrito, há uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre os grãos de areia e os grãos de argila. Nos contatos entre grãos de areia, normalmente, as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície das partículas. Desta forma, os contatos ocorrem realmente entre os grãos. No caso das argilas, o número de partículas existentes por unidade de volume é muito maior, de forma que a parcela de força transmitida em cada contato é extremamente reduzida. As argilas são envolvidas por moléculas de água adsorvidas e as forças de contato não são suficientes para remover essas moléculas de água, sendo estas as responsáveis pela transmissão das forças. Na Figura 4.1, apresenta-se a diferença dos contatos entre as partículas de areia e de argila (SOUSA PINTO, 2006).

Figura 4.1 – Transmissão de forças entre partículas de areias e de argilas



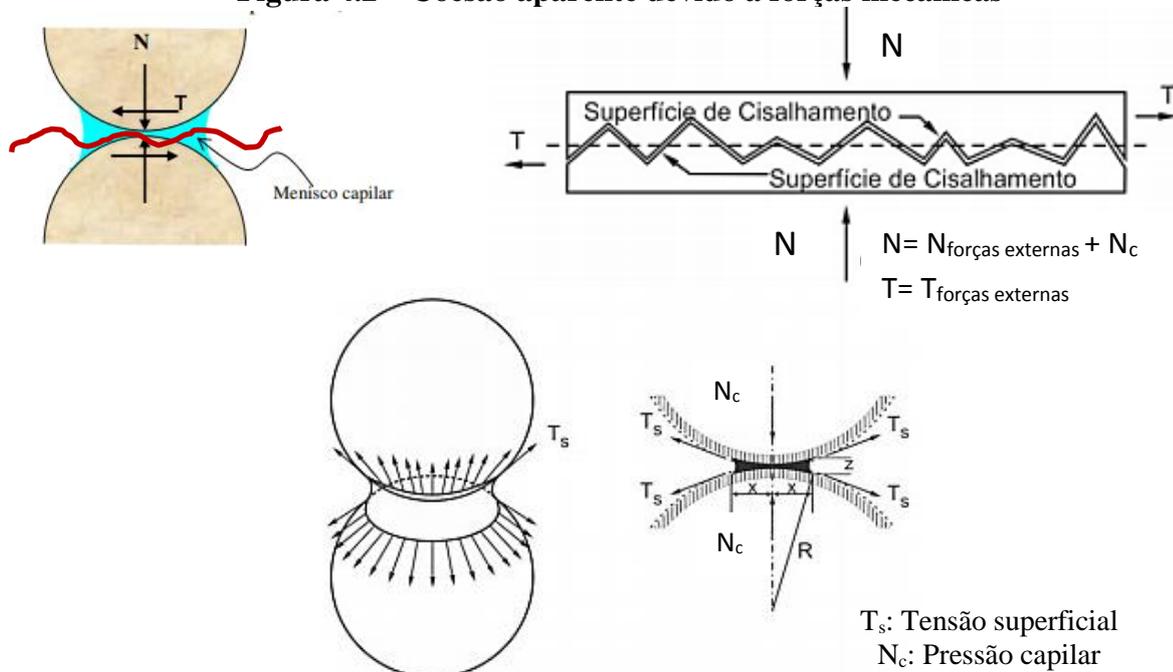
Fonte: Souza Pinto (2006)

A resistência ao cisalhamento se deve ao atrito e à coesão entre as partículas, podendo esta última ser real ou aparente. A coesão real é resultado da ação das forças eletroquímicas de atração existentes nas superfícies das partículas de argila, sendo resultante, também, da ação dos agentes cimentantes, de modo que as partículas permanecem unidas como se houvesse uma cola entre elas. A coesão aparente resulta da tensão superficial da água nos capilares do solo, formando meniscos de água entre as partículas, que tendem a se aproximar. A coesão aparente age como se fosse uma pressão externa, constituindo uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Com a saturação do solo, essa parcela de resistência devido à coesão aparente desaparece (CAPUTO, 1988; FREDLUND; RAHARDJO, 1993; SOUSA PINTO, 2006).

Molina Júnior (2017) disserta sobre as teorias que explicam o comportamento coesivo real dos solos finos. As substâncias cimentantes são de ocorrência natural, podendo ser carbonatos, silicatos, óxidos de ferro, matéria orgânica, entre outros. No que se refere às forças internas resultantes das variáveis solo-água-ar-eletrólitos, estas se formam em consequência da água adsorvida que envolve as partículas do solo. Esta camada de água adsorvida está sujeita a pressões, o que contribui para a união das partículas. A ação desta camada depende de fatores como a existência de espaço adequado entre os grãos, de modo que estes possam se acomodar; a natureza mineralógica da argila; e os íons presentes, os quais determinam as cargas elétricas atuantes no meio.

O referido autor comenta que a coesão aparente ocorre devido aos meniscos capilares formados quando as partículas de solo tendem a se movimentar relativamente entre si, sendo pressionadas contra o filme d'água adsorvida, no ponto de contato (Figura 4.2). Um exemplo prático é demonstrado quando se tenta separar duas placas de vidro, as quais possuem um filme líquido entre estas. Quanto menor a distância entre as placas, isto é, quanto menos espesso o filme líquido, mais forte é a força de atração entre estas. Por analogia, nos solos de textura fina, o espaço entre as partículas é pequeno, sendo o filme de água adsorvida infinitamente estreito. Nestes casos, o fenômeno da coesão aparente é particularmente significativo.

Figura 4.2 – Coesão aparente devido a forças mecânicas

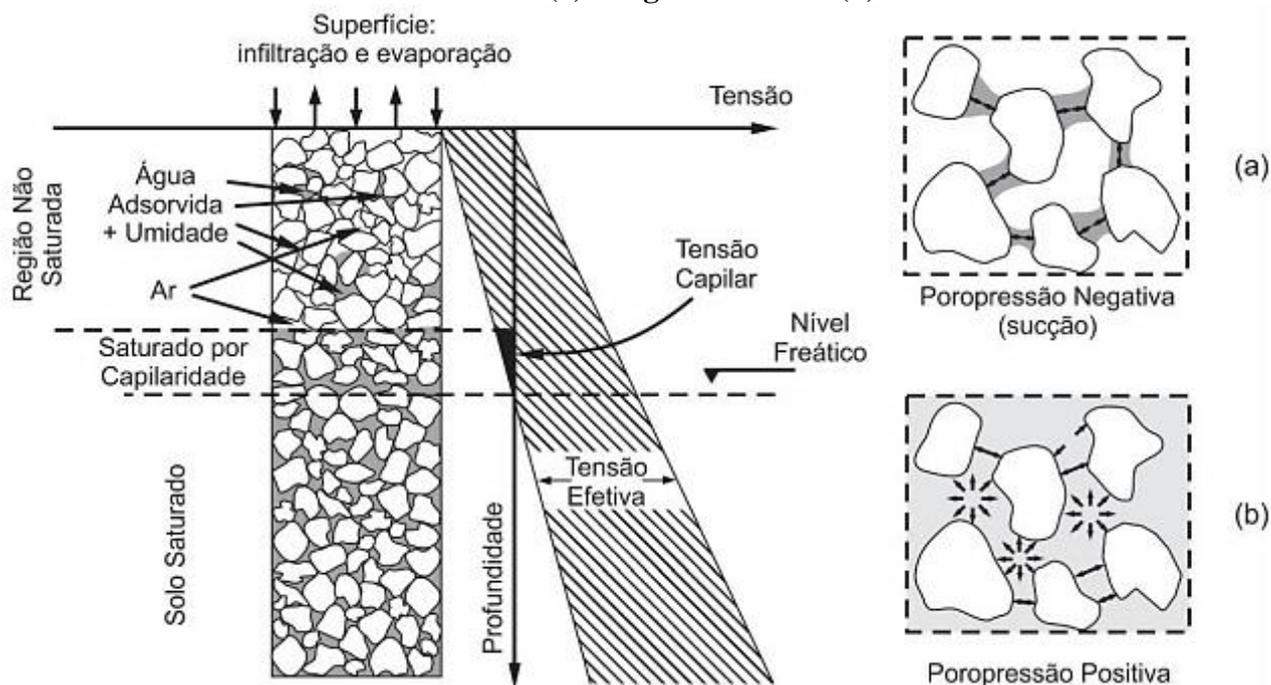


Fonte: Adaptado de Molina Júnior (2017) e Ibañez (2008)

Khogo, Nakano e Miyazaki (1993) e Ibañez (2008) explicam que os mecanismos básicos pelos quais a sucção interfere no comportamento tensão-deformação-resistência podem ser entendidos a partir do estado de tensões no contato entre as partículas de solos não saturados, conforme se apresenta na Figura 4.2. O menisco de água possui uma diferença de pressão em relação à pressão do ar (sucção), a qual se equilibra com as tensões geradas na superfície do menisco, funcionando como uma membrana tracionada, tomando como apoio as partículas do solo e gerando nestas uma força de reação que, pela axisimetria do menisco, proporciona uma força resultante normal ao plano do contato entre as partículas, com os seguintes efeitos: incremento nas tensões efetivas do solo; e rigidez adicional no esqueleto sólido contra as forças de tração, que dificulta os deslocamentos relativos entre as partículas.

Em solos não saturados a água ocupa parcialmente os espaços vazios entre as partículas, ocasionando uma situação em que as tensões no fluido são negativas (sucção). Esta condição apresenta grande variabilidade, em função da alteração da quantidade de água existente no meio. Na figura 4.3, ilustra-se a distribuição da poropressão no solo, em função da profundidade. Na região não saturada, a água adsorvida age como uma cola, o que resulta em poropressão negativa, ocasionando a sucção aparente. No solo saturado, a tensão superficial provoca tensões positivas (MOLINA JÚNIOR, 2017)

Figura 4.3 – Distribuição da poropressão no solo em função da profundidade: região não saturada (a) e região saturada (b)



Fonte: Molina Júnior (2017)

Futai, Almeida e Lacerda (2004) explicam que, nos solos saturados, a resistência ao cisalhamento pode ser facilmente interpretada, uma vez que os parâmetros de resistência (c' e ϕ' , coesão efetiva e ângulo de atrito, respectivamente) podem ser obtidos por meio de interpolação linear dos resultados experimentais de ensaios de resistência ao cisalhamento. A escolha dos níveis de tensão feita para os ensaios laboratoriais está relacionada aos casos práticos de tensões que ocorrem em diferentes tipos de obra, em casos práticos. No caso dos solos não saturados, a sucção é uma terceira variável a ser definida. Considerando-se um mesmo tipo de obra, em diferentes solos, a sucção pode variar muito. Em solos das regiões úmidas como Sul e Sudeste do Brasil, os valores de sucção são baixos, diferentemente dos solos encontrados em regiões secas (semiáridas), nos quais a sucção pode ser extremamente elevada.

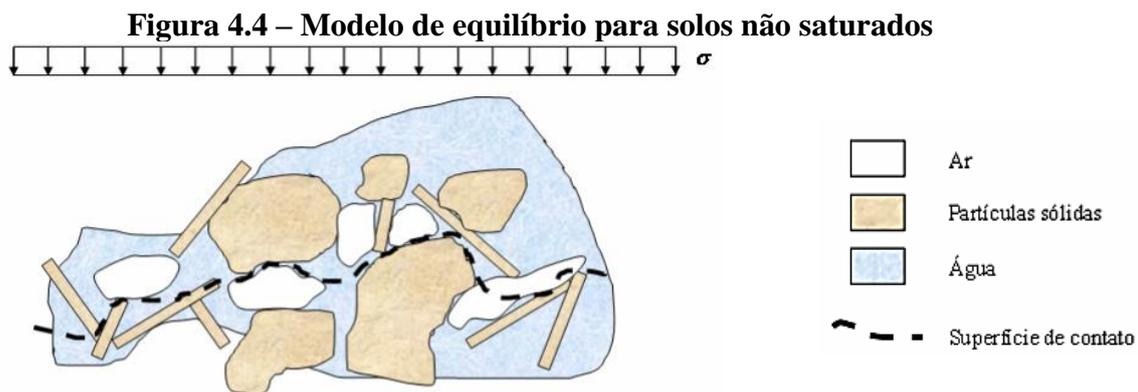
4.1 EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

A Mecânica dos Solos clássica parte do pressuposto de que a envoltória de resistência se baseia no princípio das tensões efetivas, proposto por Terzaghi (1923) (Equação 4.1).

$$\sigma' = (\sigma - u_w) \quad (4.1)$$

Em que: σ' = tensão normal efetiva;
 σ = tensão normal total;
 u = poropressão.

Conforme Fredlund e Morgenstern (1977), a presença de uma quantidade mínima de ar confere a condição de não saturação a um solo, de modo que este não obedece às leis da Mecânica dos Solos clássica. Surgem complicações durante a investigação do comportamento dos solos não saturados como, por exemplo, a compressibilidade da fase gasosa e a habilidade do ar de se dissolver sob altas pressões, bem como os efeitos da tensão superficial na água que dão origem à sucção matricial. Lee, White e Ingles (1983) apresentam uma seção de uma camada de solo não saturado submetida à tensão total (σ) (Figura 4.4). Há interesse nas tensões efetivas, de contato entre os grãos, desta forma, tem-se uma seção horizontalmente ondulada, a qual se desenvolve através dos pontos de contato entre as partículas.



Fonte: Lee et al. (1983)

Bishop (1959) apresenta uma proposição para o princípio das tensões efetivas em solos não saturados, em função das variáveis de estado tensão líquida ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$) (Equação 4.2).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (4.2)$$

Em que: χ : Parâmetro em função do grau de saturação, tipo e história prévia de umedecimento e de secagem do material, o qual varia teoricamente entre 0 (solos completamente secos) e 1 (solos completamente saturados) (DE CAMPOS, 1997).

Fredlund e Morgenstern (1977) demonstram que o estado de tensões em um solo não saturado pode ser descrito pela dupla combinação das variáveis de estado de tensão ($\sigma - u_a$), ($\sigma - u_w$) ou ($u_a - u_w$), conforme se apresenta na Tabela 4.1. Quaisquer duas destas variáveis são independentes, tendo em vista que $(\sigma - u_a) + (u_a - u_w) = (\sigma - u_w)$.

Tabela 4.1 - Combinações possíveis das variáveis de estado tensão

Tensão líquida e sucção matricial	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão efetiva e sucção matricial	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão líquida e tensão efetiva	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

Fonte: Fredlund e Morgenstern (1977)

Para descrever o estado de tensões no solo e, conseqüentemente, ter condições de avaliar seu comportamento mecânico sob variações de tensões, pode-se utilizar qualquer par das variáveis de tensão postuladas. O par $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ empregado por Bishop (Equação 4.1) é o mais simples de ser utilizado, sabendo-se que: uma variação na poropressão de água u_w afeta somente a variável de sucção matricial $(u_a - u_w)$; quando o solo se satura a sucção se anula, $u_a = u_w$, então $(\sigma - u_a) = (\sigma - u_w)$, o que consiste no princípio das tensões efetivas.

Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) descrevem a resistência ao cisalhamento de solos não saturados como função das variáveis de estado de tensão descritas anteriormente. Incorporando-se a Equação 4.2 ao critério de Mohr-Coulomb (Equação 4.3), tem-se a Equação 4.4.

$$\tau = c' + (\sigma') \tan \phi' \quad (4.3)$$

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (4.4)$$

Apresenta-se a Equação 4.5, cujo critério de Mohr-Coulomb é aplicado para o outro par de variáveis de estado de tensão.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_w) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (4.5)$$

O parâmetro χ pode ser escrito em função de uma variável ϕ^b (Equação 4.6), sendo este, por sua vez, um parâmetro que quantifica o acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção matricial.

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (4.6)$$

Assim sendo, substituindo χ nas Equações 4.4 e 4.5, respectivamente, tem-se as Equações 4.7 e 4.8. Os referidos autores propõem uma extensão do critério de Mohr-Coulomb para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, considerando a influência das variáveis de estado de tensão: tensão líquida e sucção matricial, em que f é o valor de sucção fixado no terceiro eixo.

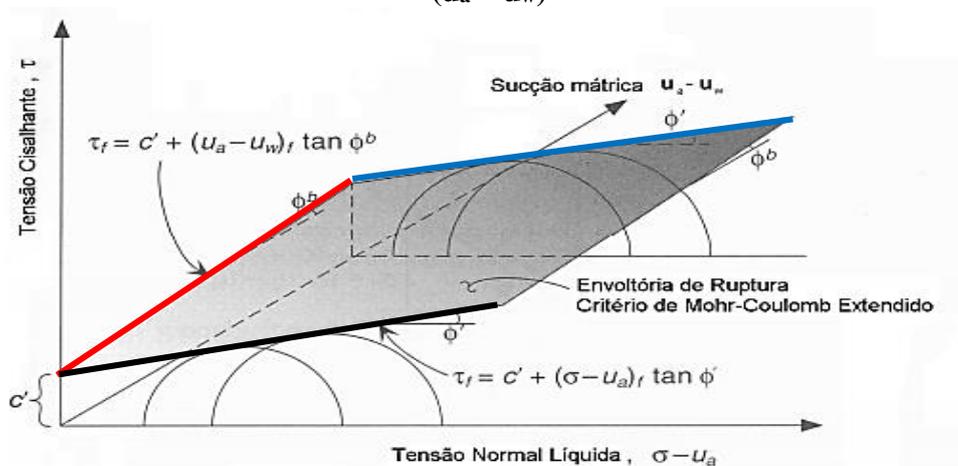
$$\tau = c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b + (\sigma - u_w)_f \tan \phi' \quad (4.7)$$

$$\tau = \underbrace{c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b}_c + (\sigma - u_a)_f \tan \phi' \quad (4.8)$$

Em que: c' : coesão efetiva;
 $(u_a - u_w)_f \tan \phi^b$: parcela de resistência devido à sucção matricial;
 $(\sigma - u_w)_f \tan \phi'$: parcela de resistência devido à tensão normal líquida;
 $c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b$: parcela de resistência de coesão aparente devido à sucção matricial.

Desta forma, a envoltória de ruptura pode ser representada em um gráfico tridimensional, em que o primeiro eixo é referente à tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), o segundo se refere à tensão cisalhante (τ), e o terceiro eixo é a sucção matricial ($u_a - u_w$), o qual representa a localização dos círculos (Figura 4.5). O plano frontal do gráfico tridimensional representa o solo saturado, no qual a sucção matricial é zero. Neste plano, quando a pressão do ar nos poros se iguala à pressão de saturação da água nos poros ($u_a = u_w$), o eixo da tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) se torna o eixo de tensão efetiva ($\sigma - u_w$) (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

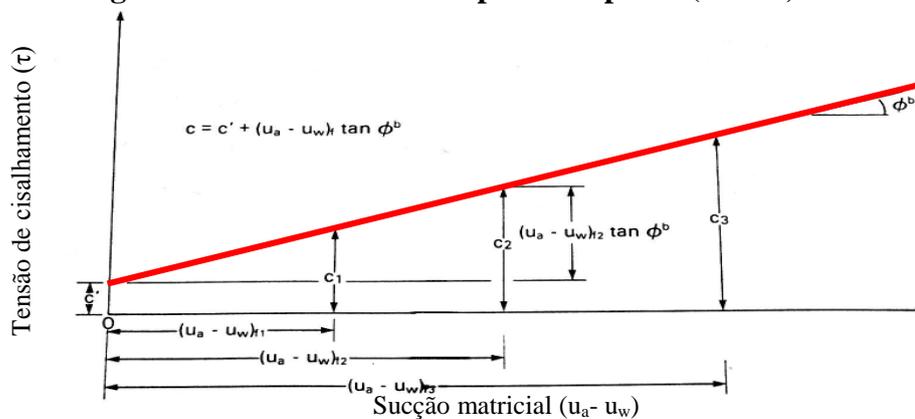
Figura 4.5 – Representação da envoltória de ruptura para solos não saturados em eixos tridimensionais: tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), tensão cisalhante (τ) e sucção matricial ($u_a - u_w$)



Fonte: Lu e Likos (2004)

Na Figura 4.6, representa-se a projeção da envoltória de resistência no plano τ x $(u_a - u_w)$ para valores de sucção matricial crescentes $(u_a - u_w)_{f1}$, $(u_a - u_w)_{f2}$ e $(u_a - u_w)_{f3}$. A reta indica um aumento na tensão de cisalhamento à medida que se aumenta a sucção matricial, sendo este aumento definido pelo ângulo ϕ^b .

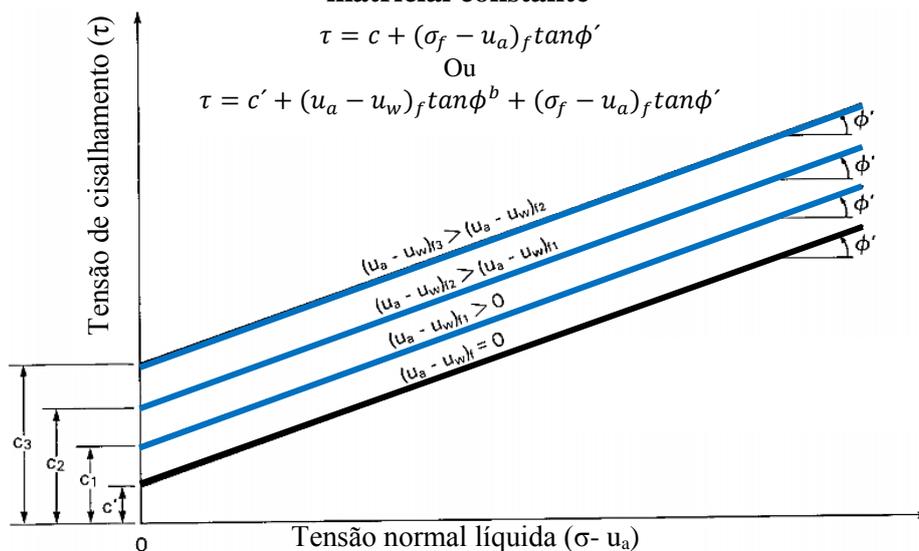
Figura 4.6 - Envoltória de ruptura no plano $(u_a - u_w)$ versus τ



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

Na Figura 4.7, representam-se envoltórias de ruptura no plano de τ x $(\sigma - u_a)$, para valores constantes de sucção matricial. As retas possuem diferentes interceptos de coesão (c), dependendo dos valores de sucção. O intercepto de coesão se torna a coesão efetiva, c' , quando a sucção matricial é nula. O aumento na resistência ao cisalhamento devido ao acréscimo da tensão líquida normal é caracterizado pelo ângulo de atrito ϕ' .

Figura 4.7 - Envoltórias de ruptura no plano $(\sigma - u_a)$ versus τ , para valores de sucção matricial constante



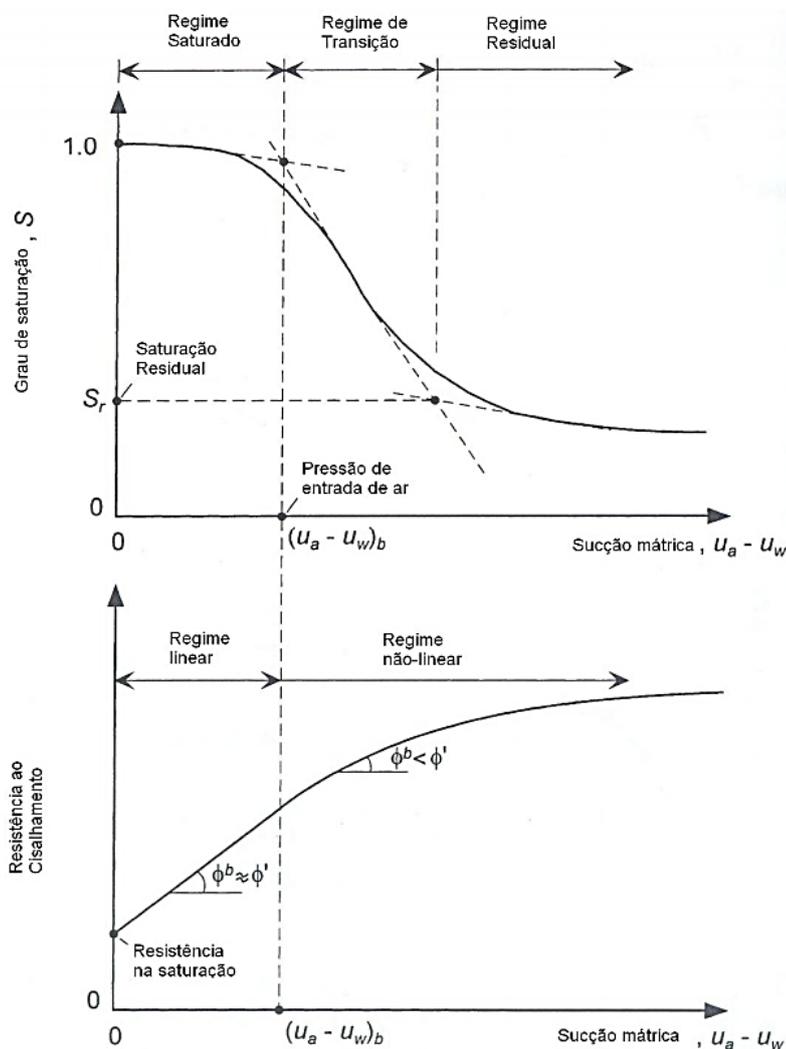
Escario e Saez (1987) realizaram ensaios em uma argila sedimentar e em um solo arenoso laterítico e observaram aumento do parâmetro ϕ' com o nível sucção, mantendo constante a sucção e variando a tensão normal líquida (Figura 4.8).

O parâmetro ϕ^b constitui um ângulo que indica a razão de aumento da resistência do solo não saturado em relação à sucção (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Trata-se de um parâmetro que não é constante, o qual é uma função não-linear do grau de saturação. Quando a amostra está saturada, as variações de sucção e de pressão externa possuem a mesma influência sobre a resistência, desta forma, $\phi^b = \phi'$. Quando se aumenta a sucção para valores superiores ao valor de entrada de ar do solo, inicia-se o processo de dessaturação dos poros e a água não mais ocupa o volume total de poros, o que significa que um aumento da sucção não mais corresponde a um aumento igual na pressão efetiva do solo. A partir deste ponto, o ângulo de atrito ϕ^b diminui, até alcançar um valor praticamente constante para valores de sucção mais elevados (FREDLUND; RAHARDJO; GAN, 1987).

Há uma correspondência direta entre a natureza não-linear da envoltória de resistência ao cisalhamento com a forma da curva característica (Figura 4.8). Após o valor de entrada de

ar, a não-linearidade da envoltória de resistência se torna pronunciada. O valor de ϕ^b tende a ser constante conforme o solo atinge a umidade residual (LU; LIKOS, 2004).

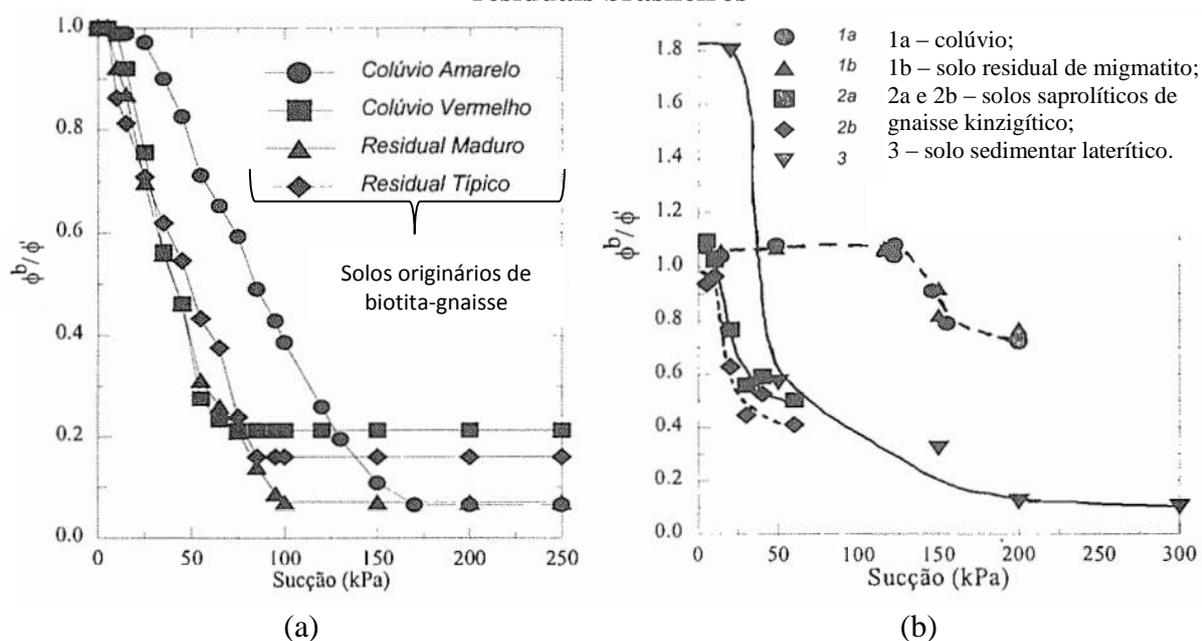
Figura 4.8 – Não linearidade de ϕ^b



Fonte: Adaptado de Lu e Likos (2004)

Nas Figuras 4.9a e 4.9b, apresentam-se a variação de ϕ^b com o nível de sucção em diferentes solos naturais brasileiros, estudados por diversos autores brasileiros (DE CAMPOS; CARRILLO, 1995; ABRAMENTO; CARVALHO, 1989; FONSECA, 1991; ROHN; VILAR, 1995). São mostradas as curvas normalizadas de ϕ^b/ϕ^i , correspondentes a cada material. Observa-se que no início das curvas a razão ϕ^b/ϕ^i permanece constante até determinado nível de sucção e então, a partir daí, ocorre um decréscimo acentuado desta, de modo não linear (de Campos, 1997).

Figura 4.9 – Variação de ϕ^b com o nível de sucção em solos residuais sedimentares e residuais brasileiros



Fonte: Adaptado de De Campos (1997)

Vilar (2003, 2007) apresenta uma equação hiperbólica (Equação 4.9) para representar a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de alguns solos brasileiros.

$$c = c' + \frac{\psi_m}{a + b\psi_m} \quad (4.9)$$

Em que: c : intercepto de coesão;
 c' : coesão efetiva;
 a e b : parâmetros de ajuste;
 ψ_m : sucção matricial.

Vilar (2003, 2007) considera duas hipóteses para a obtenção dos parâmetros de ajuste a e b . A primeira hipótese assume que a resistência ao cisalhamento atinge um valor último quando o solo está sob teor de umidade residual. Nessas condições, admite-se que o movimento da água é primariamente comandado pelo fluxo do vapor a baixas taxas de escoamento e é razoável assumir que a variação da sucção matricial não produz variações na umidade e consequentemente nas propriedades mecânicas como a resistência ao cisalhamento. Assim sendo, os parâmetros a e b são determinados pelas Equações 4.10 e 4.11, por meio de ensaios executados em corpos de prova com umidade condições residual, determinando-se a coesão residual.

$$a = \frac{1}{\tan\phi'} \quad (4.10)$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (4.11)$$

Em que: c_{ult} : coesão dos ensaios com umidade residual;
 ϕ' : ângulo de atrito efetivo.

A segunda hipótese considera que muitos resultados apresentados na literatura foram obtidos por meio de solos ensaiados sob valores limitados de sucção e ainda mostram uma tendência de acréscimo de resistência ao cisalhamento. Conseqüentemente, é provável que a resistência ao cisalhamento residual não foi atingida. Neste caso, o parâmetro a continua sendo obtido pela Equação 4.9 e o parâmetro b é calculado por meio da Equação 4.12.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{a}{\psi_{max}} \quad (4.12)$$

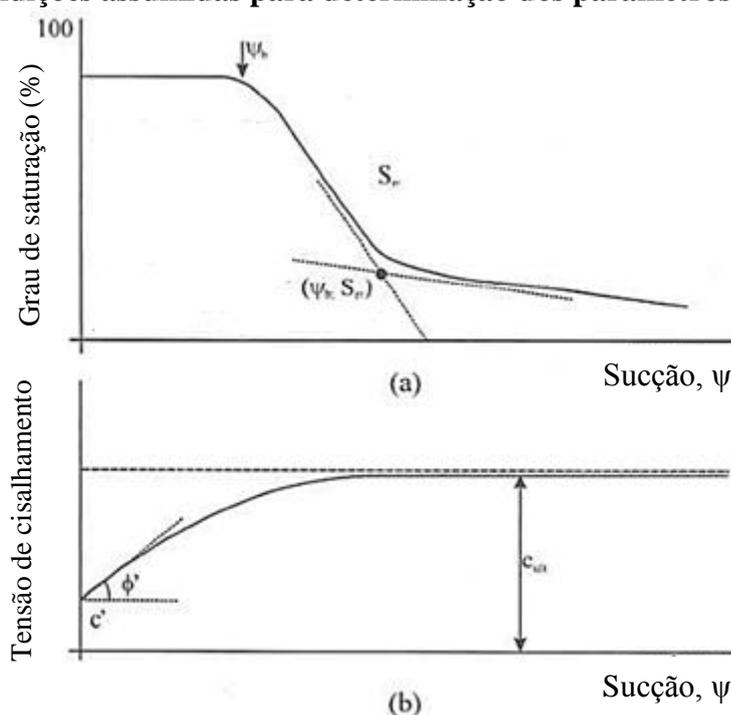
Em que: c' : coesão efetiva;
 c_m : coesão máxima correspondente à sucção máxima de interesse;
 ψ_{max} : sucção máxima de interesse.

Assim sendo, substituindo a Equação 4.10 em 4.12, tem-se a Equação 4.13.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\tan\phi' \psi_{max}} \quad (4.13)$$

Vilar (2003, 2007) apresentou resultados de ensaios de diversos solos, abrangendo uma extensão de características e condições de ensaios, como amostras indeformadas, compactadas, ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e ensaios de compressão com sucção controlada. Na Figura 4.10, apresenta-se a curva que representa a relação entre c' e ψ_m .

Figura 4.10 – Curva característica e elementos típicos (a); Função hiperbólica e condições assumidas para determinação dos parâmetros a e b (b)



Fonte: Adaptado de Vilar (2003)

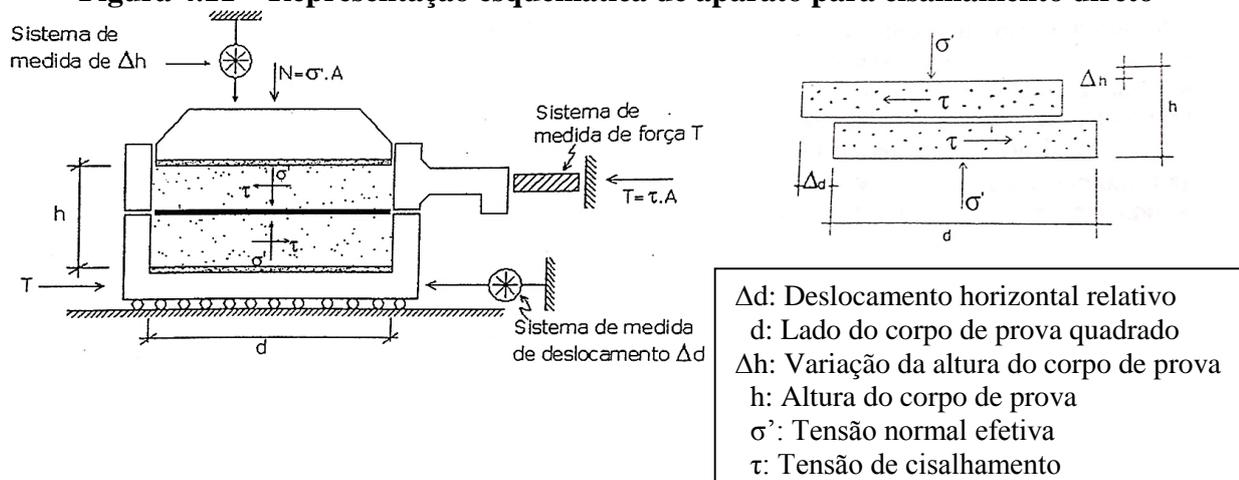
Vilar (2003, 2007) obteve um ajuste adequado para os pontos experimentais à curva hiperbólica. Ressalta-se que, pelo método utilizado, a envoltória de resistência ao cisalhamento pode ser obtida por meio de um conjunto de ensaios saturados, obtendo c' e ϕ' , e um conjunto de ensaios com o corpo de prova seco ao ar até a constância de peso (sucção residual), onde se obtém a sucção do corpo de prova após a ruptura pelo método do papel filtro, para a determinação dos parâmetros de ajuste a e b. Isto evita o uso de ensaios com sucção controlada, tornando a obtenção da envoltória de resistência mais simples e rápida.

4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

De acordo com a ASTM D3080:2011, o ensaio de cisalhamento direto consiste em colocar o corpo de prova no aparato para cisalhamento direto, aplicar-lhe uma força normal predeterminada, permitindo o umedecimento e/ou a drenagem do corpo de prova, e adensá-lo sob a ação da tensão normal. Então, os quadros que seguram o corpo de prova são destravados e em seguida movimentados horizontalmente, um em relação ao outro, a uma taxa constante de deformação por cisalhamento. São mensurados os deslocamentos horizontal relativo e vertical (variação da espessura do corpo de prova) e a força de cisalhamento. A taxa de cisalhamento

deve ser lenta o suficiente para permitir a dissipação completa do excesso de poropressão. Na Figura 4.11, representa-se esquematicamente um aparato para cisalhamento direto.

Figura 4.11 – Representação esquemática de aparato para cisalhamento direto



Fonte: Belincanta e Ferraz (1992)

O ensaio de cisalhamento direto objetiva a determinação da resistência adensada e drenada (CD) de um solo submetido ao cisalhamento direto. O ensaio é realizado com a deformação controlada de uma amostra e a ruptura é restringida a um único plano, determinado pela configuração do equipamento. Geralmente, três ou mais corpos de prova são ensaiados, cada um com diferentes forças normais aplicadas, de modo a determinar os efeitos sobre a resistência ao cisalhamento e os deslocamentos. Os resultados de uma série de ensaios são combinados para obter propriedades de resistência como a envoltória de Mohr-Coulomb (ASTM D3080:2011).

Aplicando-se uma tensão normal constante, determina-se qual a tensão de cisalhamento ($\tau = \tau_r$) capaz de provocar a ruptura do corpo de prova. A tensão normal aplicada a cada corpo de prova deve ser diferente. Desta forma, obtêm-se os pares de tensões de ruptura (σ , τ) para cada corpo de prova ensaiado, os quais são representados em um sistema de pontos cartesiano ($\sigma \times \tau$). A adequação de uma reta a estes pontos permite definir a envoltória de resistência do solo. O ensaio de cisalhamento direto pode ser executado sob deformações controladas (medem-se as tensões provocadas) ou ainda sob tensões controladas (medem-se as deformações provocadas) (CAPUTO, 1988).

A ASTM D3080:2011 explica que, no ensaio de cisalhamento direto, a ruptura pode não ocorrer no plano mais fraco, uma vez que esta é forçada a ocorrer próxima ou através do meio do corpo de prova, ou seja, o plano de ruptura é determinado a priori. No entanto, a locação

fixa do plano no ensaio pode ser vantajosa quando da determinação da resistência de cisalhamento ao longo de planos de fratura conhecidos e de interfaces entre materiais diferentes.

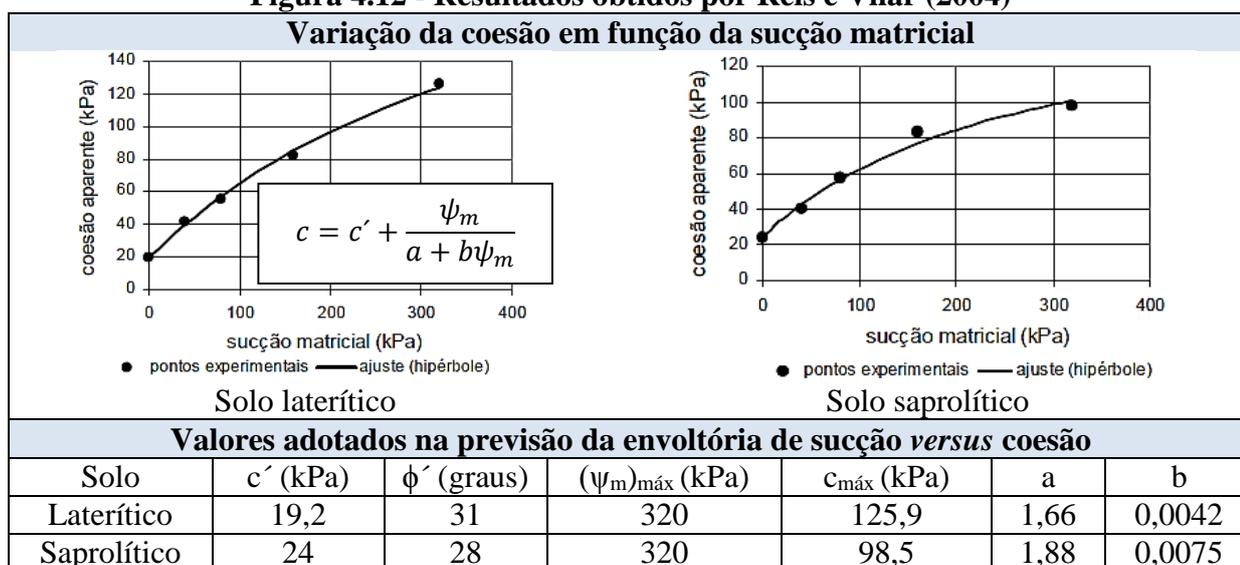
É importante ressaltar a dificuldade de controle, isto é, conhecimento das poropressões antes e durante a realização do ensaio. No entanto, a utilização das pedras porosas de forma adequada, bem como a aplicação de uma taxa de deformação de cisalhamento lenta garantem a dissipação do excesso de pressões neutras, permitindo a determinação de uma envoltória de tensões efetivas.

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LATOSSOLOS

Reis e Vilar (2004) realizaram ensaios triaxiais saturados e drenados, e não saturados com sucção controlada em um Latossolo Vermelho-Amarelo evoluído, completamente intemperizado, caracterizado como argila areno-siltosa, localizado em Viçosa (MG). Foram realizados ensaios no solo laterítico e no solo saprolítico. Os autores verificaram um aumento da coesão não-linear com a sucção, ajustando-se uma função hiperbólica aos dados experimentais, com parâmetros de ajuste a e b ($c = c' + \psi / (a + b\psi)$).

As envoltórias obtidas apresentaram variação de resistência com o aumento da sucção para o solo laterítico e o saprolítico (Figura 4.12). O ângulo de atrito interno se manteve constante para as sucções aplicadas, sendo de 31° no solo evoluído e de 28° no solo saprolítico. Assim sendo, a parcela de coesão aparente (c) foi a única responsável pelo aumento da resistência com a sucção.

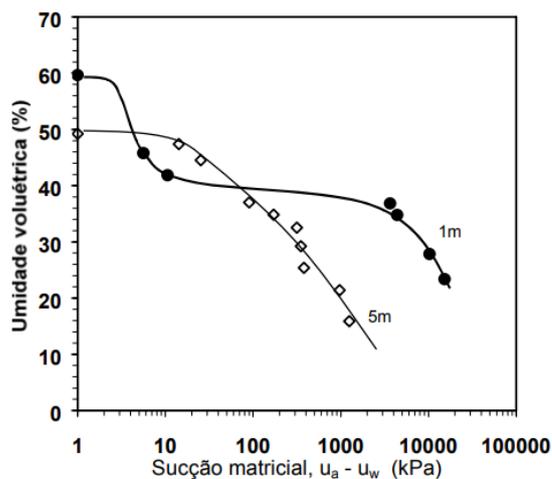
Figura 4.12 - Resultados obtidos por Reis e Vilar (2004)



Fonte: Reis e Vilar (2004)

Futai, Almeida e Lacerda (2004) realizaram ensaios triaxiais não-saturados e inundados em solos originários de gnaiss, da região de Ouro Preto (MG), sendo um saprolítico silto-arenoso de 5 m de profundidade e o outro, uma argila arenosa laterítica de 1 m de profundidade. Os solos apresentaram curvas características distintas, resultantes de suas diferentes estruturas (Figura 4.13).

Figura 4.13 – Curva de retenção de água

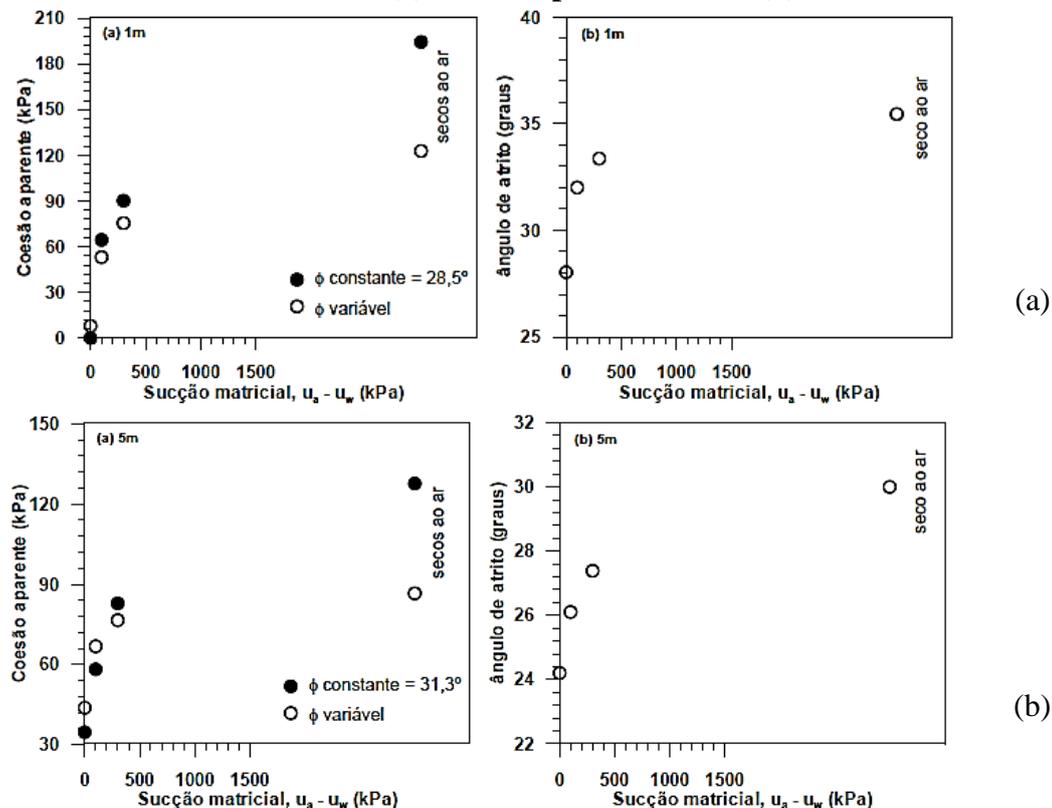


Apesar do solo laterítico ser bem mais argiloso que o saprolítico, este apresentou valor de entrada de ar menor (<5 kPa) que o do solo saprolítico, que foi de 20 kPa. Isto ocorreu devido à estrutura e à distribuição de poros do solo. Após o valor de entrada de ar, o solo laterítico apresentou uma rápida queda da umidade volumétrica com o aumento da sucção até 20 kPa. A partir daí a curva atingiu um patamar causado pela ausência de poros que comandaram a faixa de sucção até 2000 kPa. A partir deste valor, a umidade voltou a reduzir. O solo saprolítico obteve um ajuste médio com formato mais convencional do que o solo laterítico. A partir de 100 kPa de sucção matricial, o solo laterítico passou a reter mais água que o solo saprolítico.

Observou-se um ganho de resistência com o aumento da sucção nos solos laterítico e saprolítico. As envoltórias de resistência não foram paralelas, diferentemente dos resultados obtidos por Reis e Vilar (2004). O solo laterítico apresentou variação da coesão aparente entre 0 e aproximadamente 120 kPa e uma variação do ângulo de atrito interno entre 28° e 35° (Figura 4.15a). Observou-se um crescimento acentuado destes parâmetros com a aplicação do primeiro nível de sucção (100 kPa). O solo saprolítico apresentou variação da coesão entre 40 e 85 kPa,

com o ângulo de atrito variando entre $24,5^\circ$ e 30° , sendo esta variação menos sensível à variação de sucção (Figura 4.14b).

Figura 4.14 – Variação dos parâmetros de resistência do solo com a sucção: Solo laterítico - 1 m (a) e Solo saprolítico – 5 m (b)



Fonte: Futai, Almeida e Lacerda (2004)

Guimarães (2002) conduziu ensaios de cisalhamento direto e triaxiais em um perfil de solo residual laterítico de um Latossolo Vermelho-Amarelo típico de Brasília (DF), sendo a camada de solo evoluído constituída por uma argila arenosa vermelho escura de 0 m a 5 m e por uma argila pedregulho-arenosa vermelho escura de 5 m a 8,80 m. O autor obteve uma tendência de ângulos de atrito médios constantes ao longo da camada de solo evoluído, com valores de coesão natural crescentes com a profundidade, variando de 13 a 53 kPa e de coesão inundada variando entre 0 kPa e 11 kPa. Os resultados são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2- Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência

Parâmetro	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ângulo de atrito ($^\circ$)	26,0	26,5	27,0	26,5	-	27,8	25,5	27,0	28,0	23,8
c' natural (kPa)	13,0	26,7	-	18,0	-	32,5	53,0	-	31,0	44,5
c' inundada (kPa)	6,0	1,7	0,0	2,0	-	12,3	11,0	-	22,0	17,5

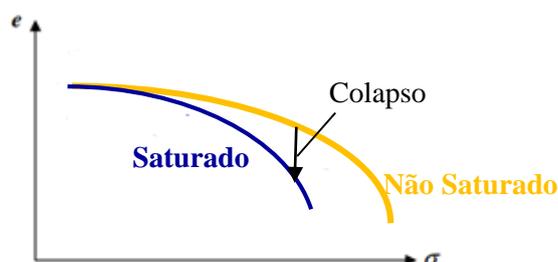
Fonte: Guimarães (2002)

5 COMPRESSIBILIDADE E ADENSAMENTO

A compressibilidade de um solo descreve a variação de volume quando este é submetido a uma tensão, sendo representada pela relação índice de vazios-tensão efetiva vertical. O adensamento, por sua vez, consiste na diminuição do índice de vazios com o tempo, ao se expelir a água dos vazios na dissipação das poropressões.

Ibañez (2008) explica que a compressibilidade de um solo é influenciada pela sucção, de modo que a sucção torna a massa de solo mais rígida frente às forças externas, devido à atração entre as partículas, produzida pelos meniscos. Desta forma, ocorre menor inclinação na curva de índice de vazios *versus* tensão efetiva vertical (Figura 5.1), demonstrando-se que o solo sofre deformações volumétricas menores na condição não saturada (observado pelo maior índice de vazios nesta condição, para uma mesma tensão).

Figura 5.1 – Fenômeno de colapso sob umedecimento do solo



Fonte: Adaptado de Ibañez (2008)

Ibañez (2008) apresenta algumas considerações, em geral, a respeito da influência da sucção na compressibilidade dos solos, sendo estas:

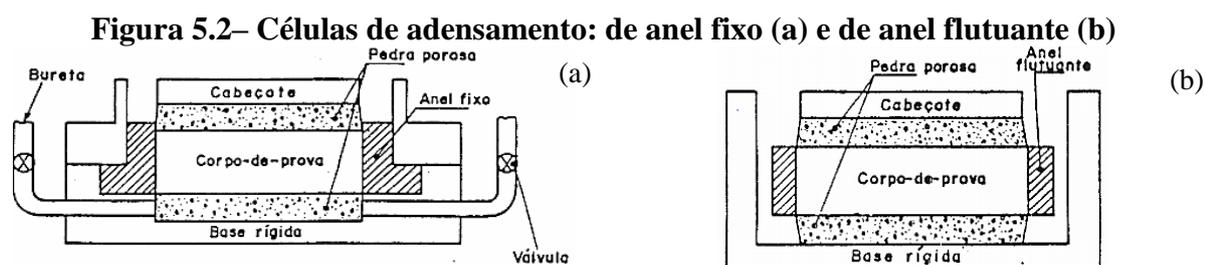
- A sucção contribui para um aumento na rigidez do solo;
- Em solos com estrutura porosa, para determinada tensão de confinamento, uma redução na sucção (umedecimento) poderá induzir uma compressão volumétrica irreversível (colapso).
- A resposta volumétrica de um solo depende da trajetória de tensão e dos valores de tensão e sucção iniciais e finais.
- Um incremento na sucção resulta em um incremento na coesão, porém não afeta de forma mais significativa o ângulo de atrito efetivo. Este incremento na coesão não é linear, com tendência a alcançar um máximo valor estável para valores elevados de sucção.

5.1 ENSAIO EDOMÉTRICO (OEDOMÉTRICO OU DE COMPRESSÃO CONFINADA)

Conforme a ASTM D2435:2011, o ensaio edométrico consiste na determinação da magnitude e da taxa de adensamento do solo, confinado lateralmente e submetido a tensões verticais, de modo que seja permitida a drenagem de topo e de fundo. O corpo de prova tem seu movimento restrito lateralmente, sendo carregado axialmente com incrementos de tensão normal. Cada incremento de tensão normal é mantido até que o excesso de poropressão induzido pelo carregamento seja dissipado completamente. Durante o processo de adensamento, são realizadas medidas da altura do corpo de prova e estes dados são utilizados para determinar o relacionamento entre tensão efetiva e volume de vazios ou deformação. Por meio do ensaio edométrico, obtém-se parâmetros os quais descrevem as propriedades de compressibilidade do solo.

Segundo Sousa Pinto (2006), o ensaio edométrico simula o comportamento do solo quando este é comprimido pela ação do peso de novas camadas que se depositam sobre ele, ao se construir um aterro em grandes áreas. Devido à facilidade de sua aplicação, este ensaio é representativo de situações nas quais se pode admitir que o carregamento aplicado na superfície provoca no solo uma deformação somente de compressão, sem haver deformações laterais.

De acordo com a ASTM D2435:2011, na realização do ensaio edométrico podem ser utilizados dois tipos de células de adensamento, sendo estas de anel fixo ou flutuante. Na Figuras 5.2a e 5.2b são apresentadas as configurações dos tipos de células de adensamento.



Fonte: Belincanta (1992)

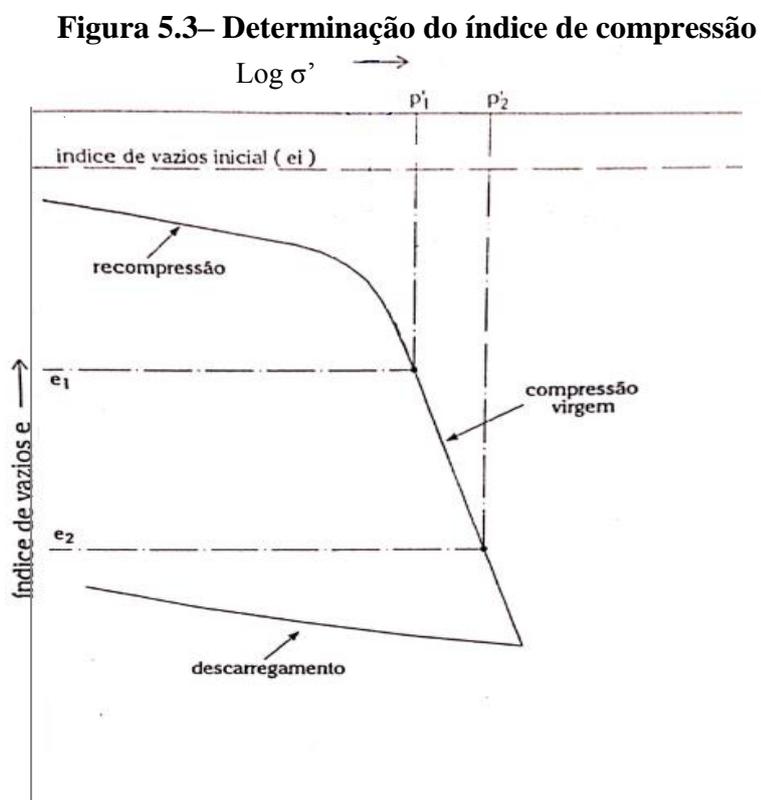
A utilização do anel rígido, indeslocável em relação à base, procura reproduzir o que ocorre na natureza, em que a deformação lateral da massa de solo solicitada pela obra é impedida pelo restante do maciço de terra que a envolve. Ainda, o anel que contém o corpo de prova possui diâmetro com cerca de três vezes a altura, com o objetivo de reduzir o efeito de atrito lateral durante os carregamentos (CAPUTO, 1988; SOUSA PINTO, 2006; ASTM D2435:2011).

No ensaio edométrico, as leituras da altura do corpo de prova (ou da variação desta altura), durante a aplicação de cada incremento de carga, são feitas nos seguintes tempos, contados do início da aplicação do respectivo incremento de carga: 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutos e 1;2;4;8 e 24 horas. Devem-se tomar leituras suplementares, próximas ao final de cada período de aplicação do incremento de pressão, para verificar se o adensamento primário está concluído. Para alguns solos, pode ser necessário um período de mais de 24 horas para alcançar o fim do adensamento primário. Em tais casos, são requeridas durações de incrementos de carga superiores a 24 horas. A duração do incremento de carga para estes ensaios é geralmente tomada em um múltiplo de 24 horas e deve ser duração padrão para todos os incrementos de carga do ensaio (ASTM D2435:2011).

5.1.1 Tensão de pré-adensamento virtual e índice de compressão

As propriedades a serem calculadas para os ensaios edométricos na presente pesquisa são índice de compressão (C_c) e tensão de pré-adensamento (σ_a').

O índice de compressão (C_c) (Equação 5.1) é estimado por meio da curva de logaritmo da tensão vertical versus índice de vazios (Figura 5.3).



Fonte: Belincanta (1992)

Ajustando-se uma reta ao trecho de compressão virgem, é possível se obter o coeficiente angular, que é o índice de compressão.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2' - \log p_1'} = \frac{\Delta e}{\log p_2' - \log p_1'} \quad (5.1)$$

Em que: e_1, e_2 : índices de vazios correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem;
 p_1, p_2 : pressões associadas aos índices de vazios e_1 e e_2 .

A tensão de pré adensamento dos solos residuais, em condições de compressão confinada, depende da resistência entre as partículas e da interligação entre minerais e agregados que permanecem ou são formados com o intemperismo, sendo este um processo contínuo. Desta forma, a tensão de pré-adensamento é um valor de referência de um processo progressivo, sendo denominada virtual. Vaughan (1985) ressalta a diferença entre a inclinação dos trechos da curva de $(\log \sigma' \times e)$, em que deformabilidade ocorre de forma nitidamente distinta, tendo em vista que até a tensão de pré-adensamento virtual, o solo possui elevada rigidez, para então se tornar mais compressível, como um solo normalmente adensado.

A ASTM D2435:2011 recomenda o Método de Casagrande para a estimativa da tensão de pré-adensamento, a partir do traçado de uma curva de logaritmo da tensão vertical *versus* índice de vazios. Conforme Belincanta e Ferraz (1992), no Brasil, a tensão de pré-adensamento é preferencialmente estimada pelo Método de Pacheco Silva, sendo este um método mais adequado, pois independe da escala do desenho.

Gutierrez (2005) analisou tensões de pré-adensamento virtuais e índices de compressão para o perfil de solo evoluído analisado, obtidos em ensaios edométricos duplos (Tabela 5.1). Observou-se a redução destas tensões e dos índices de compressão com a inundação. As referidas tensões na umidade natural do solo estiveram entre 69 kPa e 290 kPa e os índices de compressão foram de 0,809 a 0,588 para esta condição. Nos ensaios inundados, foram obtidos valores entre 37 kPa e 179 kPa para as tensões de pré-adensamento e de 0,502 a 0,646 para os índices de compressão.

Tabela 5.1- Parâmetros de compressibilidade

Amostra (Bloco)	Prof. Média (m)	Condição de umidade	Tensão vertical geostática (kPa)	Tensão de Pré-adensamento (σ_a') (kPa)	Índice de compressão C_c
LV ₁	0,50	Natural	7	95	0,721
		Inundada		43	0,543
LV ₃	1,60	Natural	22	83	0,809
		Inundada		37	0,646
LV ₅	3,20	Natural	42	69	0,762
		Inundada		35	0,578
LV ₇	4,70	Natural	65	225	0,588
		Inundada		185	0,551
LV ₉	6,25	Natural	90	274	0,585
		Inundada		169	0,505
LV ₁₁	7,80	Natural	113	224	0,605
		Inundada		139	0,580
LV ₁₃	9,25	Natural	136	290	0,588
		Inundada		179	0,502

Fonte: Gutierrez (2005)

5.1.2 Ensaios edométricos em solos não saturados

Clemence e Finbarr (1981) estabelecem que os solos não saturados os quais experimentam um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume, com ou sem carga adicional, são denominados solos colapsíveis. Reginatto e Ferrero (1973) classificam os solos colapsíveis em dois grupos: solos verdadeiramente colapsíveis e solos condicionados ao colapso. Os solos verdadeiramente colapsíveis são aqueles que não suportam seu próprio peso quando inundados e colapsam. Os solos condicionados ao colapso, por sua vez, são aqueles capazes de suportar determinados níveis de tensões quando inundados, porém quando se excedem tais níveis, apresentam colapso.

Vilar e Ferreira (2015) explanam que, embora o significado de colapso seja amplo, na Geotecnia, o termo expressa a redução de volume demonstrada por determinados solos quando umedecidos. Em solos de massa específica baixa, o aumento de umidade provoca redução nos contatos entre as partículas, comumente por redução de sucção, ocasionando um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade (ou nova sucção).

Barden, McGown e Collins (1973) determinam que, para a ocorrência do colapso, devem ser satisfeitas as seguintes condições:

- i) Solos não saturados com estrutura potencialmente instável (metaestável);
- ii) Aplicação de tensão suficiente para causar instabilidade;

iii) Altos valores de sucção ou agentes cimentantes que estabilizam os contatos intergranulares e sua redução ou enfraquecimento devido ao umedecimento.

De acordo com Ferreira (1995), os ensaios edométricos, os quais têm sido amplamente utilizados no estudo da compressibilidade dos solos, permitem avaliar a magnitude das deformações devidas ao colapso, mostrando-se adequados ao estudo da colapsibilidade de solos não saturados. Jennings e Knight (1957) propuseram uma técnica para avaliar o colapso em solos não saturados que consiste no ensaio edométrico duplo. Nesta técnica, são conduzidos, simultaneamente, dois ensaios edométricos, sendo um em umidade natural e o outro inundado.

5.1.3 Índice de colapso

O índice de colapso estrutural para os ensaios duplos é calculado por meio das Equações 5.2 a 5.4. De acordo com o critério estabelecido por Vargas (1977), os solos considerados colapsíveis são aqueles que possuem um índice de colapso superior a 2%.

$$I = \frac{\Delta e_c}{1 + \left(\frac{e_{\text{nat}}}{e_{0(\text{nat})}}\right) e_{0(\text{médio})}} \quad (5.2)$$

$$\Delta e_c = \left[\left(\frac{e_{\text{nat}}}{e_{0(\text{nat})}}\right) - \left(\frac{e_{\text{inund}}}{e_{0(\text{inund})}}\right) \right] e_{0(\text{médio})} \quad (5.3)$$

$$e_{0(\text{médio})} = \frac{e_{0(\text{nat})} + e_{0(\text{inund})}}{2} \quad (5.4)$$

Em que: e_{nat} ; e_{inund} : índice de vazios final do solo para uma determinada tensão aplicada (ensaio na umidade natural e inundado, respectivamente);

$e_{0(\text{nat})}$; $e_{0(\text{inund})}$: índice de vazios final do solo para o ensaio na umidade natural e inundado, respectivamente.

6 MATERIAIS E MÉTODOS

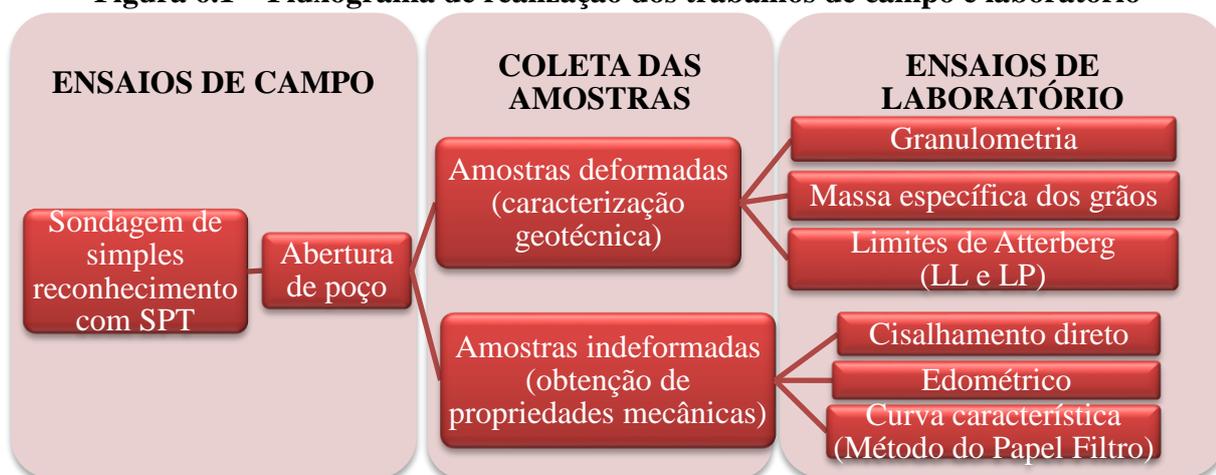
Neste capítulo serão apresentadas a caracterização geral e localização da área de pesquisa; os métodos utilizados para investigação do subsolo, coleta e preparação de amostras; bem como os ensaios executados em laboratório para a caracterização do perfil de interesse e os ensaios para avaliar seu comportamento.

No local de estudo foram realizadas uma sondagem de simples reconhecimento com SPT e a abertura de um poço para a coleta de amostras deformadas e indeformadas. As coordenadas de locação dos furos da sondagem e do poço foram obtidas por meio de georreferenciamento realizado com GPS. Finalizando-se a etapa dos trabalhos de campo, deu-se início ao programa de ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica e de obtenção propriedades mecânicas do perfil de solo.

Os ensaios de caracterização geotécnica compreenderam os procedimentos de: determinação do teor de umidade (ABNT NBR 6457:2016); granulometria por peneiramento e sedimentação, com uso de solução defloculante de hexametáfosfato de sódio (ABNT NBR 7181:2016); determinação da massa específica dos grãos (ABNT NBR 6458:2016) e determinação dos Limites de Atterberg (ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016).

Os ensaios de determinação das propriedades mecânicas do solo consistiram em ensaios de cisalhamento direto (ASTM D3080:2011); edométricos (ASTM D2435:2011) e de obtenção da curva característica, utilizando-se o Método do Papel Filtro (ASTM D5298:2016). Na Figura 6.1, apresenta-se o fluxograma de realização dos trabalhos de campo e laboratório.

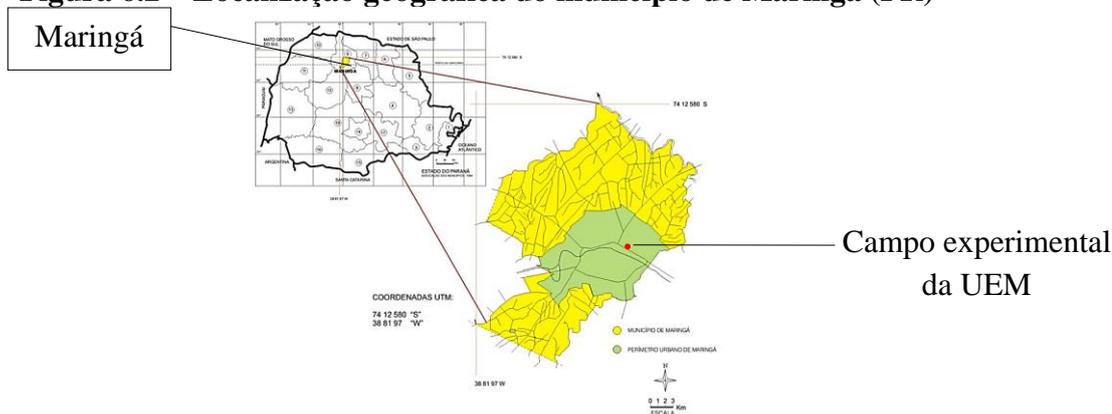
Figura 6.1 – Fluxograma de realização dos trabalhos de campo e laboratório



6.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo da pesquisa está localizada no Município de Maringá (PR), o qual possui extensão territorial de 487,013 km² (IBGE, 2019) e está situado entre os paralelos 23° 15' e 23° 34' S e os meridianos 51° 50' e 52° 06' W (PREFEITURA MUNICIPAL DE MARINGÁ, 2011), sendo indicada sua localização na Figura 6.2, dentro do território paranaense. Os ensaios de campo foram realizados no campo experimental da Universidade Estadual de Maringá. O furo de sondagem foi realizado o mais próximo possível do poço de coleta das amostras. As coordenadas georreferenciadas do furo de sondagem são 23°24'18.9''S e 51°55'59.7''W e do poço são 23°24'18.8''S e 51°55'59.6''W (Figura 6.3).

Figura 6.2 – Localização geográfica do município de Maringá (PR)



Fonte: Adaptado de Prefeitura do Município de Maringá (2011)

Figura 6.3 – Localização geográfica do poço e do furo de sondagem no Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá



Fonte: Google Maps (2019)

6.1.1 Relevo

O Estado do Paraná é formado por dois compartimentos geológicos denominados Escudo e Bacia do Paraná (Figura 6.4). Este último contempla os subcompartimentos Segundo e Terceiro Planalto Paranaenses, e abrange a maior parte do Estado com sua cobertura vulcânica e sedimentar (MINEROPAR, 2001).

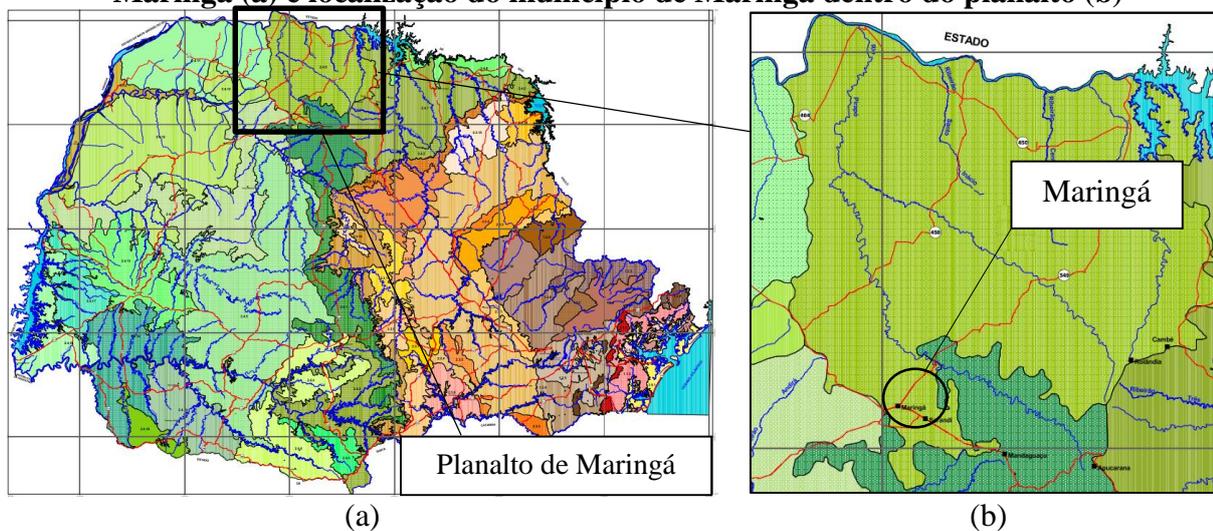
Figura 6.4 – Compartimentos geológicos do Estado do Paraná



Fonte: Mineropar (2001)

O município de Maringá está localizado no Planalto de Maringá (Figura 6.5a), o qual se trata de um subcompartimento geomorfológico do Terceiro Planalto Paranaense, que por sua vez pertence à Bacia do Paraná. O Terceiro Planalto Paranaense, cuja área aproximada é de 135000 km², ocupa 68% da área do Estado do Paraná, abrangendo suas regiões Norte, Nordeste, Centro-Oeste, Sudoeste e Centro-Sul (MAACK, 1968). Na Figura 6.5b, indica-se a localização do Planalto de Maringá e a locação do referido município dentro deste.

Figura 6.5 – Mapa Geomorfológico do Estado do Paraná: indicação do Planalto de Maringá (a) e localização do município de Maringá dentro do planalto (b)



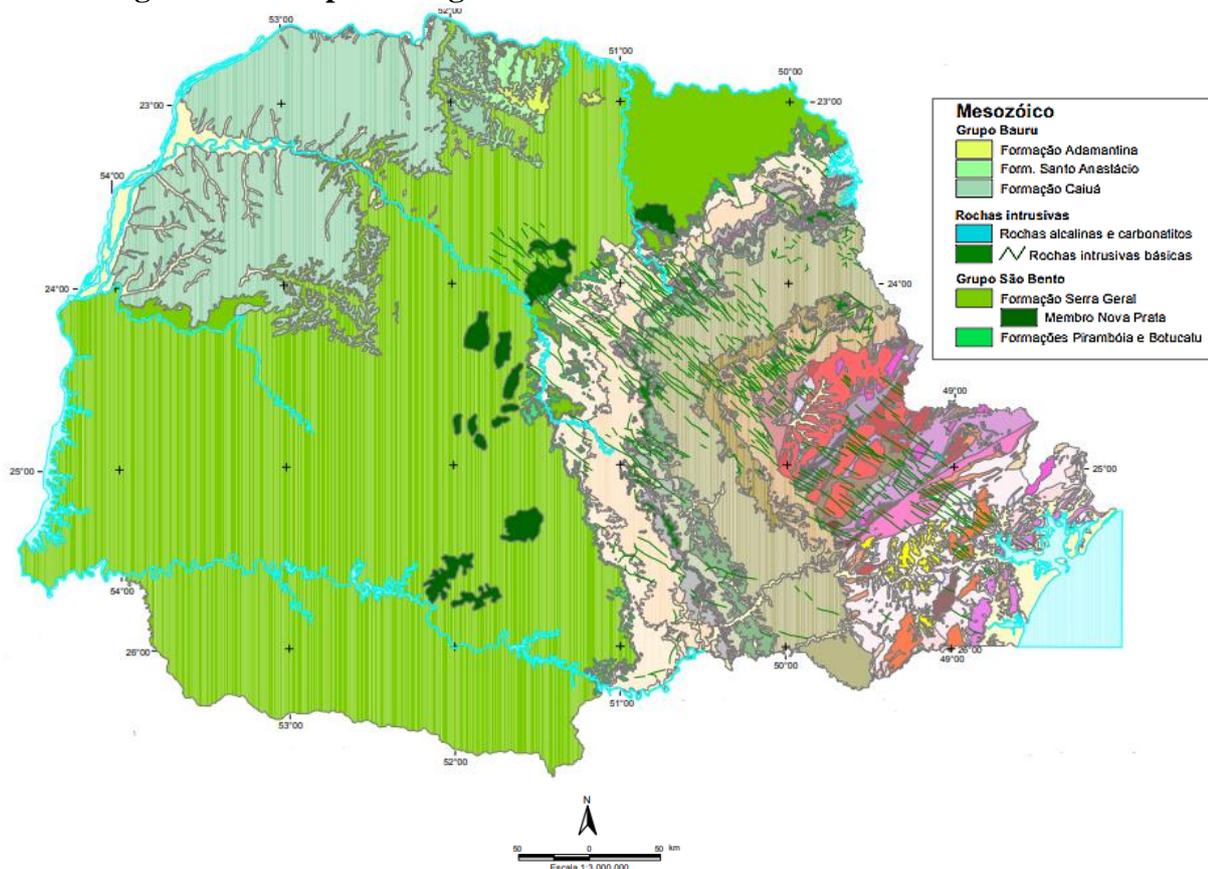
Fonte: Santos et al. (2006)

A sub-unidade morfoescultural Planalto de Maringá apresenta dissecação baixa e ocupa uma área de 8032 km². A classe de declividade predominante é menor que 6% em uma área de 4620,89 km². Quanto ao relevo, esta apresenta um gradiente de 540 m, com altitudes variando entre 260 (mínima) e 800 (máxima) metros acima do nível do mar. As formas predominantes são topos alongados e aplainados, vertentes convexas e vales em V, modeladas em rochas da Formação Serra Geral (MINEROPAR, 2006).

6.1.2 Aspectos geológicos

O Terceiro Planalto é formado por rochas vulcânicas de idade mesozoica da Formação Serra Geral, sendo recobertas por depósitos de sedimentos arenosos do período Cretáceo no Noroeste do Estado. A Formação Serra Geral é constituída por rochas vulcânicas efusivas básicas toleíticas com basaltos maciços e amigdaloides, afaníticos, cinzentos a pretos, raramente andesíticos. Essa formação rochosa é resultante de derrames de vulcanismo de fissura continental (Figura 6.6) (MINEROPAR, 2001; 2006).

Figura 6.6 – Mapa Geológico do Terceiro Planalto do Estado do Paraná



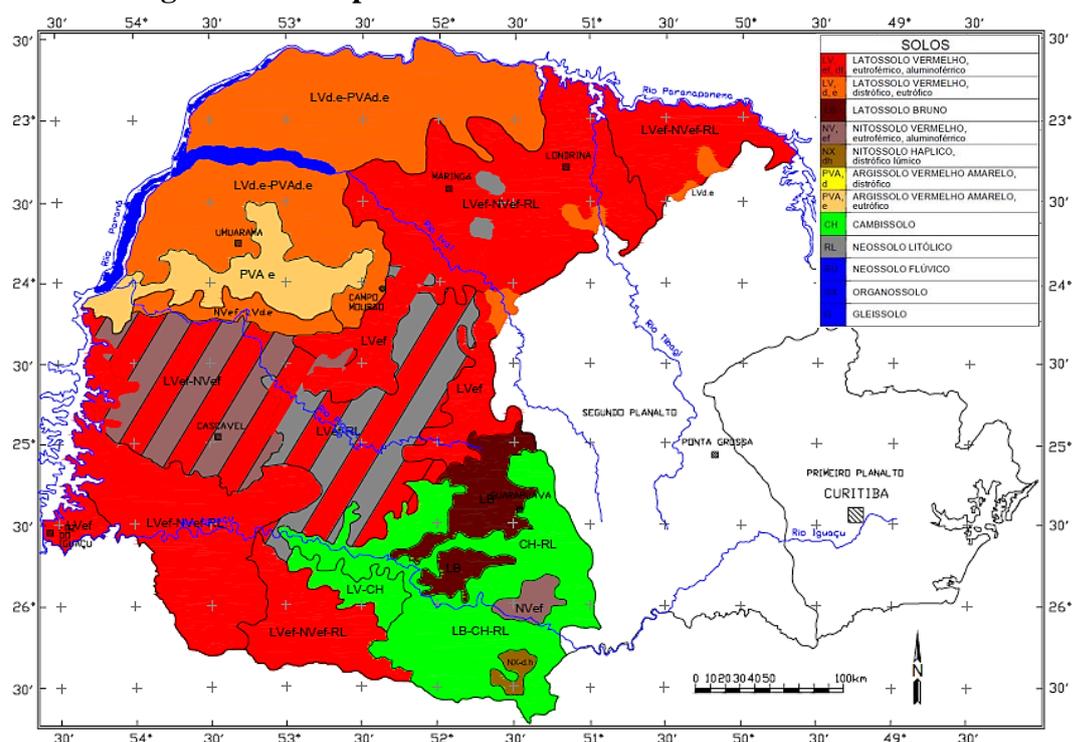
Fonte: Adaptado de MINEROPAR (2001)

O Terceiro Planalto Paranaense (ou Planalto Arenito-Basáltico) corresponde ao grande derrame mesozoico de rochas eruptivas básicas, sendo associado, na parte Noroeste, às rochas areníticas do Grupo Bauru. Contempla aproximadamente 2/3 do território paranaense, desenvolvendo-se como um conjunto de relevos planálticos, com inclinação geral para Oeste-Noroeste, subdivididos pelos principais afluentes do rio Paraná (SANTOS ET AL., 2006).

6.1.3 Aspectos pedológicos

Nakashima e Nóbrega (2003) apresentam um mapa esquemático de solos do Terceiro Planalto do Paraná (Figura 6.7), o qual se apresenta compatível com a classificação mais recente de solos, desenvolvida pela Embrapa (2018), nos níveis categóricos apresentados (Ordem, Subordem e Grandes Grupos).

Figura 6.7 – Mapa de solos do Terceiro Planalto Paranaense

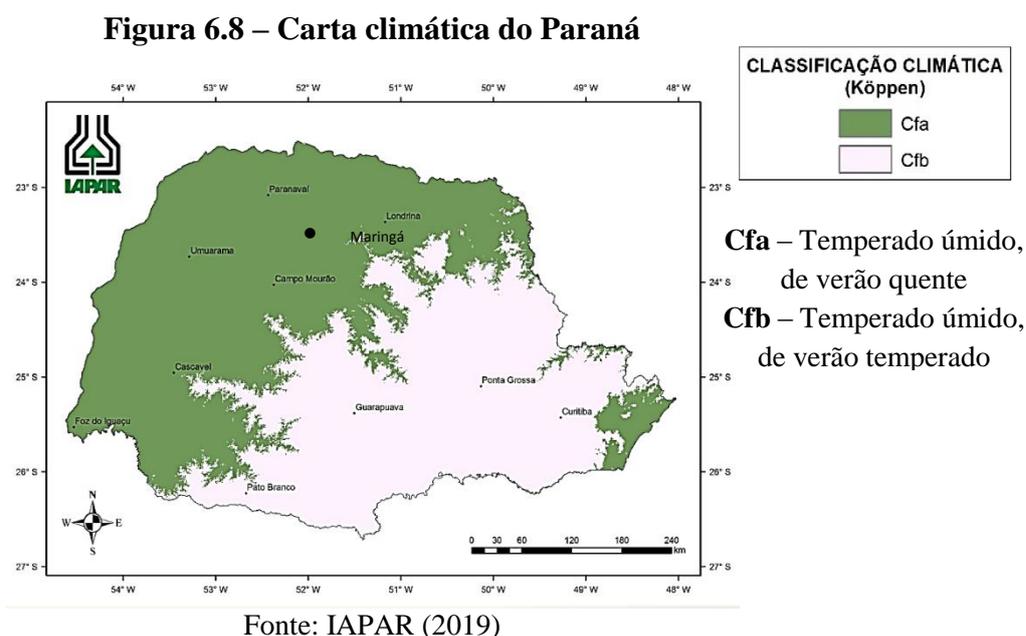


Fonte: Nakashima e Nóbrega (2003)

Conforme se observa na Figura 6.7, a cidade de Maringá está localizada em uma região com solos predominantemente do tipo Latossolo Vermelho Eutroférico e Nitossolo Vermelho Eutroférico. No Planalto de Maringá, predominam Latossolos Vermelhos no topo e no terço superior das vertentes, e Nitossolos nos terços médio e inferior, sendo associados a relevo com baixa declividade (SILVEIRA ET AL., 2008; NAKASHIMA, NÓBREGA, 2003).

6.1.4 Clima

Conforme Maack (1968), por meio da classificação de Köppen-Geiger (1928), o clima de Maringá é classificado como temperado úmido, ou mesotérmico, de verão quente (do tipo Cfa). Segundo o IAPAR (2019), trata-se da classificação climática mais conhecida e utilizada, baseando-se na correlação entre clima e vegetação. Na Figura 6.8, apresenta-se a carta climática do Paraná, segundo esta classificação.



O clima Cfa, conforme Köppen-Geiger (1928), é definido como mesotérmico, cujas características são: temperatura média no mês mais frio inferior a 18°C; temperatura média no mês mais quente superior a 22°C. Quanto à umidade, o clima é úmido, com ocorrência de precipitação em todos os meses do ano (concentração de chuvas nos meses de verão) e inexistência de estação seca definida.

De acordo com o Atlas Climático do Paraná, desenvolvido pelo IAPAR (2019), tem-se a variação dos valores de temperaturas (máxima, média e mínima), umidade relativa e precipitação para as estações do ano verão e inverno, sendo apresentados na Tabela 6.1. O Atlas Climático do Estado do Paraná é uma publicação de atualização das normais climatológicas de diversos elementos meteorológicos, o qual foi elaborado por meio do levantamento de banco de dados de estações meteorológicas e pluviométricas do Instituto Agrônomo do Paraná – IAPAR, do Sistema Meteorológico do Paraná – SIMEPAR e do Instituto das Águas do Paraná.

Tabela 6.1 – Características climáticas do Paraná

Estação	Variação				
	Temperaturas (°C)			Umidade relativa (%)	Precipitação (mm)
	Mínima	Média	Máxima		
Verão	20,1 - 21,0	24,1 - 25,0	30,1 - 31,0	75,1 – 80,0	500 - 600
Inverno	13,1 - 14,0	18,1 - 19,0	25,1- 26,0	65,1 – 70,0	200 - 300

6.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E AMOSTRAGEM

O programa de investigação geotécnica da presente pesquisa consistiu na execução de uma sondagem de simples reconhecimento com SPT e na escavação de um poço próximo ao furo da referida sondagem para retirada de amostras deformadas e indeformadas, visando a determinação das propriedades físicas e mecânicas do solo ao longo do perfil investigado. Os resultados da sondagem e caracterização das propriedades serão apresentados no Item x, que tratará dos Resultados e Discussões.

6.2.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

Realizou-se a sondagem de simples reconhecimento com SPT no Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá, conforme as recomendações da ABNT NBR 6484:2001, a qual apresenta as diretrizes para a execução do ensaio. O resultado foi apresentado na forma de perfil do subsolo, constituído pelos diferentes tipos de solos em suas respectivas profundidades de ocorrência, posição do nível de água subterrâneo e índice de resistência à penetração do amostrador (N_{SPT}), a cada metro de avanço da perfuração.

Durante a execução da sondagem, coletaram-se amostras deformadas de solo, por meio do amostrador-padrão, a cada metro, ou por meio do trado, conforme se verificou mudança de material em profundidades intermediárias. Nesta ocasião, foram coletadas duas amostras deformadas por profundidade, as quais foram identificadas, seladas e acondicionadas em local fresco e com sombra, sendo mantidas em uma caixa de isopor até serem levadas ao laboratório, o mais rápido possível. Um dos recipientes recebeu o solo colhido do bico do amostrador, para ser utilizado na determinação do teor de umidade, enquanto o outro recebeu o solo coletado do corpo do amostrador, para a realização da análise visual-tátil.

O nível d'água foi encontrado a 16,32 m. O ensaio foi interrompido aos 17,00 m, não sendo utilizada a circulação de água. Optou-se por não realizar a escavação com circulação da água uma vez que foi prevista a execução de um poço próximo ao furo de sondagem para a

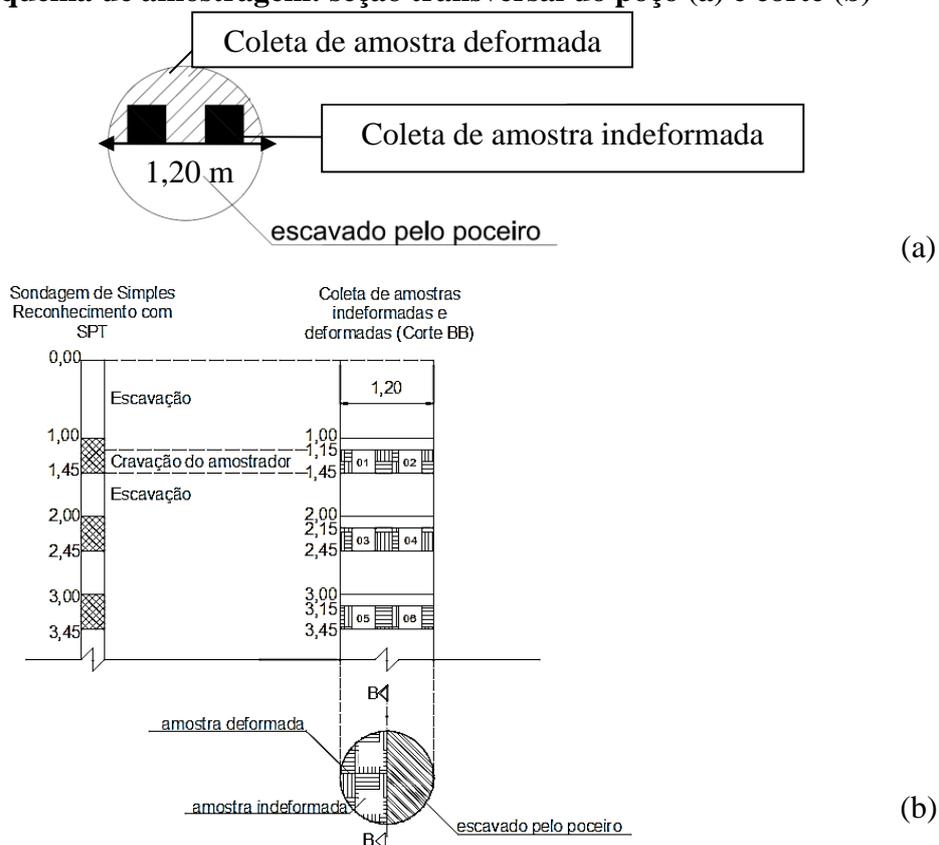
coleta de amostras. Assim sendo, a água necessária ao procedimento poderia alterar a umidade natural do solo, o que não era desejável.

6.2.2 Amostragem

A coleta de amostras foi realizada por meio da abertura de um poço, executado próximo ao furo de sondagem de simples reconhecimento com SPT, realizado anteriormente, em conformidade com a ABNT NBR 9604:2016. Com base no resultado da sondagem, optou-se por realizar a escavação do poço na camada de solo evoluído, compreendendo 8,45 m de profundidade e seção transversal circular de 1,20m de diâmetro.

Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas a cada metro do perfil e, baseando-se no resultado da sondagem de simples reconhecimento, escolheram-se as profundidades de 2 a 8 metros para serem analisadas (Figura 6.9a). As profundidades de retirada das amostras também foram escolhidas com base na sondagem, sendo estas o mais próximo possível dos 30 cm finais, quando da cravação dos 45 cm do amostrador-padrão do SPT, conforme se apresenta na Figura 6.9b. As caixas para a coleta das amostras têm arestas de 30 cm (caixa grande).

Figura 6.9 – Esquema de amostragem: seção transversal do poço (a) e corte (b)



Para realizar a coleta das amostras, primeiramente, o poceiro escavou metade da área da seção transversal do poço, aprofundando a escavação em 0,60 m abaixo da profundidade de referência (Figura 6.10).

Figura 6.10 – Desnível escavado para a retirada de amostras deformadas e indeformadas

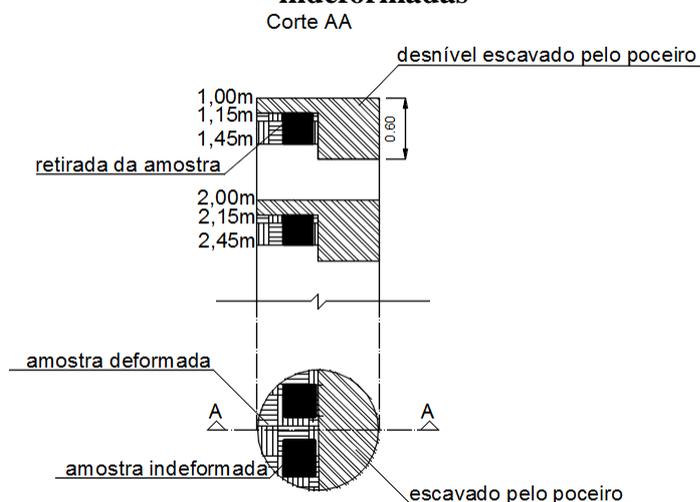


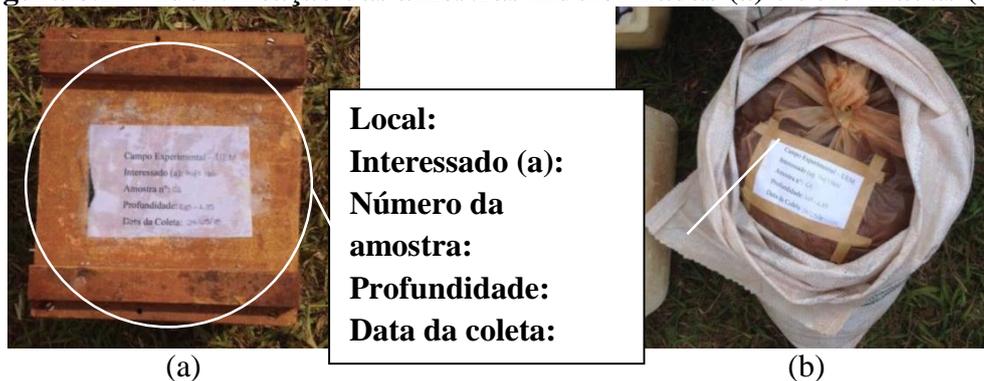
Figura 6.11, detalha-se a talhagem do bloco realizada pelo técnico após a escavação do poceiro.

Figura 6.11 –Etapas para a coleta de amostra indeformada



A base da caixa foi devidamente selada e parafusada, e no topo da amostra foi inserida uma nova etiqueta de identificação (Figura 6.12a). A coleta de amostras deformadas foi realizada por meio de vangas, sendo identificadas e devidamente acondicionadas em sacos plásticos até serem levadas ao laboratório, no menor tempo possível (Figura 6.12b).

Figura 6.12– Identificação das amostras indeformadas (a) e deformadas (b)



6.3 FLUXOGRAMA DOS ENSAIOS, MATERIAIS E PROCEDIMENTOS

Na Figura 6.13, exibe-se o fluxograma dos ensaios de caracterização geotécnica, os quais compreenderam os procedimentos de: determinação do teor de umidade (ABNT NBR 6457:2016); granulometria por peneiramento e sedimentação, com uso de solução defloculante de hexametáfosfato de sódio (ABNT NBR 7181:2016); determinação da massa específica dos grãos (ABNT NBR 6458:2016) e determinação dos Limites de Atterberg (LL e LP) (ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016).

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de determinação das propriedades mecânicas foram talhados diretamente das amostras indeformadas. Apresenta-se, na Figura 6.14, o fluxograma destes ensaios, contemplando desde a talhagem dos corpos de prova até a execução dos ensaios.

Figura 6.13 – Fluxograma dos ensaios de caracterização geotécnica

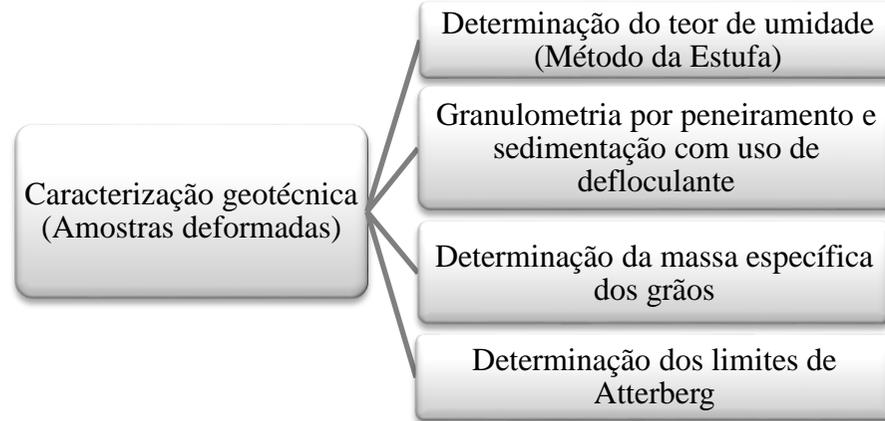
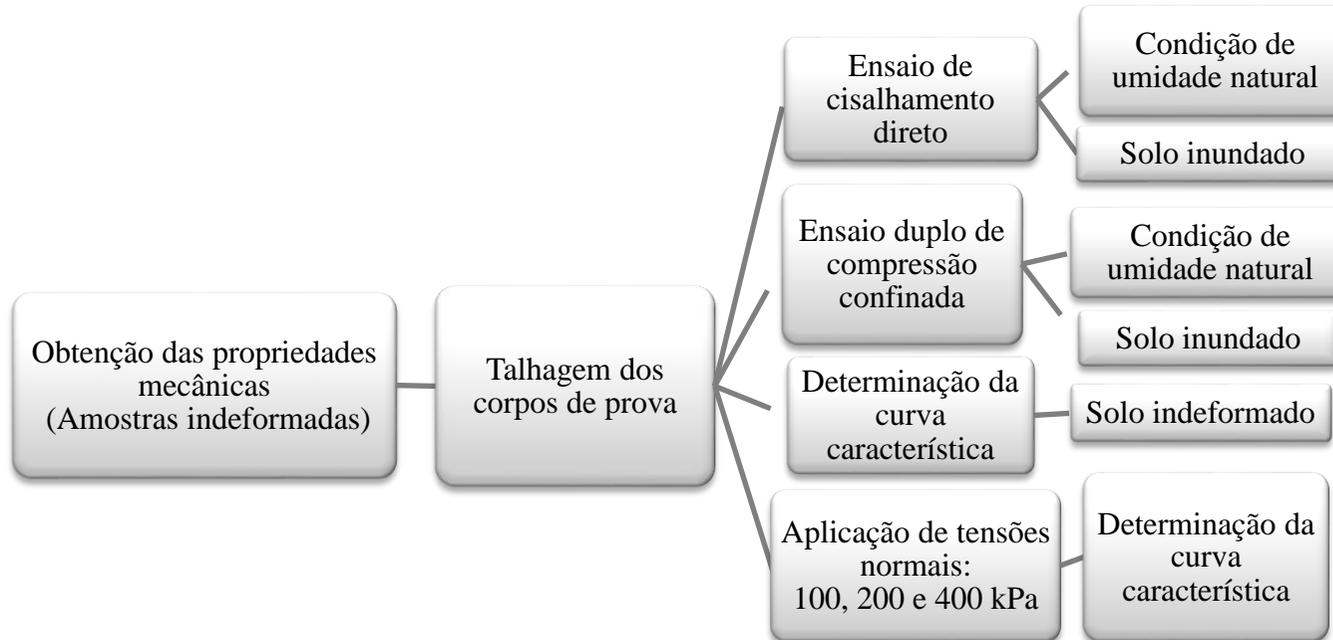


Figura 6.14 – Fluxograma dos ensaios de obtenção das propriedades mecânicas



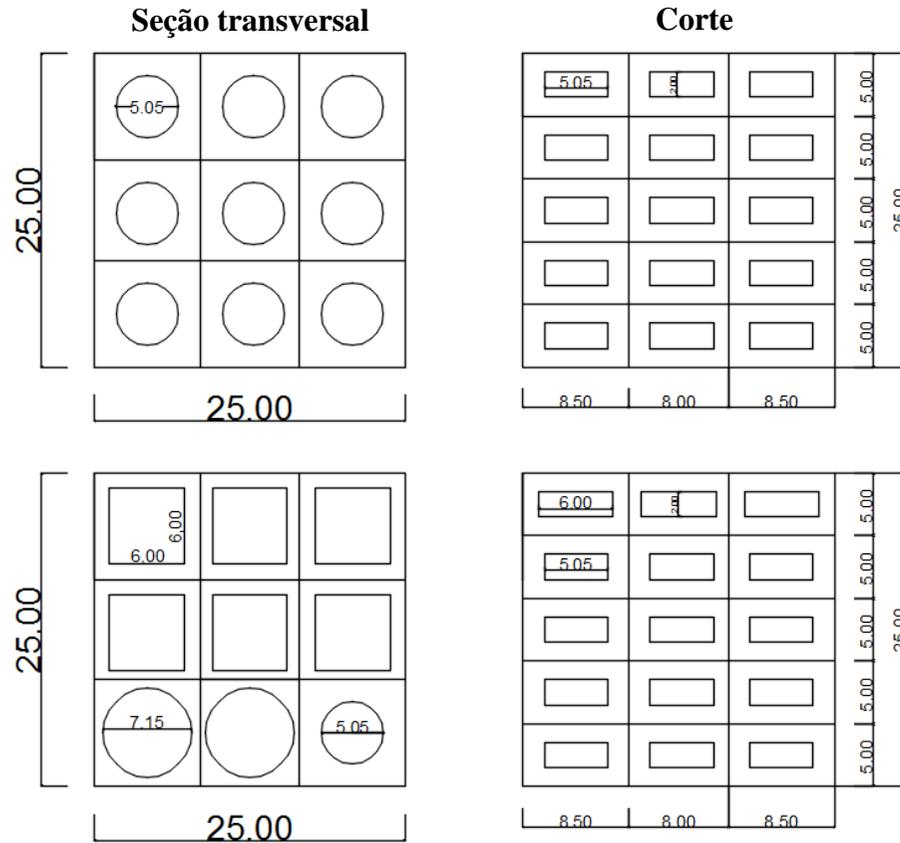
Uma vez definidos os ensaios pertinentes à pesquisa e as profundidades das amostras utilizadas nesses ensaios, fez-se necessário elaborar um programa de ensaios, quantificando o número de corpos de prova necessários a estes. Na Tabela 6.2, apresenta-se a programação dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas com o quantitativo de corpos de prova necessários para cada ensaio. Considerou-se que seriam selecionadas as profundidades de 3 m e 6 m para a realização dos ensaios de determinação da curva característica, contabilizando-se 10 pontos para a obtenção de cada curva. A escolha de tais profundidades foi realizada com base na sondagem, sendo os solos de 3 m e 6 m representativas de 2 conjuntos de materiais, com valores de N próximos de 2 e 4.

Tabela 6.2 – Quantitativo dos corpos de prova para a realização dos ensaios de obtenção das propriedades mecânicas

Ensaio	Condição de umidade	Prof. (m)	Tensão aplicada (kPa)	Quantidade de corpos de prova	Total
Cisalhamento direto (ASTM D3080:2011)	Natural	2, 3, 4,	100; 200; 400	18	36
	Inundada	5, 6 e 7		18	
Edométrico duplo (ASTM D2435:2011)	Natural	2, 3, 4,	12,5; 25; 50; 100;	6	12
	Inundada	5, 6 e 7	200; 400; 800; 1.600	6	
Determinação da curva característica pelo Método do Papel Filtro (ASTM D2598:2016)	Natural	3; 6	Condição indeformada 100, 200 e 400	40	80
	Inundada			40	
Total de corpos de prova:					128

Levando-se em consideração a limitação de quantidade das amostras indeformadas, para as profundidades que foram previstos mais ensaios (3 e 6 m), foi feito um planejamento da talhagem dos corpos de prova de acordo com a Figura 6.15. Entende-se que, inevitavelmente, ocorreram perdas em razão da quebra do solo durante a talhagem dos corpos de prova, devido ao solo apresentar algumas partes mais rígidas, dificultando a talhagem. Além do mais, em cada fechamento de bloco, após sua utilização, ocorreram perdas de solo pelo contato do solo da parede exposta com a parafina utilizada para selar as laterais das amostras. Desta forma, a espessura de solo considerada contaminada pela parafina (1,5 a 2 cm) foi escavada a cada nova abertura da amostra.

Figura 6.15 – Planejamento da talhagem dos corpos de prova



45 corpos de prova; $d=5,05$ cm (Sucção)

2 corpos de prova; $d=7,15$ cm (Edométrico duplo)

6 corpos de prova; $L=6$ cm (Cisalhamento direto)

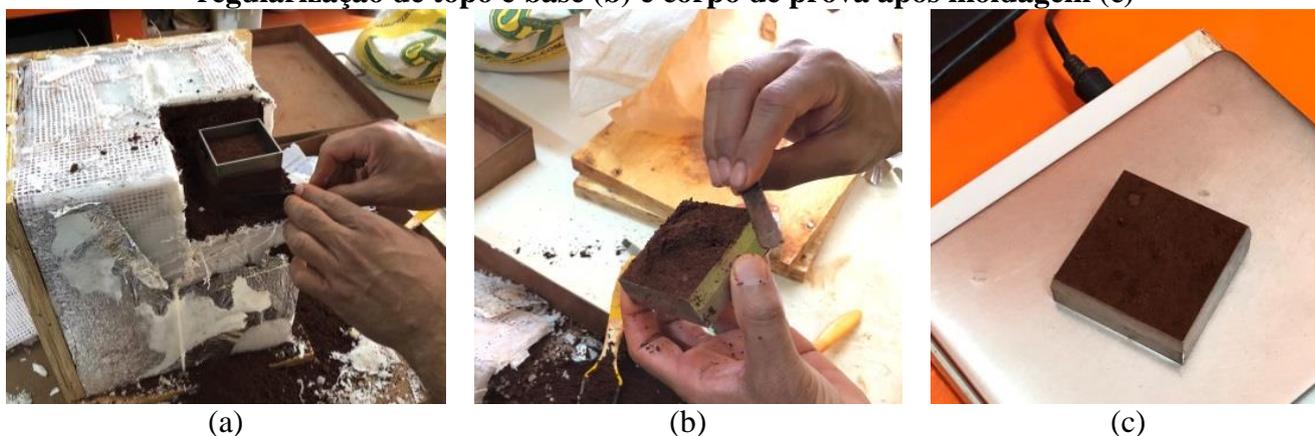
6.3.1 Talhagem dos corpos de prova

A talhagem de corpos de prova a partir de amostras indeformadas exigiu cuidados extremos, de modo a prevenir distúrbios na estrutura natural do solo. Para tanto, utilizou-se um aparador (ou anel de corte), o qual foi cravado na amostra, fazendo com que o corpo de prova adquirisse dimensões compatíveis com o molde. O topo e a base do corpo de prova foram regularizados, de modo que este ocupou exatamente o volume do anel, com suas superfícies sendo planas e paralelas. O solo escavado excedente da talhagem, adjacente ao corpo de prova, foi coletado e inserido em uma cápsula para a determinação do teor de umidade natural do solo.

O método utilizado para determinação da umidade foi o Método da Estufa, no qual a cápsula com solo úmido excedente da talhagem foi levada a estufa a 110°C por, no mínimo, 24 horas para secagem e posterior determinação da massa do solo seco + cápsula. O teor de umidade é definido pela razão entre a massa de água e a massa de solo seco, dada em porcentagem (ABNT NBR 6457:2016).

Para a talhagem dos corpos de prova no ensaio de cisalhamento direto, utilizou-se um aparador quadrado (Figura 6.16). Conforme a ASTM D3080:2011, a largura mínima para corpos de prova quadrados deve ser de 5 cm ou 10 vezes o diâmetro máximo das partículas, o que for maior. A altura mínima inicial do corpo de prova deve ser o maior valor entre 1,3 cm ou 6 vezes o diâmetro máximo das partículas. A razão mínima entre a largura e a espessura do corpo de prova deve ser 2,00.

Figura 6.16 – Procedimento de talhagem do corpo de prova: cravação do aparador metálico (a), regularização de topo e base (b) e corpo de prova após moldagem (c)



Os corpos de prova quadrados possuíam dimensões de 6 x 6 cm (medidas internas do aparador metálico), com altura de 2 cm, correspondendo à razão largura/espessura de 3. Assim, a área superficial do corpo de prova foi de 36 cm² e seu volume, 72 cm³.

Para a talhagem dos corpos de prova dos ensaios edométricos, utilizou-se um aparador circular. Conforme a ASTM D2435:2011, a altura mínima do corpo de prova deve ser o maior valor entre 12 mm e 10 vezes o máximo diâmetro das partículas. O diâmetro mínimo do corpo de prova deve ser de 50 mm e a razão mínima entre o diâmetro e a altura do corpo de prova deve ser 2,50.

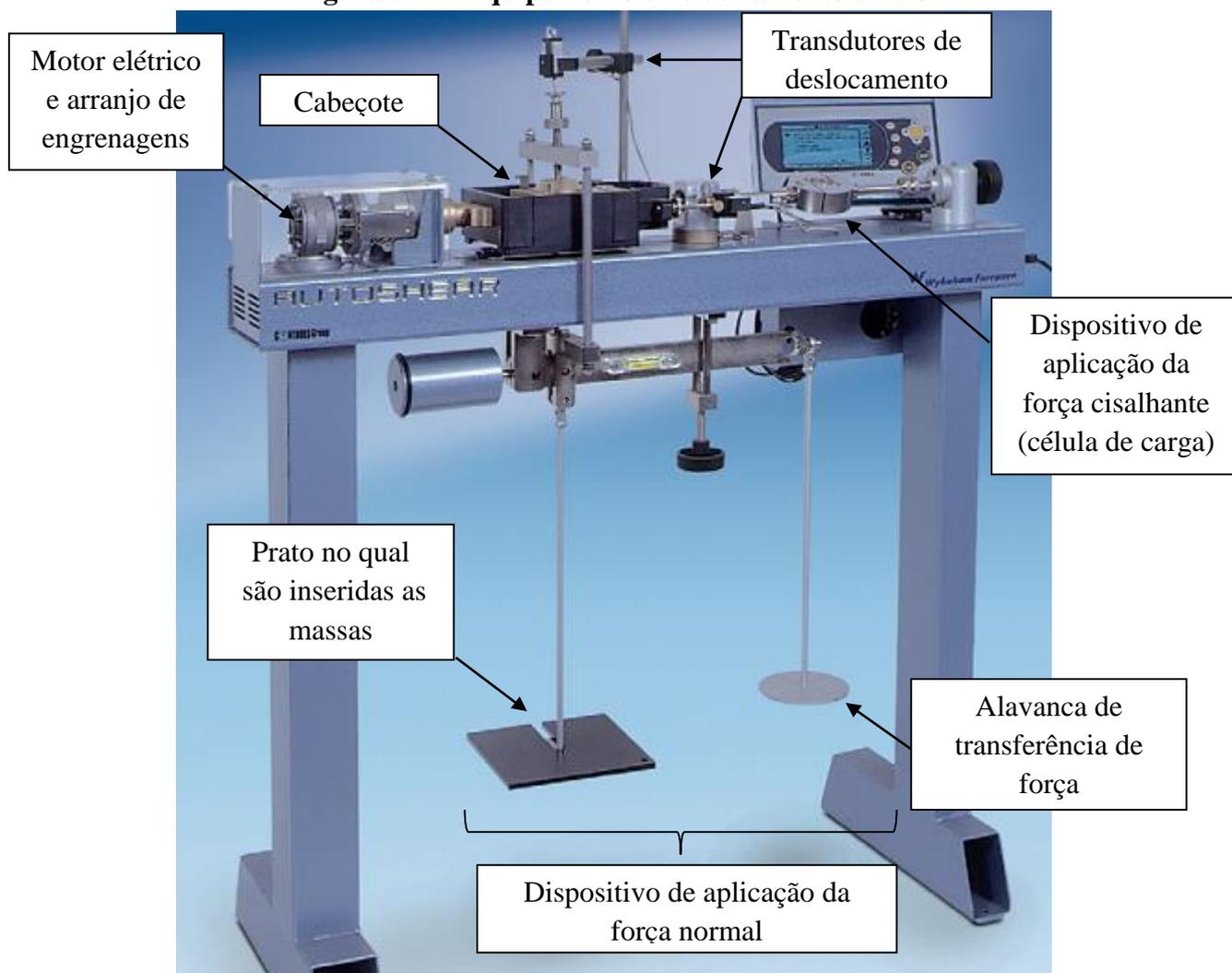
Os corpos de prova utilizados nos ensaios edométricos duplos foram talhados com anéis de 7,15 cm de diâmetro interno e 2 cm de altura, apresentando uma relação diâmetro/altura de 3,58. Já os corpos de prova pertinentes aos ensaios edométricos realizados para a obtenção da curva característica com a utilização do papel filtro, por sua vez, foram talhados em anéis metálicos com diâmetro interno médio de 5,06 cm e 1,99 cm de altura, cuja relação diâmetro/altura foi de 2,54.

Utilizaram-se ainda, para os ensaios de determinação da curva característica com amostras indeformadas, corpos de prova com diâmetro interno médio de 4,84 cm e altura de 2,85 cm.

6.3.2 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto, conforme as prescrições da referida norma, foram conduzidos em um equipamento do modelo *AUTOSHEAR 27-WF2160* (Figura 6.17), com controle digital da velocidade de cisalhamento e sistema de aquisição de dados automático. Os corpos de prova foram talhados a partir das amostras indeformadas coletadas das profundidades do perfil de solo evoluído (2 a 8 m), nas condições de solo com umidade natural e inundado.

Figura 6.17 – Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Wykeham Farrance (2018)

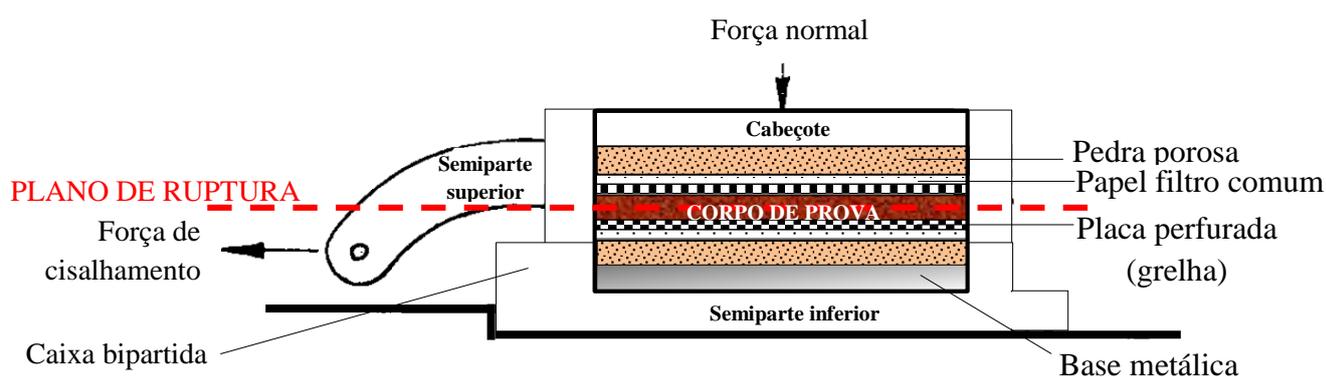
A aplicação da força normal pelo equipamento ao corpo de prova foi realizada por meio de massas inseridas sobre um prato, sendo o peso destas transferido para o cabeçote e, conseqüentemente, para o corpo de prova, obtendo os níveis de tensão normal previstos no programa de ensaios. Acima do cabeçote, instalou-se um transdutor de deslocamento, realizando a medição das variações de altura do corpo de prova. O equipamento também possuía uma alavanca de transferência de força com fator multiplicativo de 10, proporcionando a aplicação do peso equivalente a dez vezes o valor do peso real inserido.

O dispositivo de aplicação de força horizontal do equipamento (célula de carga) aplicou uma força de cisalhamento a uma taxa de deformação uniforme, sendo esta calculada conforme as características de adensamento do material ensaiado. A taxa de deslocamento foi mantida por um motor elétrico e um arranjo de engrenagens e a força de cisalhamento foi determinada por um dispositivo indicador de força.

6.3.2.1 Montagem do ensaio

Após a realização da talhagem do corpo de prova, este foi retirado do aparador e introduzido na caixa bipartida, juntamente ao conjunto de peças componentes do ensaio (base metálica, pedra porosa, papel filtro e placa perfurada) (Figura 6.18).

Figura 6.18 – Montagem do ensaio



6.3.2.2 Adensamento unidimensional (1ª etapa)

Aplicou-se a carga normal desejada ao corpo de prova (100, 200 ou 400 kPa), registrando-se as leituras de deformação no tempo decorrido. A aquisição de dados foi configurada de modo que o equipamento realizasse as leituras a cada 18 segundos. A conclusão do adensamento primário, conforme as prescrições da ASTM D2435:2011, foi verificada antes de se prosseguir à etapa de cisalhamento. Após as deformações se estabilizarem, caracterizando o adensamento primário, finalizou-se a primeira etapa do ensaio.

Elaborou-se uma curva de adensamento pelo método de Taylor (raiz quadrada do tempo *versus* altura do corpo de prova), necessária ao cálculo da velocidade de cisalhamento.

6.3.2.3 Execução do cisalhamento direto (2ª etapa)

Após a conclusão da etapa de adensamento primário, calculou-se a velocidade de cisalhamento com base na curva de adensamento. Utilizando-se o método de Taylor (curva de deslocamento vertical *versus* raiz quadrada do tempo), determinou-se o t_{50} , sendo este o tempo requerido para o corpo de prova atingir 50% do adensamento sob a ação do incremento máximo

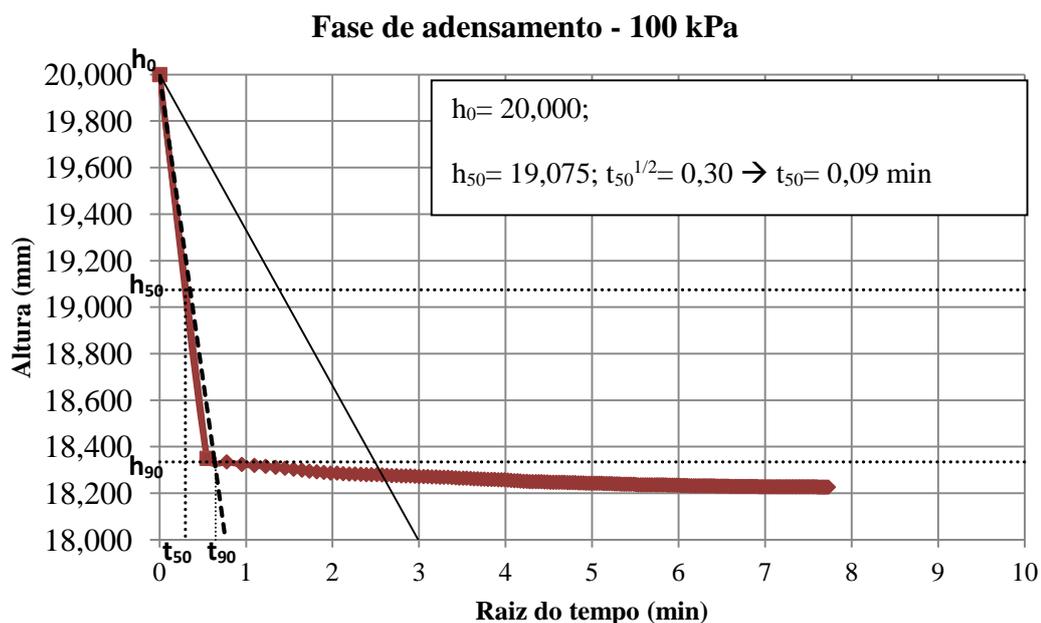
de tensão normal. A partir do tempo t_{50} , estimou-se o tempo requerido do começo do ensaio até a ruptura, pela Equação 6.1.

$$t_f = 50t_{50} \quad (6.1)$$

Em que: t_f : tempo total estimado para a ruptura;
 t_{50} : tempo requerido para o corpo de prova atingir 50% do adensamento sob a ação do incremento máximo de tensão normal.

O primeiro ensaio de cisalhamento direto foi executado na amostra de 3 m de profundidade, na umidade natural do solo, com uma tensão vertical aplicada de 100 kPa. Na Figura 6.19, apresenta-se a curva de raiz do tempo (min) *versus* altura do corpo de prova (mm), para o incremento de 100 kPa.

Figura 6.19 – Aplicação do Método de Taylor para a fase de adensamento do ensaio de cisalhamento direto (Profundidade de 3m, 100 kPa, umidade natural do solo)



Aplicou-se a Equação 6.1, obtendo-se o tempo total estimado para a ruptura (t_f).

$$t_f = 50t_{50} = 50 * 0,09 = 4,5 \text{ min}$$

Para se obter a velocidade (taxa) de cisalhamento, estimou-se o deslocamento horizontal relativo requerido para a ruptura do corpo de prova. Este deslocamento, conforme a ASTM D3080:2011, depende de muitos fatores, incluindo o tipo do material e o histórico de tensões.

Na falta de experiência relativa às condições de ensaio, como guia, a referida norma recomenda que o deslocamento horizontal relativo na ruptura (d_f) seja estimado em 10 mm, se o material consistir em um solo de granulometria fina, sendo normal ou levemente adensado. Caso contrário, recomenda-se $d_f = 5$ mm. Assim sendo, a taxa de deslocamento apropriada pode ser determinada pela Equação 6.2.

$$R_d = \frac{d_f}{t_f} \quad (6.2)$$

Em que: R_d : taxa de deslocamento [mm/min];
 d_f : deslocamento horizontal relativo estimado na ruptura [mm].

Adotando-se $d_f = 10$ mm (solo de granulometria fina), a taxa de deslocamento (R_d) foi determinada.

$$R_d = \frac{10}{4,5} = 2,22 \text{ mm/min}$$

De acordo com os dados obtidos na fase de adensamento, a taxa de deslocamento de 2,22 mm/min poderia ser adotada. No entanto, optou-se por se utilizar uma taxa de deslocamento bem mais lenta, de 0,1 mm/min, para garantir a dissipação das poropressões, e, por consequência, assegurar a ocorrência de tensões efetivas no momento da ruptura. A fase de adensamento, para o restante dos ensaios executados nos solos das demais profundidades ensaiadas apresentou comportamento semelhante, de rápido adensamento, com tempos semelhantes ao exemplo apresentado estimados para a ruptura. Assim sendo, a taxa de deslocamento de 0,1 mm/min adotada contemplou com segurança a dissipação das poropressões em todos os ensaios realizados.

Selecionada a taxa de deslocamento e ajustados os parâmetros no visor do equipamento, criou-se um novo bloco de armazenamento de dados e, em seguida, acionou-se o botão *ENT* para iniciar o ensaio. Desta forma, realizaram-se leituras de dados de tempo, de deslocamentos horizontais e verticais, bem como da força de cisalhamento no intervalo de deslocamento desejado. Após atingir a ruptura, o ensaio foi cessado e, por meio de um comando, a caixa bipartida retornou ao ponto de origem do ensaio, para ser retirada da caixa de cisalhamento. Ao término do ensaio, os dados gravados foram transferidos para um computador conectado ao

equipamento de cisalhamento. O corpo de prova foi retirado da caixa bipartida, determinando-se, em seguida, seu teor de umidade.

A ASTM D3080:2011 considera o estado de ruptura quando a máxima tensão de cisalhamento é obtida ou, na ausência de pico, a tensão de cisalhamento correspondente a um deslocamento horizontal relativo de 10%. O deslocamento horizontal relativo consiste na razão, em porcentagem, do deslocamento horizontal e do diâmetro ou dimensão lateral do corpo de prova na direção do cisalhamento.

Nos ensaios realizados, os solos de todas as profundidades apresentaram comportamento plástico, com ausência de tensão de cisalhamento de pico, tanto para a condição natural quanto para a condição inundada. Assim sendo, as tensões de ruptura foram convencionadas como aquelas correspondentes a um deslocamento horizontal de 10%. Os ensaios foram conduzidos até, aproximadamente, o deslocamento horizontal máximo do equipamento (12 mm), o que correspondeu a um deslocamento horizontal relativo de 20%, considerando-se que o corpo de prova possuía aresta de 60 mm.

6.3.2.4 Condições de umidade

Foram previstos ensaios em condições de umidade natural do solo e inundada. Assim sendo, para os corpos de prova ensaiados na condição inundada, executou-se primeiramente a fase de adensamento na umidade natural e, quando foi verificada a estabilização das deformações, preencheu-se a caixa de cisalhamento com água, procedendo-se a uma nova fase de adensamento e, posteriormente, o cisalhamento. O objetivo foi verificar a variabilidade dos parâmetros de cisalhamento considerando as condições de umidade sazonais.

6.3.3 Ensaio edométrico

Os ensaios edométricos duplos foram conduzidos em um conjunto sistema de aplicação de carga e célula de adensamento (Figura 6.20). No ensaio edométrico duplo, dois corpos de prova talhados de uma mesma amostra, com características similares, foram ensaiados simultaneamente até a aplicação da tensão de 1600 kPa, sendo descarregados em seguida. Um dos corpos de prova foi ensaiado com teor de umidade natural e o outro foi inundado na fase inicial do ensaio, após a aplicação de uma tensão de assentamento (6,25 kPa). Para manter a umidade natural dos corpos de prova ensaiados sem inundação ou até o momento da inundação,

envolveu-se a célula de adensamento com filme transparente de PVC após a montagem desta (Figuras 6.21a e 6.21b).

Figura 6.20– Conjunto sistema de aplicação de carga e célula de adensamento

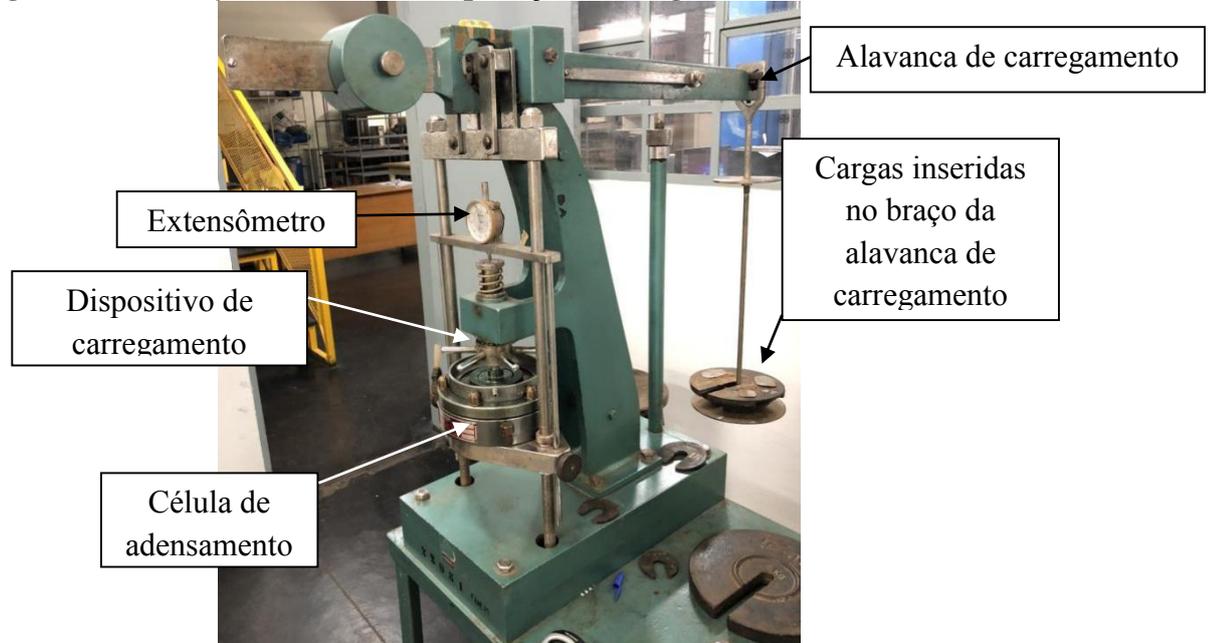
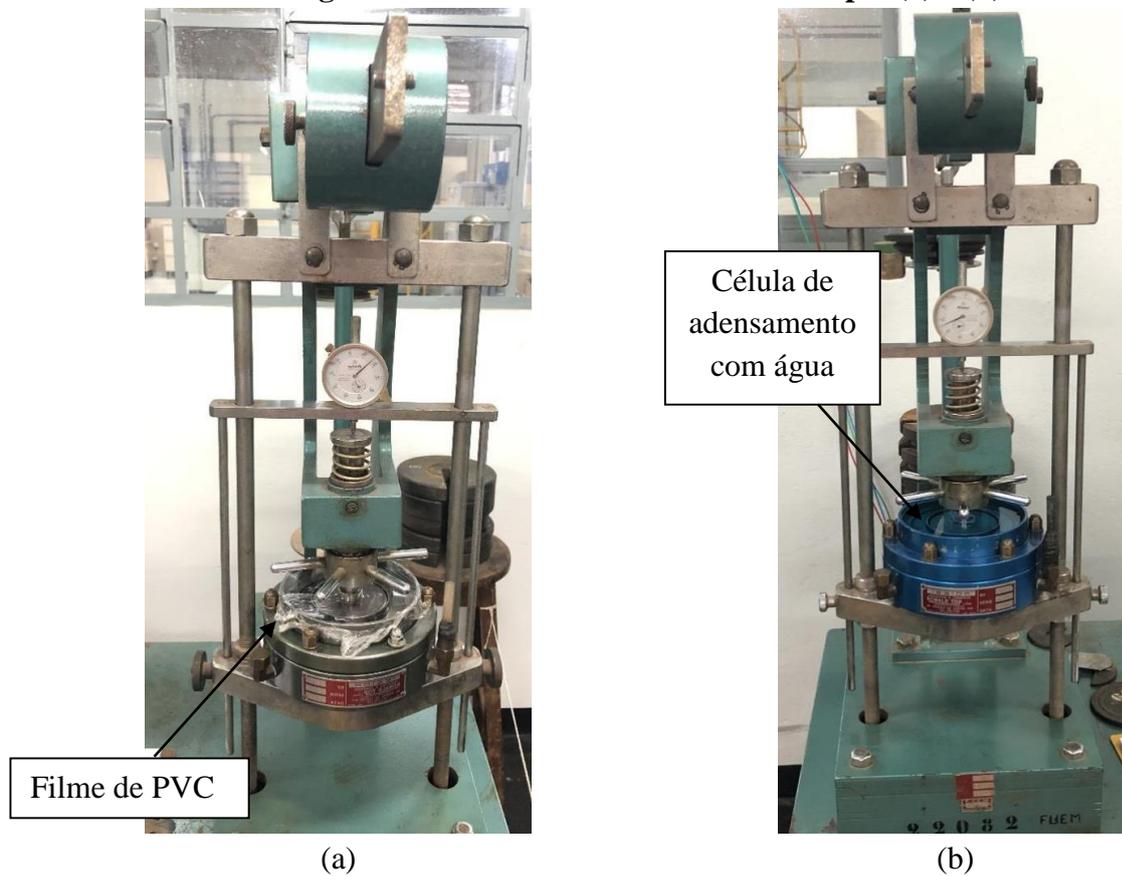


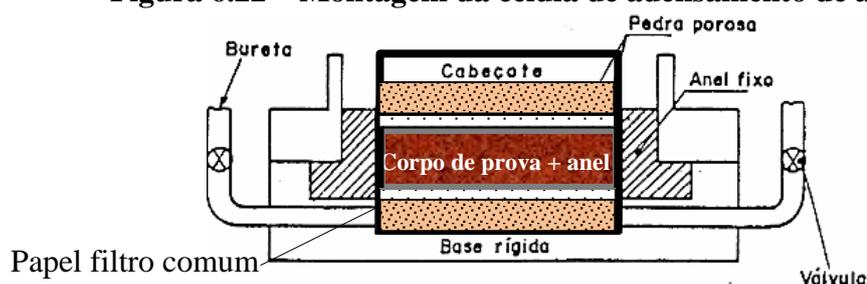
Figura 6.21 – Ensaio de adensamento duplo (a) e (b)



6.3.3.1 Montagem do equipamento

Após a talhagem do corpo de prova, o conjunto formado pelo corpo de prova e anel metálico foi introduzido em uma célula de adensamento do tipo anel fixo (Figura 6.22) Para prevenir a entrada de material nos poros da pedra porosa, utilizou-se papel filtro comum, o qual foi colocado entre a pedra porosa e o corpo de prova, em cada face deste.

Figura 6.22 – Montagem da célula de adensamento de anel fixo



Fonte: Adaptado de Belincanta (1992)

6.3.3.2 Inundação dos corpos de prova

Inicialmente, aplicou-se uma tensão de assentamento aos corpos de prova que seriam ensaiados concomitantemente, sendo esta de 6,25 kPa, com ambos em umidade natural. Foram feitas leituras nos tempos pré-estabelecidos, até a estabilização das deformações. Quando se atingiu a estabilização, preencheu-se uma das células de adensamento com água, realizando-se as leituras da mesma forma e aguardando-se, novamente, a estabilização das deformações do corpo de prova inundado. Assim sendo, o tempo de espera de inundação até o início do ensaio duplo foi de 12 horas. Deste modo, o corpo de prova com umidade natural, com as deformações já estabilizadas, continuou sendo mantido sob a tensão de assentamento durante esse tempo. Em seguida, prosseguiu-se com a aplicação dos carregamentos em incrementos, aguardando-se a estabilização das deformações em cada estágio.

6.3.3.3 Execução do ensaio edométrico duplo

Foram realizadas leituras da altura do corpo de prova (ou da variação desta altura), durante a aplicação de cada incremento de carga, nos seguintes tempos, contados do início da aplicação do respectivo incremento de carga: 0,1 minuto; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutos e 1 hora; 2; 4 e 8 horas. Foram tomadas leituras suplementares, próximas ao final de cada período

de aplicação do incremento de pressão, para verificar se o adensamento primário estava concluído. Os estágios de carregamento aplicados no ensaio edométrico foram de 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1.600 kPa. O descarregamento foi realizado em estágios de tensão de 400, 100 e 25 kPa.

Antes da execução de cada um dos ensaios edométricos realizados, executou-se a calibração do conjunto pertinente à célula de adensamento (cabeçote, pedras porosas, papéis filtros e anel), para que pudessem ser obtidas e descontadas as deformações dos conjuntos, garantindo-se, em cada ensaio, apenas a deformação do corpo de prova.

Foram realizados 6 ensaios edométricos duplos, um para cada profundidade do perfil de solo evoluído (de 2 a 7 m), sendo determinados, por meio das curvas resultantes, a tensão de pré-adensamento e os índices de compressão e expansão para as condições de umidade natural e inundada, bem como o índice de colapso.

6.3.3.4 Aplicação de compressão confinada para determinação das curvas características

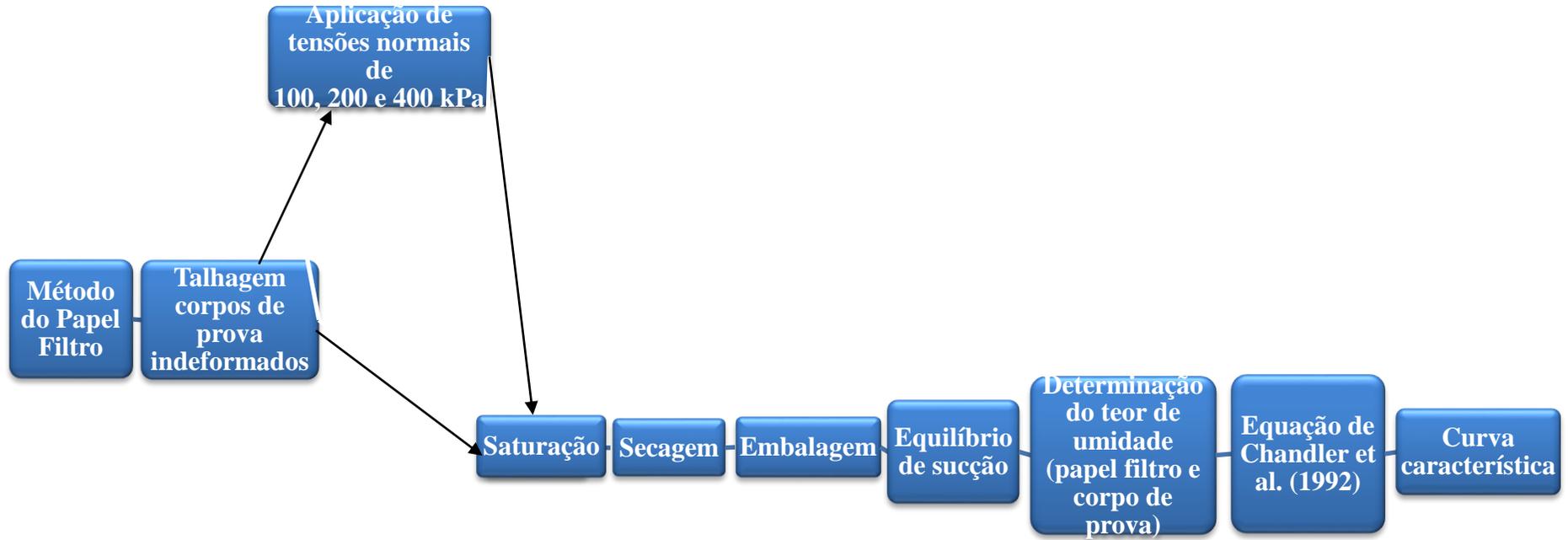
As tensões de compressão confinada foram aplicadas em incrementos de carga de 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200 e 400 kPa, aguardando-se a estabilização das deformações em cada estágio, sendo as leituras realizadas nos tempos de 0,1 minuto; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutos e 1 hora; 2 e 4 horas. Estabeleceram-se três níveis de tensões normais verticais máximas (100, 200 e 400 kPa). Para cada nível, foram talhados e carregados 10 corpos de prova, em umidade natural, pertencentes às profundidades de 3 e 6 m, totalizando 60 corpos de prova. A aplicação das tensões seguiu as prescrições da ASTM D2435:2011, da mesma forma que nos ensaios edométricos.

6.3.4 Determinação da curva característica (Método do Papel Filtro)

Os ensaios para determinação da curva característica foram conduzidos de acordo com as prescrições da ASTM D2598:2016, a qual estabelece os procedimentos para a execução do Método do Papel Filtro, seguindo trajetórias de secagem.

Para a determinação das curvas características foram utilizados corpos de prova após serem submetidos a tensões normais de compressão confinada e na condição indeformada. O diâmetro médio dos corpos de prova foi de 5,06 cm e a altura, de 1,99 cm. Apresenta-se, na Figura 6.23, o fluxograma do método do papel filtro.

Figura 6.23 - Fluxograma do Método do Papel Filtro



6.3.4.1 Saturação dos corpos de prova

As curvas características foram obtidas por trajetória de secagem dos corpos de prova. Inicialmente, os corpos de prova foram envolvidos na parte inferior por um pano Perfex® e um elástico, para manter o conjunto no lugar (Figura 6.24). O tecido permite a entrada de água pelos seus microfuros, sem haver perda de material. Em seguida, os corpos de prova foram saturados por capilaridade, em uma bandeja com água destilada cuja lâmina d'água atingiu metade da altura dos corpos de prova, durante 48 horas (Figura 6.25).

Figura 6.24 – Corpos de prova envolvidos por Perfex e elástico



Figura 6.25 – Saturação dos corpos de prova por capilaridade



Partindo-se da saturação total, foram estabelecidos valores de umidade de secagem para a obtenção dos pontos intermediários da curva característica, até a umidade residual. A escolha da umidade de cada corpo de prova, correspondendo a um ponto da curva, foi realizado por meio do controle de sua massa úmida, considerando-se que a massa dos grãos não varia ($M=M_s(1+w)$). Sendo assim, qualquer alteração ocorrida na massa do solo é proveniente da perda ou ganho de água.

Foram talhados 10 corpos de prova para o traçado da curva característica com trajetória de secagem. A secagem dos corpos de prova foi realizada ao ar livre, em um aparato de madeira (Figura 6.26), de modo que a pesagem foi realizada periodicamente, para o controle da massa desejada.

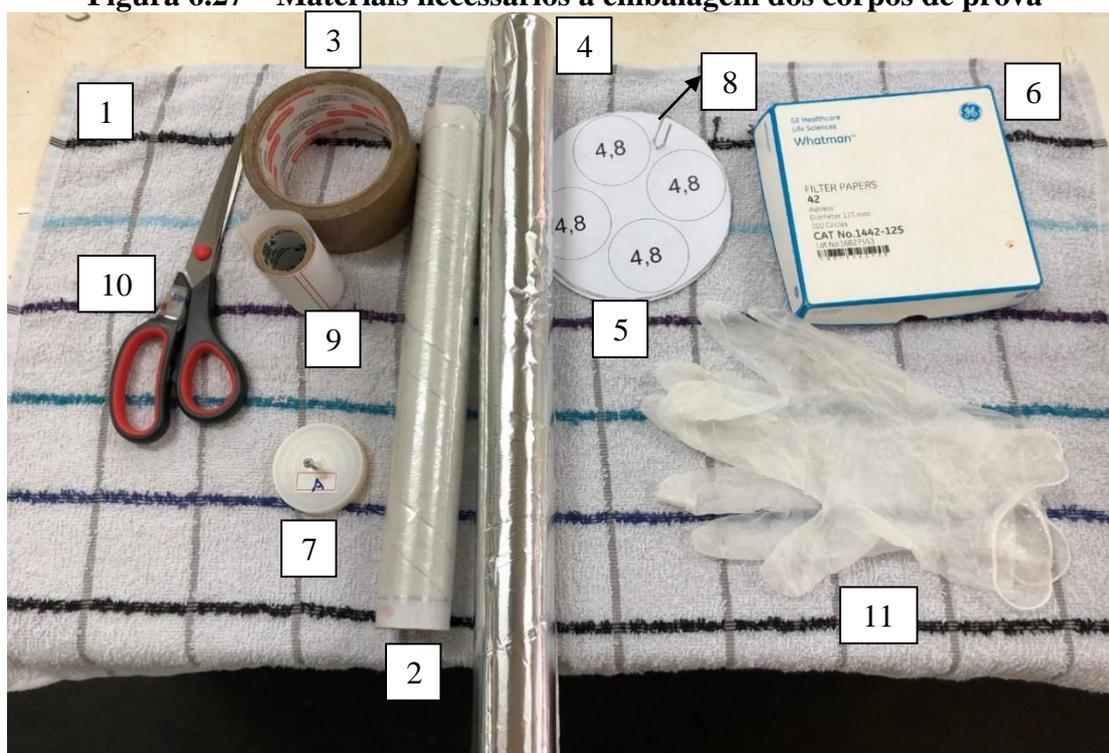
Figura 6.26 – Secagem dos corpos de prova ao ar livre



6.3.4.2 Embalagem dos corpos de prova

O conjunto de materiais necessários para a embalagem dos corpos de prova está apresentado na Figura 6.27. O referido conjunto era composto pelos seguintes elementos: pano limpo de algodão (1); papel filme de PVC (2); fita adesiva (3); papel alumínio (4); molde de papel filtro com diâmetro de 4,8 cm (5); papel filtro *Whatman n.º 42* com diâmetro de 12,5 mm (6); disco de polietileno de diâmetro de 5 cm e espessura de 8 mm (7); clips metálico (8); etiqueta para identificação dos corpos de prova (9); tesoura (10) e luvas de vinil para o corte e manuseio dos papéis.

Figura 6.27 – Materiais necessários à embalagem dos corpos de prova

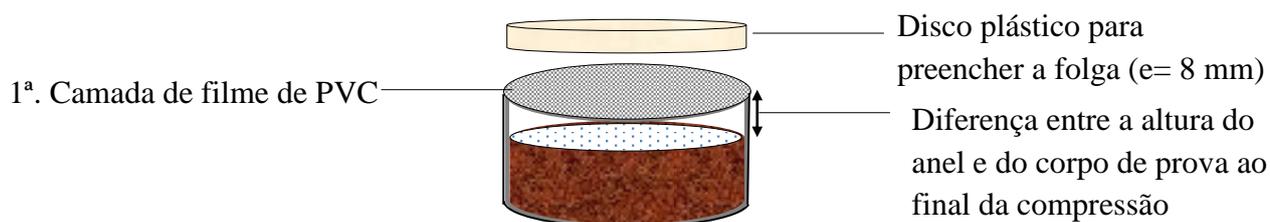


Estendeu-se um rolo de papel filme de PVC sobre um pano limpo, colocando-se, em seguida, o conjunto contendo o anel metálico, o corpo de prova e dois papéis filtro *Whatman* n°. 42, recortados conforme o molde de $d=4,8$ cm, sendo estes posicionados diretamente em contato com a base e o topo do corpo de prova. O diâmetro dos papéis filtros era ligeiramente menor do que o diâmetro do corpo de prova. Realizou-se um pequeno corte no papel filtro de topo, para diferenciação de topo e base. Ressalta-se que os papéis filtros utilizados nos ensaios foram retirados diretamente da caixa e manuseados somente com luvas de vinil e pinça metálica, evitando o contato manual, para que não houvesse alterações das características originais do papel.

O referido conjunto foi envolvido com duas camadas de filme de PVC, uma camada de fita adesiva marrom e uma camada de papel alumínio, para garantir isolamento total do meio ambiente. Então, inseriu-se o conjunto embalado em uma caixa de isopor, ficando protegido contra oscilações nas temperaturas e umidades externas, permanecendo nesta até que fosse atingido o equilíbrio de sucção matricial, durante 7 dias, no mínimo, conforme recomenda a ASTM D5298:2016.

Houve uma diferença na embalagem dos corpos de prova submetidos à compressão confinada e dos corpos de prova indeformados. A compressão confinada proporcionou uma diferença entre a altura do anel e a altura final do corpo de prova (Figura 6.28). Assim sendo, para garantir total contato entre o papel filtro e o solo, foi colocado o disco de polietileno no topo do corpo de prova, com aproximadamente o mesmo diâmetro deste, entre a primeira e a segunda camada de filme de PVC.

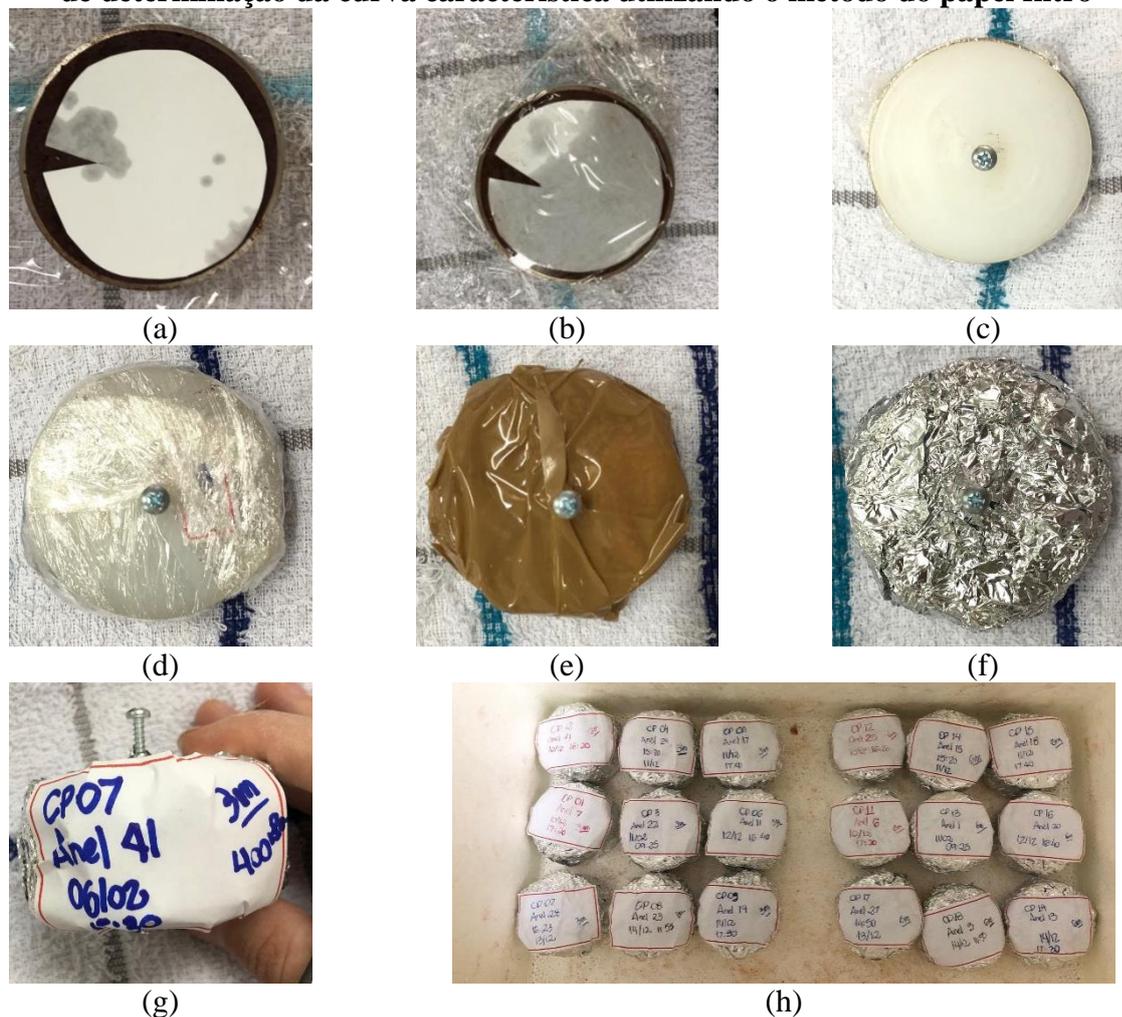
Figura 6.28 – Disco plástico para garantir total contato entre o papel e o solo



A folga entre o solo comprimido e a camada do papel filme de PVC que delinearía o anel metálico, poderia permitir que o papel se movimentasse, perdendo o contato com o solo, fazendo com que a medida de sucção matricial não fosse tão confiável. O disco foi colocado entre a primeira e a segunda camada de filme PVC de modo que não interferisse no equilíbrio do ensaio, não havendo, assim aderência de material ou água à peça.

Apresentam-se, na Figura 6.29, as etapas realizadas para embalagem e armazenamento do corpo de prova: colocação do papel filtro em contato com o corpo de prova para a medida da sucção matricial (a); aplicação da primeira camada de filme de PVC (b); inserção do disco plástico (c); aplicação da segunda camada de filme de PVC (d); invólucro com fita adesiva marrom (e); colocação de uma camada externa de papel alumínio (f); identificação dos corpos de prova (g); armazenamento em caixa de isopor (h). Suprimiu-se o item (b) para os corpos de prova indeformados, nos quais o contato entre o solo e papel foi garantido apenas pela embalagem com as referidas camadas.

Figura 6.29 – Etapas de embalagem e armazenamento dos corpos de prova para o ensaio de determinação da curva característica utilizando o método do papel filtro



6.3.4.3 Determinação da sucção de equilíbrio dos corpos de prova

Ao ser atingido o tempo de 7 dias, necessário para o equilíbrio da sucção matricial, cada corpo de prova embalado foi retirado da caixa de isopor e das respectivas embalagens, com o auxílio de uma tesoura. Os papéis filtros foram retirados e manuseados com uma pinça metálica e as partículas de solo eventualmente aderidas foram rapidamente removidas com o auxílio de um pincel, sendo desconsiderado o pequeno erro proveniente deste fator, conforme argumenta Hamblin (1981). Assim, foram mensuradas as massas dos papéis filtro (topo e base), na balança eletrônica de precisão de 0,0001g, e os teores de umidade dos papéis filtro e do corpo de prova, por meio do método da estufa.

As pesagens dos papéis filtro foram realizadas de forma imediata, sendo estes colocados em sacos plásticos do tipo *ziplock* no momento de sua retirada do corpo de prova para evitar ganho ou perda de umidade, quando das ocasiões de transporte e manuseio. Respeitou-se o

tempo estabelecido, de 3 a 5 segundos, no máximo, o qual envolve a retirada do papel filtro do corpo de prova e a sua transferência para o saco plástico.

6.3.4.4 Determinação da sucção matricial pela curva de calibração

A partir dos resultados de umidade do papel filtro (w_f) obtidos nos ensaios, definiu-se a equação de Calibração de Chandler et al. (1992) para a determinação dos valores de sucção matricial, sendo esta apresentada na Tabela 6.3. A referida equação apresenta uma restrição, sendo que para os valores de umidade do papel filtro superiores a 47%, é descrita por uma expressão matemática, e para valores menores ou iguais a 47%, é descrita por outra expressão.

Tabela 6.3 – Equação de calibração do papel filtro *Whatman* nº 42 utilizada

Referência	Calibração [S(kPa)]	Restrição	Equação	Sucção medida
Chandler et al. (1992)	$S = 10^{(6,050 - 2,48 \log w_f)}$	$w_f > 47\%$	(3.5)	Matricial
	$S = 10^{(4,840 - 0,0622 w_f)}$	$w_f \leq 47\%$		

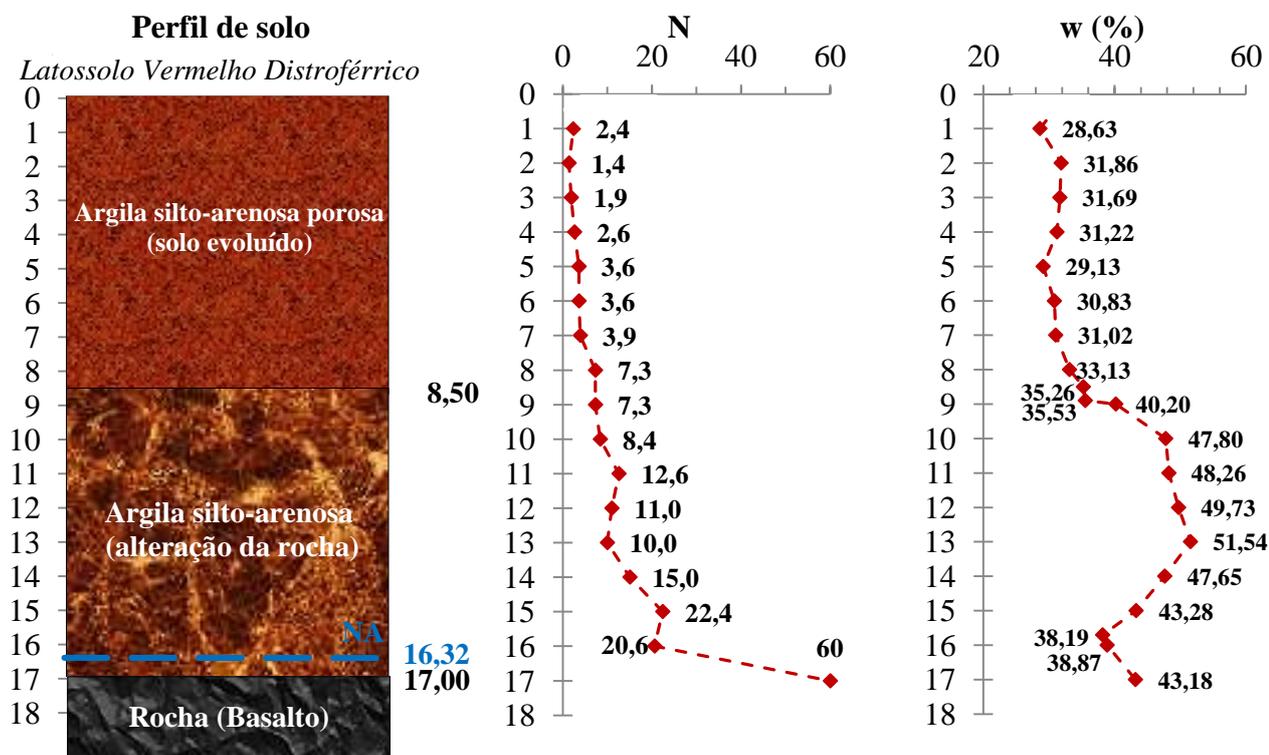
7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos na presente pesquisa. Inicialmente, serão apresentadas as caracterizações geotécnica, mineralógica e física do perfil de solo evoluído. Em seguida, serão mostradas as curvas características para as profundidades de 3 m e 6 m na condição indeformada e sob diferentes tensões de compressão confinada. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencionais, na condição natural e inundados serão exibidos, para o referido perfil, bem como as curvas de compressão confinada resultantes dos ensaios edométricos duplos executados. Por fim, será analisada a variabilidade da sucção matricial do solo e a influência desta nos parâmetros de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade.

7.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA

Na Figura 7.1, apresentam-se o perfil de solo obtido na sondagem de simples reconhecimento com SPT, os valores do índice de resistência à penetração (N) e os respectivos valores de umidade para cada profundidade, determinados na ocasião da sondagem.

Figura 7.1 – Perfil de solo, valores de N e de umidade para cada profundidade



Com base na Figura 7.1, observa-se que o perfil de solo obtido pela sondagem apresenta dois conjuntos distintos de materiais, ambos com 8,50 m de espessura: uma camada superficial de solo evoluído e uma camada subjacente de saprolito (alteração da rocha). O nível d'água foi constatado na profundidade de 16,32 m. A partir de 17,00 m, encontra-se a rocha basáltica com diferentes graus de alteração.

A camada superficial de solo evoluído possui cor marrom-avermelhada com textura argilo-siltosa. Os teores de umidade obtidos para esta camada são altos, com valor médio de 32,42% sendo característicos de solos argilosos, os quais apresentam alta capacidade de retenção de água.

A camada subjacente de saprolito possui textura também argilo-siltosa, com cor variegada (matriz de cores roxa e marrom amarelada), apresentando diáclases salientadas por oxidações de cor preta e/ou amarela. Os valores de umidade do saprolito são ainda mais elevados, sendo a umidade média desta camada de 43,29%. Possivelmente, essa alteração de umidade se deve à ascensão de água capilar do lençol freático, não havendo interferência de evaporação, e à presença dos minerais primários, mais ativos em presença de água.

Gutierrez (2005) analisou um perfil de Latossolo Vermelho Distroférico do Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá, o qual está localizado muito próximo ao perfil de solo analisado na presente pesquisa. Quanto à caracterização mineralógica, os resultados das análises da autora indicaram a presença de caulinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$), hematita (Fe_2O_3) e magnetita (FeOFe_2O_3) em todo o perfil. Os minerais gibbsita ($\text{Al}(\text{OH})_3$) e quartzo (SiO_2) estão presentes preferencialmente na camada superficial de solo evoluído.

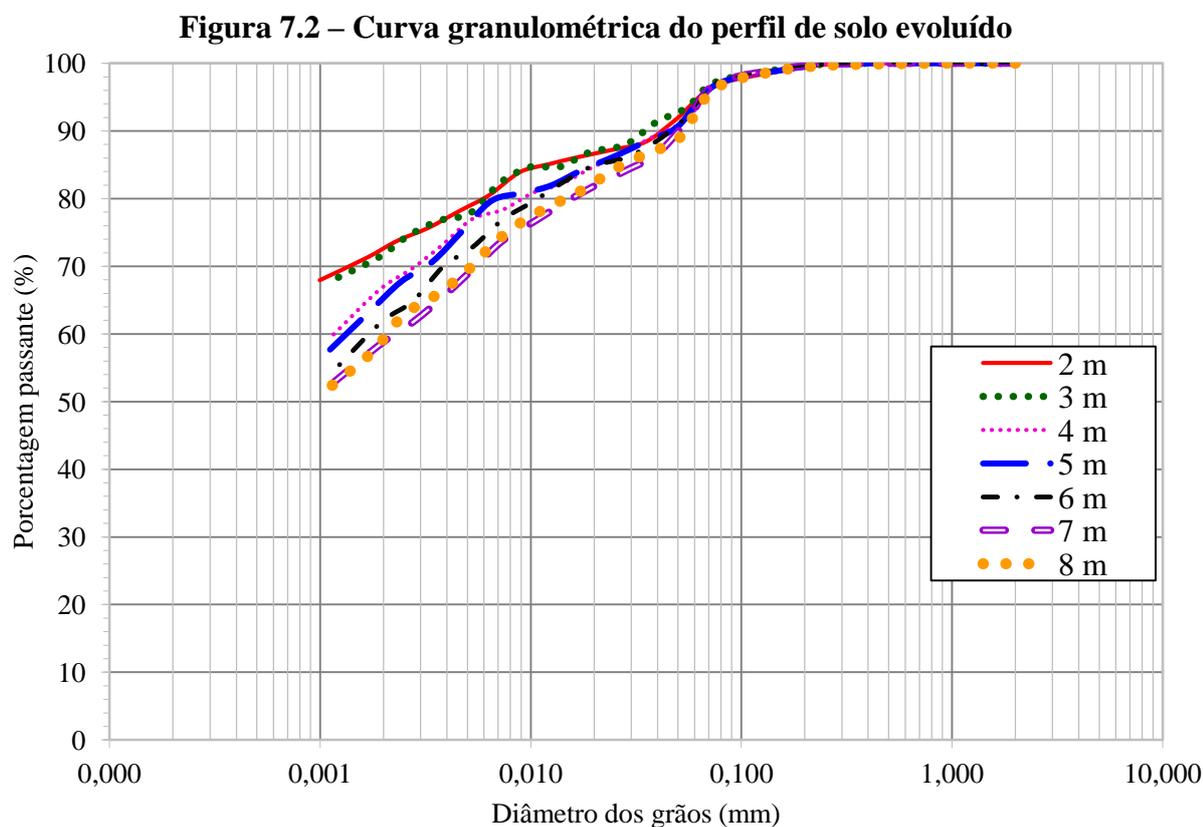
No saprolito, encontrou-se a presença de goethita (FeOOH), esmectita (filossilicato de fórmula variável) e anatásio (TiO_2), os quais constituem fases transitórias na evolução basalto-latossolo. Desta forma, os maiores teores de umidade encontrados na sondagem da presente pesquisa, para a camada de saprolito, também podem ser justificados pela presença destes minerais primários, que por serem muito eletronegativos, apresentam maior capacidade de retenção de água, conforme explicam Sampaio (2006) e Gutierrez (2005).

Analisando-se os índices de resistência à penetração do perfil apresentado, observa-se que o N da profundidade de 1 m possui um valor de 2,4, sendo este pouco maior do que os valores de N referentes às profundidades subjacentes de 2 m e 3 m. Isso se deve aos ciclos de umedecimento e secagem do solo superficial. O ressecamento do solo devido à perda de água por evaporação ocasiona uma rigidez adicional a este solo, indicando, desta forma, um N mais elevado. A partir de 2 m, esta influência externa não foi constatada.

Observa-se que os índices de resistência à penetração indicam uma divisão entre a camada de solo evoluído e o saprolito. Na parte superior, até os 7 m, o N está abaixo de 4. Aos 8 m, percebe-se uma transição de comportamento do material, em que o N é próximo de 7, sendo crescente com a profundidade, até atingir o impenetrável, em 17 m.

A partir da análise de sondagem e excluindo-se o primeiro metro, o trecho do perfil escolhido para ser estudado na presente pesquisa compreendeu de 2 m a 8 m, consistindo na camada de solo evoluído. Os resultados de caracterização geotécnica e de determinação das propriedades mecânicas foram obtidos para profundidades médias, coincidentes com os trechos contemplados pela sondagem de simples reconhecimento (entre 0,15 m e 0,45 m a partir da cota inteira). Na profundidade de 8 m, realizou-se a caracterização geotécnica, contudo, os ensaios de determinação dos parâmetros de resistência e compressibilidade não foram possíveis de serem realizados, uma vez que o material apresentou grande variabilidade na estrutura, com partes mais endurecidas, dificultando a talhagem dos corpos de prova.

Na Figura 7.2, apresentam-se as curvas granulométricas para o perfil de solo evoluído. Observa-se que o material é constituído por grãos menores do que 0,2 mm e que as curvas de 2 m e 3 m; 4 m e 5 m; e 7 m e 8 m formam pares agrupados, indicando semelhanças entre as profundidades. A curva de 6 m é intermediária às curvas de 5 m e 7 m.

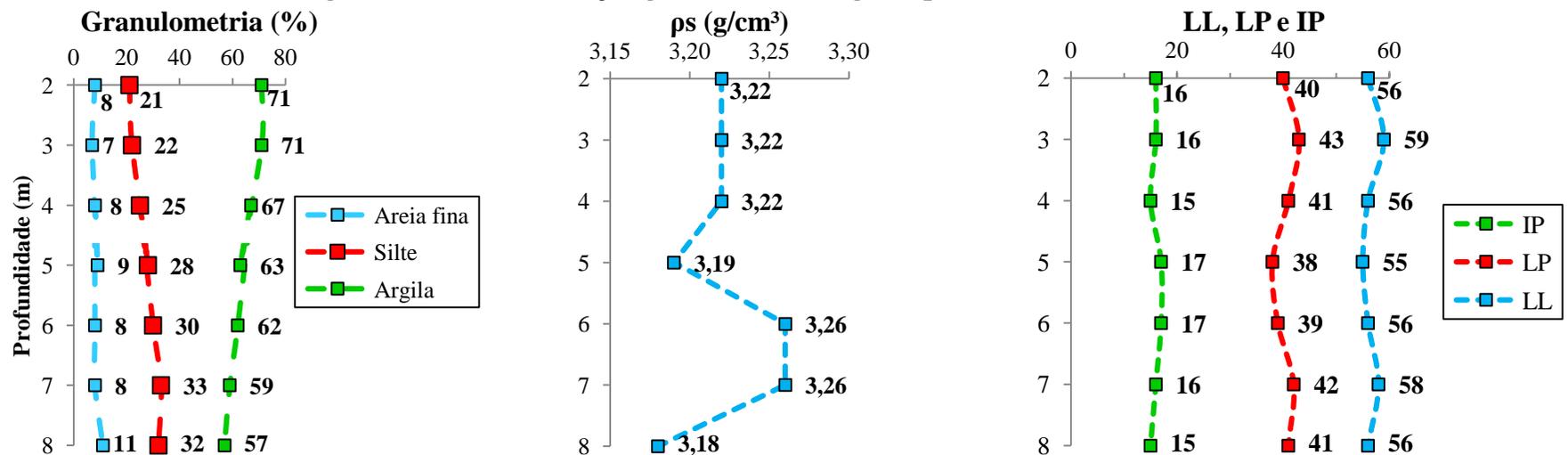


Na Tabela 7.1, apresenta-se a caracterização geotécnica do perfil de solo evoluído, em conformidade com as normas ABNT NBR 6502:1995 e ASTM D2487:2017. Na Figura 7.3, representa-se graficamente esta caracterização.

Tabela 7.1 - Caracterização geotécnica

Prof. (m)	Porcentagem passante (%)			Índices físicos				Classificação	
	Argila $\phi < 0,002$ mm	Silte $0,002 < \phi < 0,06$ mm	Areia fina $0,06 < \phi < 0,2$ mm	ρ_s (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ABNT	SUCS
2	71	21	8	3,22	56	40	16	Argila silto-arenosa	MH (Silte de alta compressibilidade)
3	71	22	7	3,22	59	43	16		
4	67	25	8	3,22	56	41	15		
5	63	28	9	3,19	55	38	17		
6	62	30	8	3,26	56	39	17		
7	59	33	8	3,26	58	42	16		
8	57	32	11	3,18	56	41	15		

Figura 7.3 – Caracterização geotécnica ao longo do perfil de solo evoluído



Observa-se que o teor de argila é decrescente ao longo do perfil, sendo de 71% para as profundidades superficiais (2 m e 3 m) e atingindo 57% aos 8 m. Consequentemente, as frações de areia fina e silte aumentam com a profundidade, conforme visualizado na Figura 7.3, o que indica que o intemperismo é mais intenso nas camadas superficiais. Quanto às massas específicas dos sólidos, os valores estão entre 3,18 g/cm³ e 3,26 g/cm³, sendo considerados bastante elevados, devido à presença dos minerais férricos. Os limites de liquidez variam de 56% a 59%, resultando em índices de plasticidade na faixa de 15% (média plasticidade) a 17%, (alta plasticidade), de acordo com Caputo (1988). O solo evoluído foi classificado de acordo com a ABNT NBR 6502:1995 como argila silto-arenosa e, de acordo com a ASTM D2487:2017, como Silte de alta plasticidade (MH).

Apesar da parte superior do perfil ser globalmente mais argilosa, os índices de plasticidade semelhantes ao longo do perfil. Gutierrez (2005) e Chauvel, Pedro e Tessier (1976) explanam que este comportamento de plasticidade pode ser explicado pela estrutura microgranular do solo, a qual pressupõe a existência de um bloqueio da fração argila pela ação dos óxidos/hidróxidos de ferro.

Gutierrez (2005) obteve para a camada de solo evoluído do perfil de Latossolo Vermelho Distroférico analisado, profundidade aproximada de 9,5 m, cor marrom avermelhada e textura predominantemente argilo-siltosa. O N variou entre 1 e 4 em superfície e aumentou com a profundidade, sendo menor que 8 entre 7 m e 9 m. Os valores de IP foram de 15% a 24% e os LL estiveram entre 57% e 73%, sendo estes valores mais elevados na transição para o saprolito. As massas específicas dos sólidos variaram de 2,98 g/cm³ a 3,08 g/cm³.

A camada de saprolito investigada pela referida autora, subjacente ao solo evoluído, estendeu-se de 9,5 m a 17 m, aproximadamente, apresentando cor variegada, roxa e marrom amarelada, com maiores variações texturais e diáclases salientadas por oxidações de cor preta e/ou amarela. Os valores de N foram maiores do que aqueles encontrados para o solo evoluído, com comportamento aleatório em profundidade, variando de 8 a 30. Os IP foram de 24% a 41%, com LL de 80% a 96%. As massas específicas dos sólidos obtidas para esta camada estiveram entre 2,97 g/cm³ e 3,05 g/cm³.

A caracterização geotécnica e os resultados do índice de resistência à penetração obtidos para o perfil foram consonantes com o perfil de Latossolo Vermelho Distroférico analisado por Gutierrez (2005), no que diz respeito aos valores de N e índices de plasticidade.

7.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

No Apêndice A (Tabela A.1), apresenta-se a caracterização física do solo em condições de umidade natural, sendo obtida por meio de corpos de prova talhados dos blocos de amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, edométricos duplos e de determinação da sucção matricial do solo. Na referida tabela estão contidos os índices físicos, a saber: umidade gravimétrica (w), em porcentagem (%); massa específica aparente úmida (ρ), em g/cm^3 ; massa específica aparente seca (ρ_d), em g/cm^3 ; massa específica dos grãos (ρ_s), em g/cm^3 ; índice de vazios (e), adimensional; grau de saturação (S_r), em porcentagem (%); porosidade (n), em porcentagem (%); e umidade volumétrica (θ), também em porcentagem (%), sendo calculada pelo produto entre a umidade gravimétrica e a massa específica aparente seca.

Os corpos de prova foram identificados conforme a legenda (Quadro 7.1), na seguinte ordem: Profundidade (P)– Número do corpo de prova (N) – Tipo de ensaio (CD, E ou S) – Condição de umidade (NAT ou INUND) ou tensão vertical aplicada (σ').

Quadro 7.1 – Identificação dos corpos de prova

Tipo de ensaio	Profundidades - P(m)	2 a 8	Exemplos
	Corpos de prova (N)	1 a 3	
Cisalhamento direto (CD) e Edométrico (E)	Condições de umidade	NAT: natural; INUND: inundado	P2-1-CD-NAT P2-1-E-NAT
	Sucção (S) na condição de CP indeformado	Profundidades - P(m) Corpos de prova (N) (i: identificação de CP indeformado)	Exemplo P6-1i-S
Edométricos para sucção	Profundidades - P(m)	3 e 6	Exemplo P3-1-S-100
	Corpos de prova (N)	1 a 60	
	Tensões (σ) (kPa)	100, 200 e 400	

Na Tabela 7.2, apresenta-se a variabilidade e a análise estatística dos índices físicos do solo para cada profundidade.

Tabela 7.2 – Variabilidade e análise estatística dos índices físicos

Índice físico	w (%)					ρ (g/cm ³)					ρ_d (g/cm ³)					ρ_s (g/cm ³)				
	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)
2	31,35	30,83	30,49	0,32	1,03	1,432	1,350	1,317	0,04	2,82	1,095	1,032	1,004	0,03	2,82	3,220	3,220	3,220	-	-
3	32,10	30,93	29,27	0,60	1,93	1,475	1,402	1,275	0,04	3,05	1,128	1,071	0,972	0,03	3,18	3,220	3,220	3,220	-	-
4	31,15	30,81	30,41	0,26	0,86	1,509	1,434	1,387	0,05	3,21	1,156	1,096	1,057	0,04	3,28	3,220	3,220	3,220	-	-
5	30,53	29,60	28,62	0,69	2,32	1,523	1,468	1,423	0,03	2,28	1,174	1,133	1,097	0,03	2,47	3,190	3,190	3,190	-	-
6	31,34	29,78	28,30	0,81	2,71	1,620	1,485	1,340	0,06	4,04	1,243	1,144	1,028	0,05	4,11	3,260	3,260	3,260	-	-
7	31,40	30,04	28,74	0,96	3,18	1,587	1,532	1,492	0,03	2,15	1,233	1,178	1,154	0,03	2,24	3,260	3,260	3,260	-	-
Índice físico	e					Sr (%)					n (%)					θ (%)				
	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)	Máximo	Médio	Mínimo	Desvio Padrão (%)	CV (%)
2	2,206	2,122	1,941	0,09	4,02	51,05	46,86	45,01	2,01	4,29	68,81	67,39	65,88	1,07	1,59	33,69	31,82	30,86	0,94	2,95
3	2,313	2,010	1,855	0,10	4,90	53,47	49,66	43,48	2,19	4,42	69,82	66,74	64,97	1,06	1,59	34,85	33,12	30,36	1,02	3,09
4	2,046	1,939	1,785	0,09	4,89	55,03	51,25	48,33	2,45	4,78	67,17	65,95	64,10	1,12	1,69	35,28	33,77	32,36	1,04	3,09
5	1,908	1,818	1,716	0,07	3,82	55,12	51,99	49,68	1,81	3,48	65,61	64,49	63,19	0,88	1,36	34,83	33,52	32,55	0,84	2,52
6	2,171	1,854	1,622	0,12	6,36	60,91	52,55	45,52	3,38	6,43	68,47	64,91	61,86	1,44	2,22	37,68	34,04	31,08	1,53	4,49
7	1,824	1,769	1,644	0,06	3,42	57,86	55,41	52,33	2,23	4,03	64,59	63,87	62,18	0,81	1,27	36,75	35,38	33,74	1,19	3,36

Os valores referentes ao corpo de prova P6-58-S-100 não foram considerados na análise estatística, por ter ocorrido perda de umidade do corpo de prova e o valor desta umidade não ser representativo da condição natural do solo, interferindo nos índices físicos. Porém, o valor de umidade inicial não afetou o ensaio de sucção neste corpo de prova, tendo em vista que este foi previamente saturado e seguiu uma trajetória de secagem para a determinação da sucção matricial.

Na Figura 7.4, representa-se graficamente a variação dos índices físicos ao longo do perfil. Analisando-se em termos de valores médios, observa-se que o teor de umidade gravimétrica (w) tende a ser em torno de 30% para todas as profundidades. Nota-se que, embora os teores de umidade sejam altos, os índices de vazios do solo (e), os quais assumem valores também elevados (entre 2,1 e 1,8), sendo decrescentes com a profundidade, proporcionam graus de saturação (S_r) baixos, de 47% a 55%, respectivamente.

A massa específica aparente seca (ρ_d) tende a aumentar ao longo do perfil, sendo na média de 1,070 g/cm³ para as profundidades mais superficiais (2 m a 4 m) e de 1,150 g/cm³ para as profundidades inferiores (5 m a 7 m). Os índices de vazios, e por consequência as porosidades (n), são maiores superficialmente, o que indica um solo mais poroso entre 2 m e 4 m. No entanto, de 5 m a 7 m estes índices físicos ainda são expressivos, sendo da ordem de 1,8 e 64%, respectivamente.

Na Figura 7.4, expõe-se graficamente a tendência de aumento com a profundidade: das massas específicas natural (ρ) e aparente seca e do grau de saturação. Por outro lado, há uma tendência de diminuição com a profundidade do índice de vazios e da porosidade. A umidade gravimétrica tende a se manter constante em todo o perfil. Apesar da umidade gravimétrica ser praticamente 30% em todo o perfil, a umidade volumétrica (θ), de 31,8% a 35,4%, apresenta-se crescente com a profundidade. Isto se deve ao aumento da massa específica aparente seca ao longo do perfil, uma vez que a umidade volumétrica depende desta.

Para avaliar a dispersão dos dados, calculou-se o coeficiente de variação (CV) dos índices físicos. Os maiores CVs encontrados foram para o grau de saturação, variando de 3,38% a 6,43%, e para o índice de vazios, estando entre 3,42% e 6,36%. Todos os CVs obtidos se encontraram muito abaixo de 10%, o que indica uma pequena variabilidade dos dados (FONSECA; MARTINS, 2011).

Na Figura 7.5, representa-se graficamente a variação do desvio padrão e do coeficiente de variação ao longo das profundidades estudadas. No geral, a profundidade de 6 m apresentou maiores desvios padrão e CVs.

Figura 7.4 - Variabilidade dos índices físicos ao longo do perfil de solo evoluído

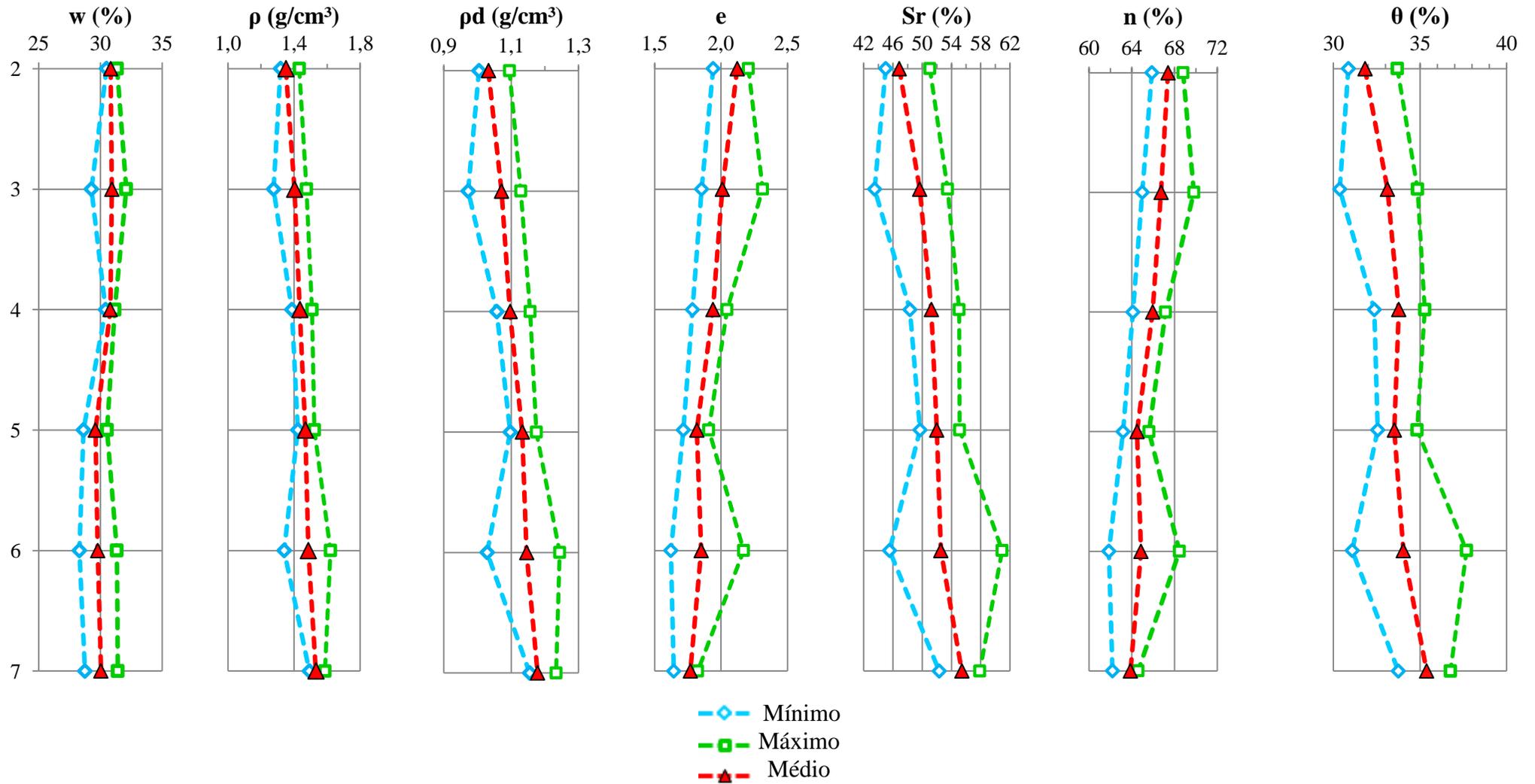
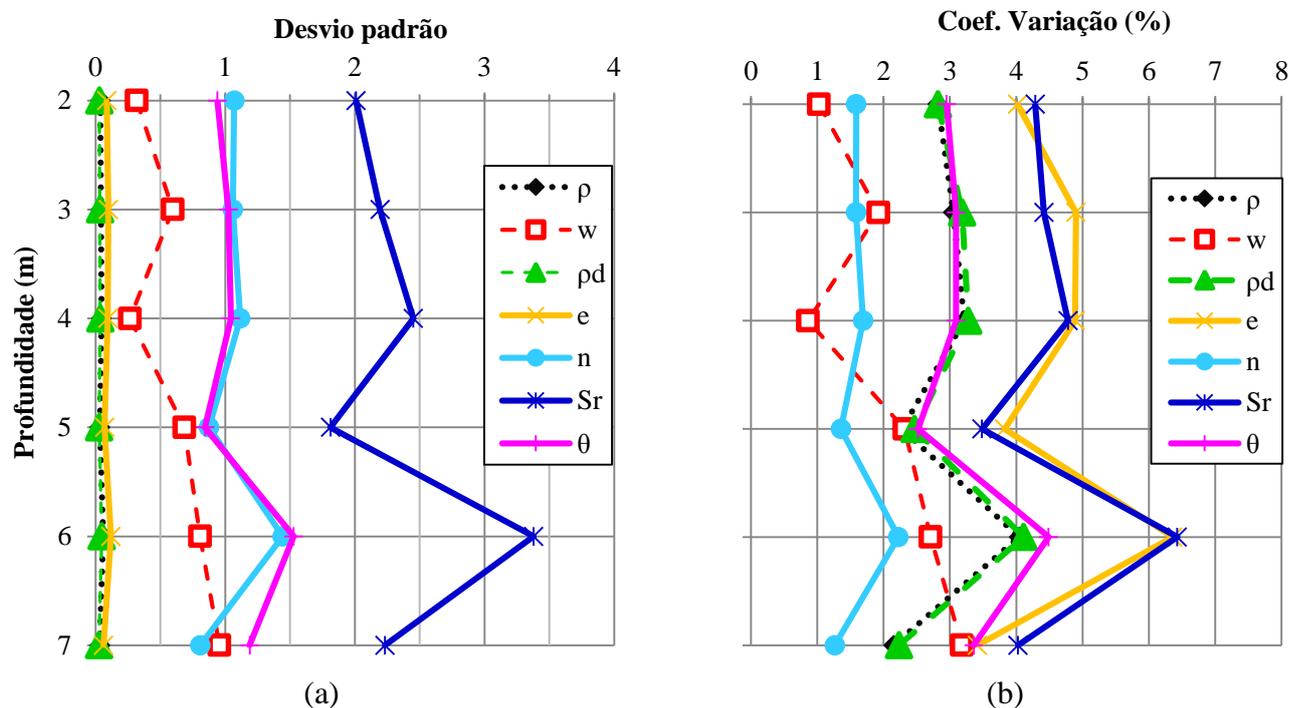


Figura 7.5 – Variabilidade estatística dos índices físicos ao longo do perfil de solo evoluído: desvio padrão (a) e coeficiente de variação (b)



7.3 COMPARAÇÃO DOS VALORES DE UMIDADE DETERMINADOS

Foram realizadas determinações do teor de umidade natural do solo na ocasião da sondagem, no momento de perfuração do poço para a coleta das amostras, bem como na talhagem dos corpos de prova das amostras indeformadas para a realização dos ensaios de obtenção das propriedades mecânicas. Comparando-se os valores obtidos nas três ocasiões, para uma mesma profundidade, a fim de analisar a dispersão das medidas em diferentes momentos, tem-se a Tabela 7.3. Os CVs calculados estiveram bem abaixo de 10%, podendo-se considerar uma pequena dispersão nas umidades medidas.

Tabela 7.3 – Comparação de valores de umidade determinados em diferentes ocasiões, para uma mesma profundidade

Profundidade (m)	2	3	4	5	6	7
Umidade na Sondagem com SPT (%)	31,86	31,69	31,22	29,13	30,83	31,02
Umidade na perfuração do poço (%)	31,97	31,98	30,87	29,27	30,72	32,02
Umidade média na talhagem dos CPs (%)	30,83	30,93	30,81	29,60	29,78	30,04
Umidade média (%)	31,55	31,53	30,97	29,33	30,42	31,03
Desvio padrão	0,63	0,54	0,22	0,24	0,61	0,99
CV (%)	1,99	1,72	0,72	0,82	2,01	3,19

7.4 CURVAS CARACTERÍSTICAS

Serão exibidas as curvas características das profundidades de 3 m e 6 m, para a condição de amostra indeformada e após a aplicação das tensões de compressão confinada de 100, 200 e 400 kPa. Obtiveram-se 8 curvas, as quais serão analisadas separadamente e comparadas entre si, de acordo com as profundidades e níveis de tensões aplicadas. Será apresentada também a equação de calibração selecionada para a determinação da sucção matricial de equilíbrio entre os papéis filtro e cada corpo de prova.

Nas Figuras 7.6a e 7.6b, representam-se as curvas características resultantes da aplicação da Equação 4.9 para a profundidade de 3 m, em condição indeformada, sendo a sucção matricial determinada para os corpos de prova em função do grau de saturação e da umidade volumétrica, respectivamente. Foram obtidas as sucções matriciais dos papéis filtro de topo e de base para cada corpo de prova, sendo estabelecidos 10 corpos de prova para o traçado de cada curva, totalizando 20 pontos. Nota-se que, geralmente, estas sucções de topo e base apresentaram valores bem próximos. As curvas características foram determinadas também para o solo submetido à aplicação de tensões de 100, 200 e 400 kPa. Analogamente, nas Figuras 7.7a e 7.7b, são apresentadas as curvas características para a profundidade de 6 m.

Figura 7.6 – Curvas características para o solo indeformado e após aplicação de tensões verticais (3 m): grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)

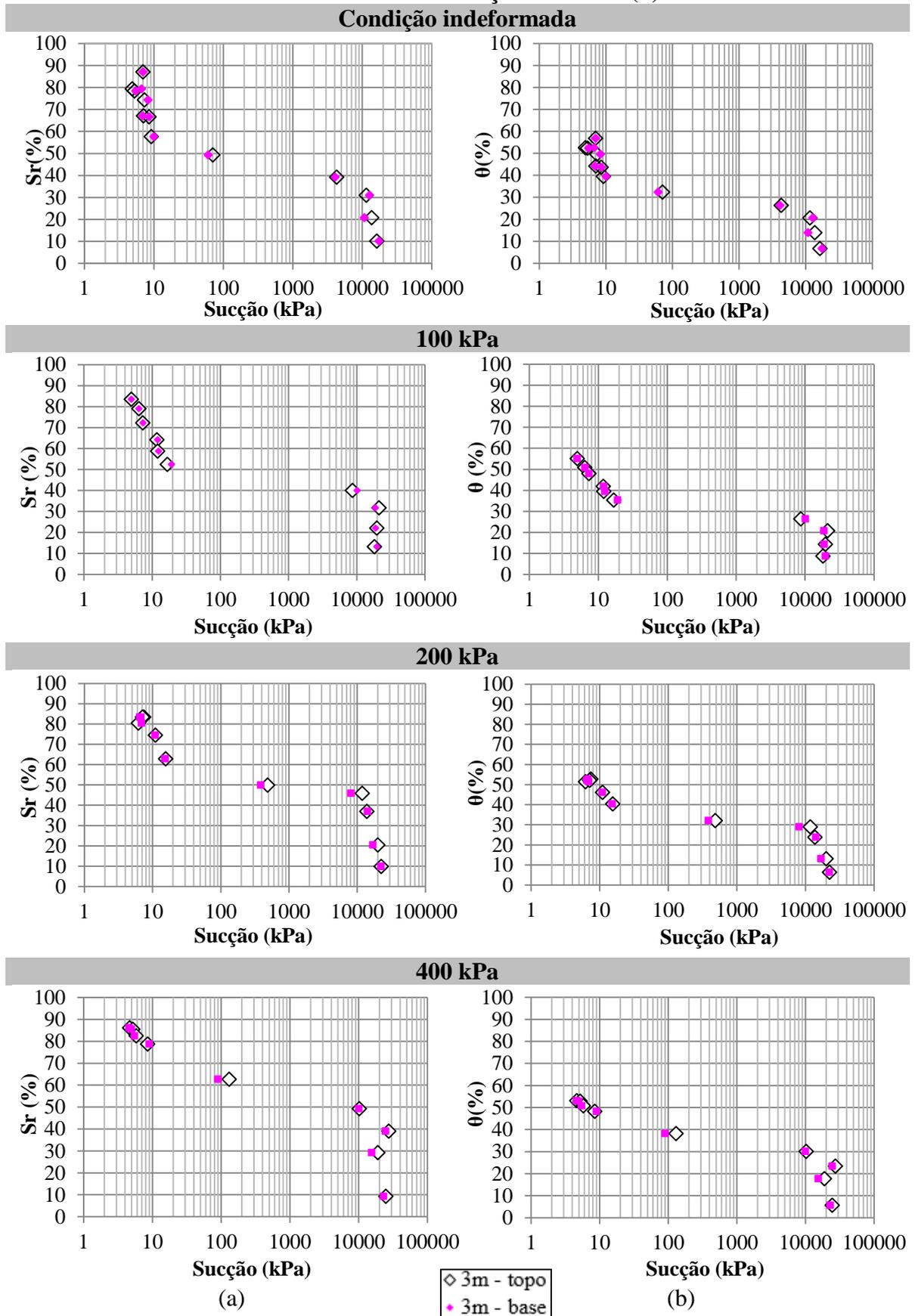
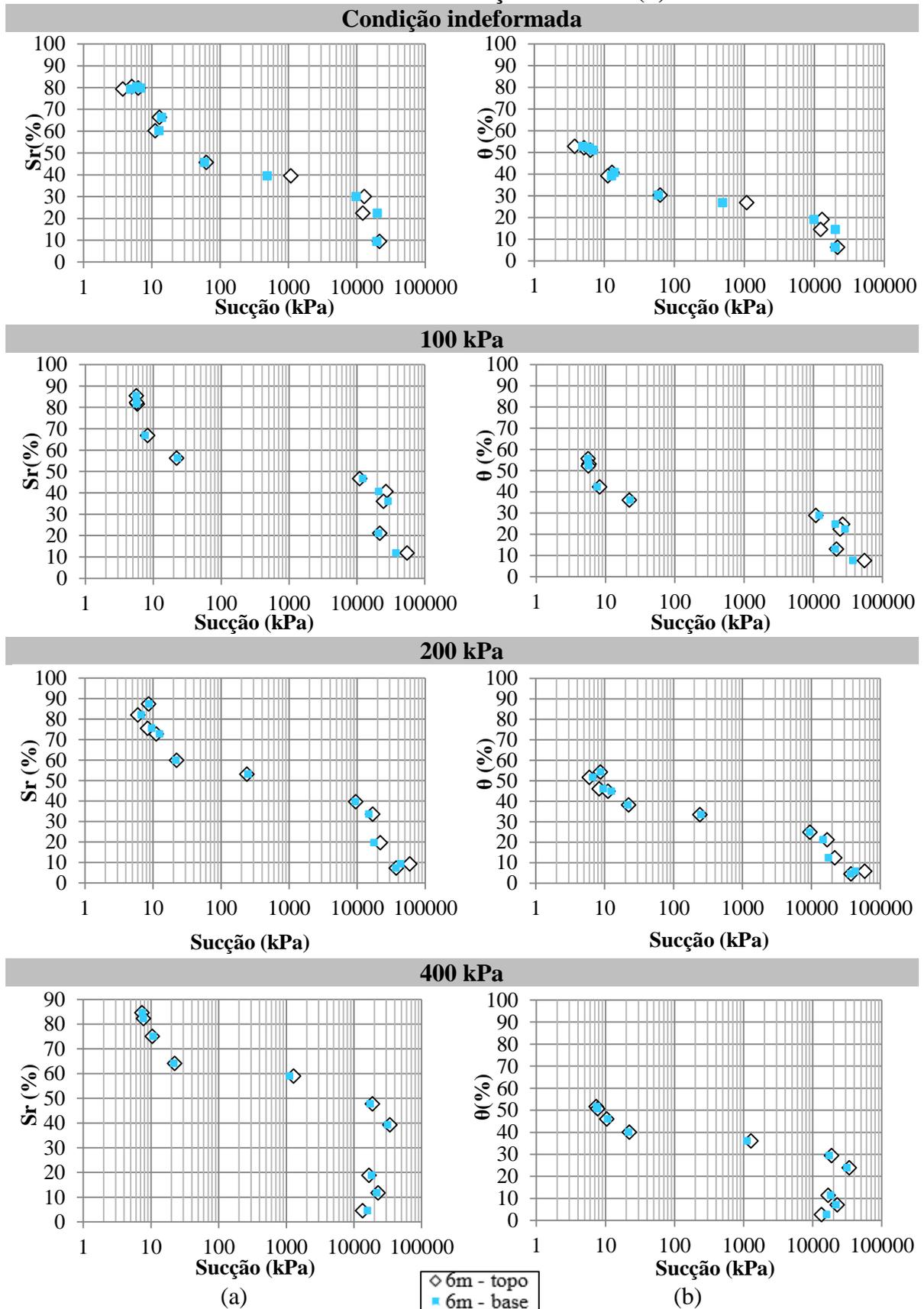


Figura 7.7 – Curvas características para o solo indeformado e após aplicação de tensões verticais (6 m): grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)



7.4.1 Equação de ajuste de Gitirana Jr. e Fredlund (2004)

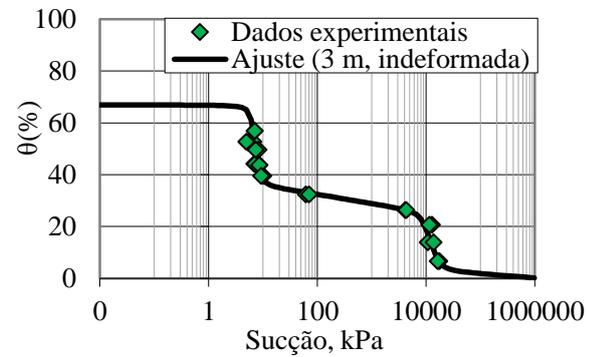
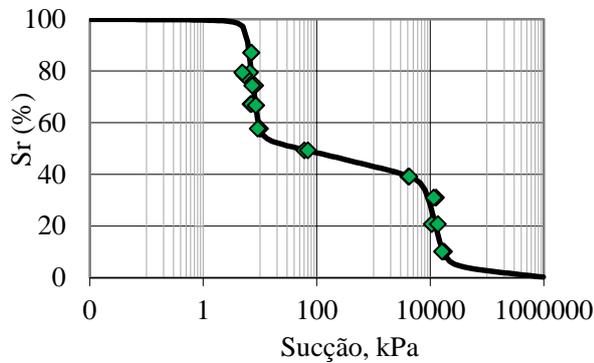
As curvas traçadas a partir dos pontos obtidos experimentalmente, para todas as profundidades, apresentaram comportamento bimodal (dois trechos de inflexão, com quatro pontos de delimitação). Desta forma, após a realização de testes para ver qual modelo numérico se ajustaria melhor, utilizou-se o modelo numérico de distribuição bimodal de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) para a obtenção das curvas completas de retenção de água, considerando-se uma faixa de sucções de 0 a 10^6 kPa.

Nas Figuras 7.8a e 7.8b, apresentam-se as curvas características ajustadas pelo modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004), bem como os pontos obtidos experimentalmente. São apresentados dois gráficos: grau de saturação *versus* sucção matricial (Figura 7.8a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (Figura 7.8b). A modelagem estendeu a curva para sucções que variam de 0 a 10^6 , proporcionando um ajuste adequado aos pontos experimentais. Nas Figuras 7.9 a e 7.9b são apresentadas as curvas características de forma análoga para a profundidade de 6 m.

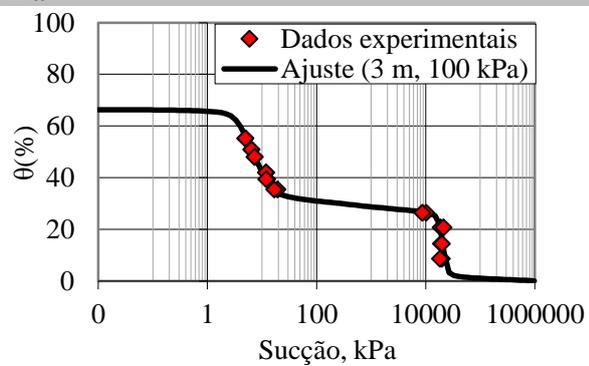
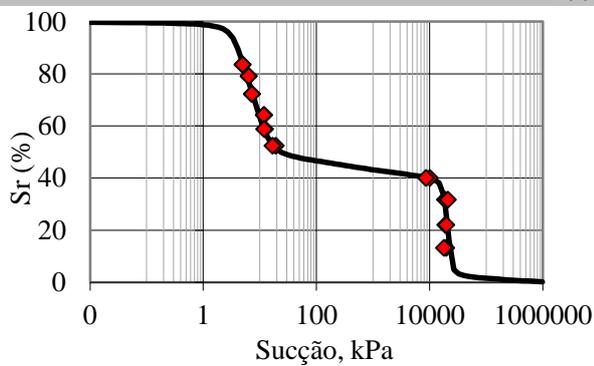
No estudo de Gutierrez (2005), os histogramas de frequência dos vazios do solo obtidos nas análises porosimétricas apresentaram uma distribuição bimodal em todos os níveis do perfil de Latossolo estudado, sendo uma família representada por poros interagregados com diâmetros entre 10 μm e 200 μm e outra família representada pelos poros intra-agregados, com diâmetros entre 0,01 μm e 0,1 μm , aproximadamente. Desta forma, a pesquisa da autora reforça a escolha do modelo de distribuição bimodal de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Figura 7.8– Ajuste de curva característica (3 m): grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)

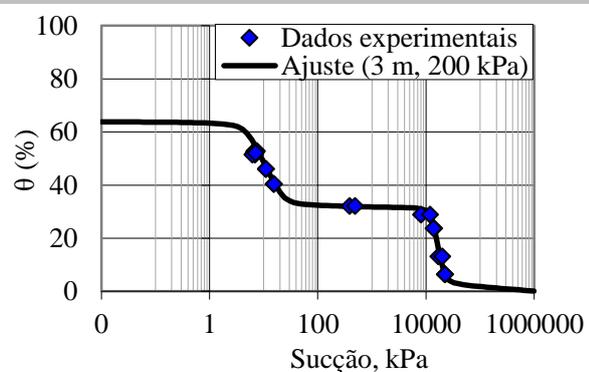
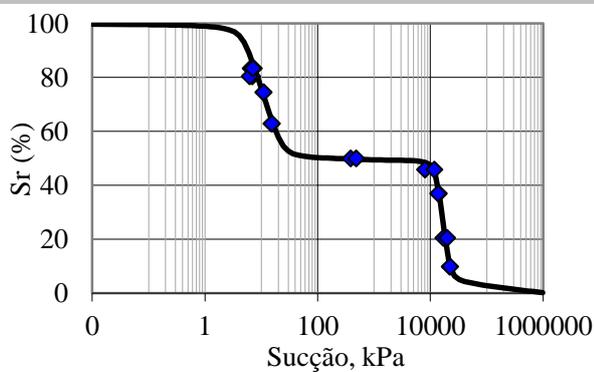
Condição Indeformada



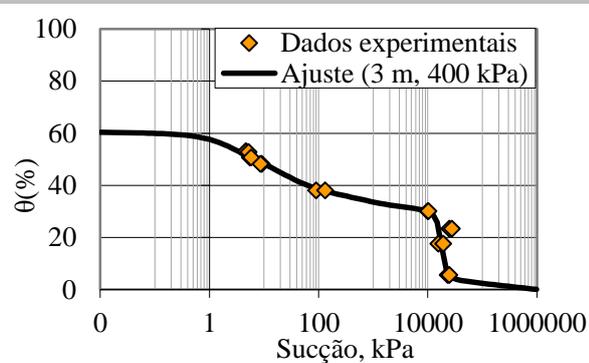
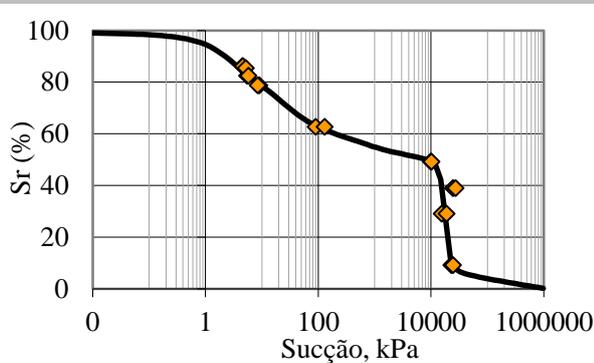
100 kPa



200 kPa



400 kPa

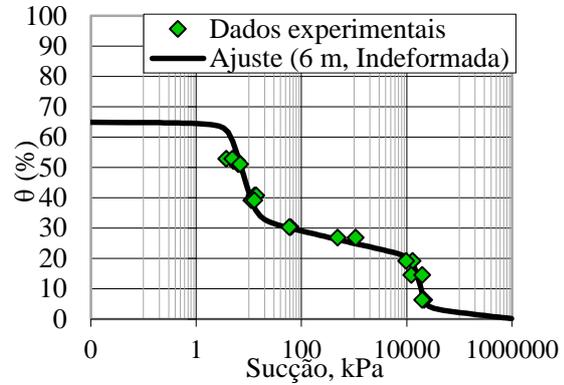
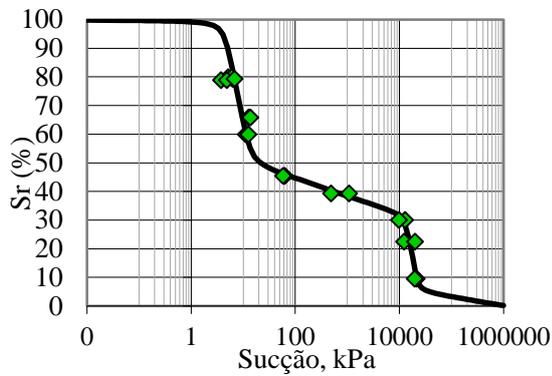


(a)

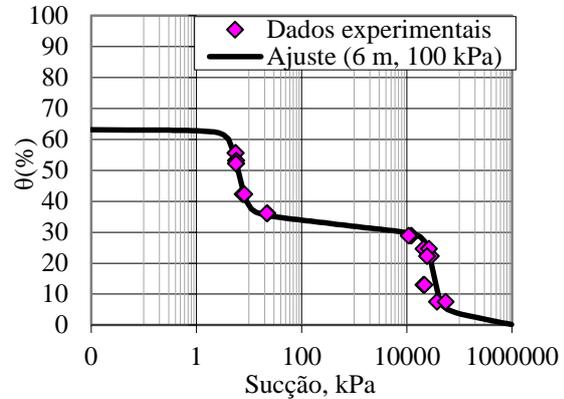
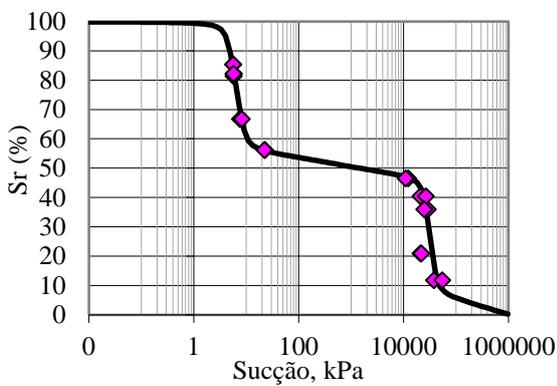
(b)

Figura 7.9– Ajuste de curva característica (6 m): grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)

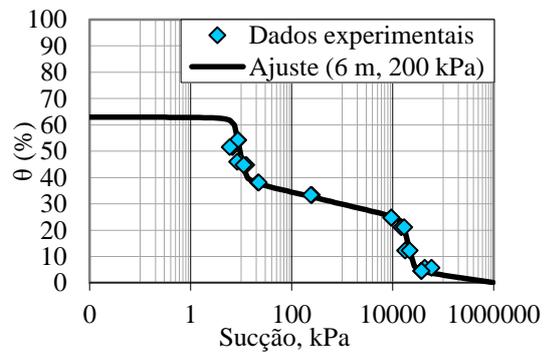
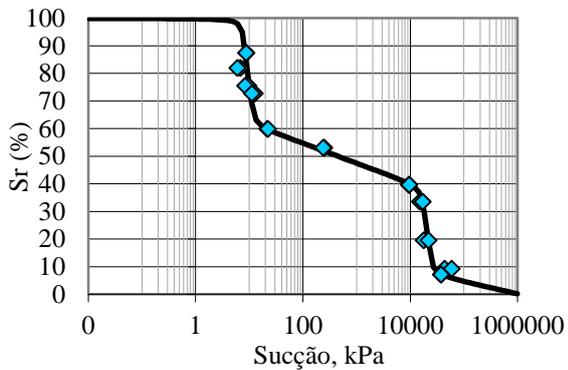
Condição Indeformada



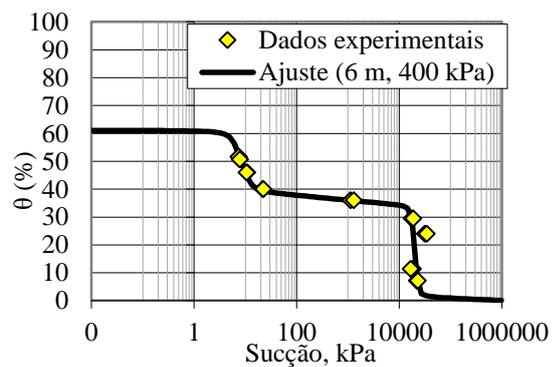
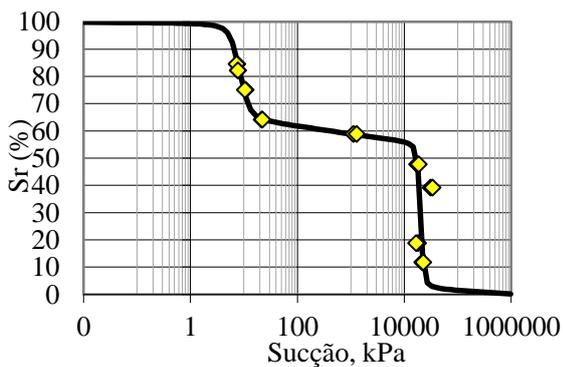
100 kPa



200 kPa



400 kPa



(a)

(b)

7.5 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Neste subitem serão apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento; os parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos; os pares de tensões de ruptura (σ' ; τ); bem como os deslocamentos verticais e horizontais obtidos para os ensaios de cisalhamento direto realizados para o perfil nas condições natural e inundada.

7.5.1 Tensão efetiva de ruptura e deslocamentos

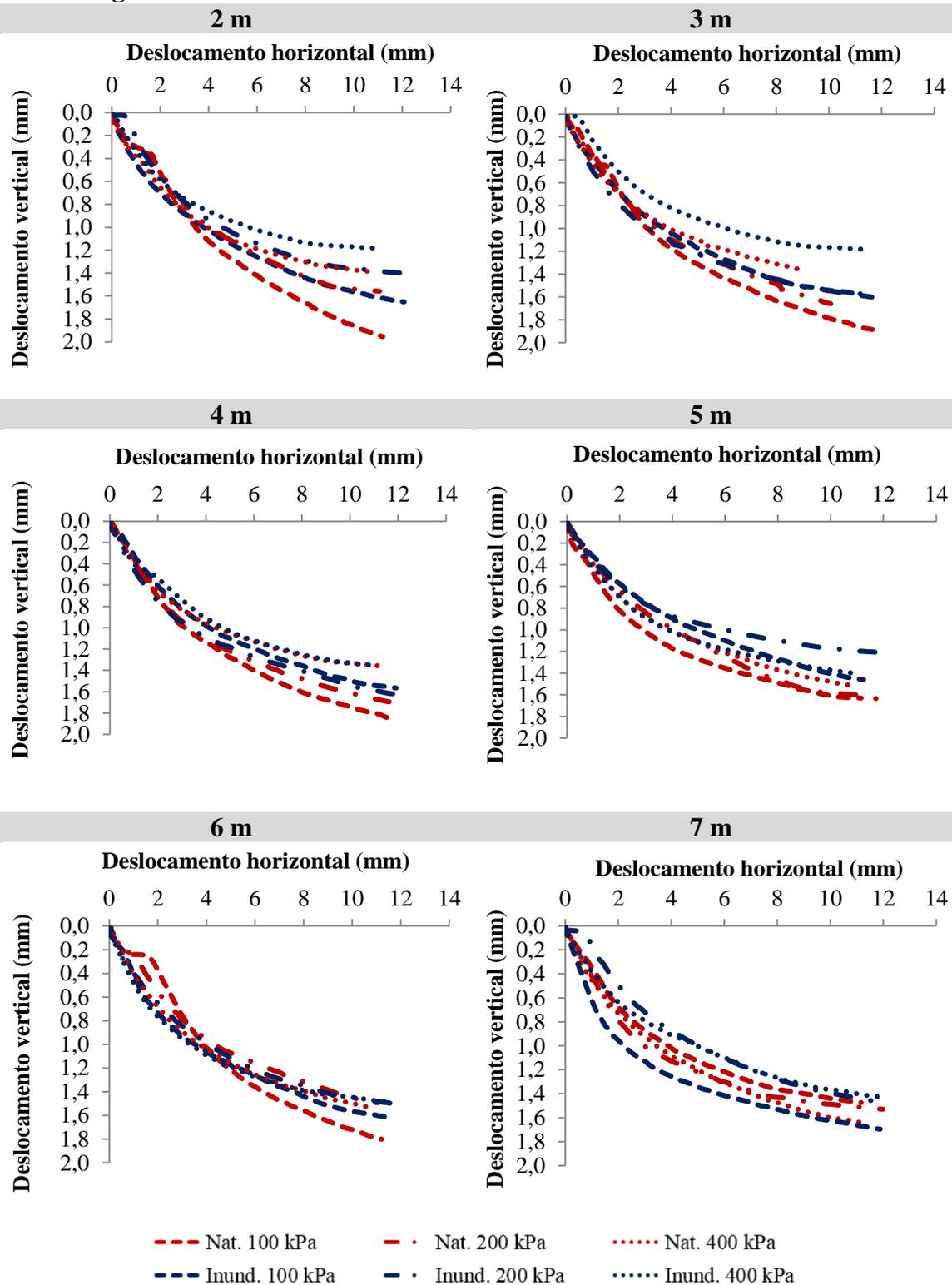
Conforme a ASTM D3080:2011, a tensão de ruptura é frequentemente tomada como a máxima tensão de cisalhamento atingida, ou na ausência de uma condição de pico, a tensão de cisalhamento correspondente a um deslocamento horizontal relativo de 10%. O deslocamento horizontal relativo consiste na razão, em porcentagem, do deslocamento horizontal e da dimensão lateral do corpo de prova na direção do cisalhamento.

Para os corpos de prova ensaiados no presente estudo, o solo apresentou comportamento plástico, não apresentando tensão de pico na ruptura (Figura 7.10). Desta forma, conforme o critério de ruptura estabelecido pela ASTM D3080:2011, convencionou-se que as tensões de ruptura foram aquelas correspondentes ao deslocamento horizontal relativo de 10% (6 mm). Na Tabela 7.4, apresentam-se os pares de tensões efetivas de ruptura. Observa-se que as tensões cisalhantes de ruptura para o solo na umidade natural são maiores.

Tabela 7.4 – Pares de tensões efetivas de ruptura

Prof. (m)	2				3				4			
Umidade	Natural		Inundado		Natural		Inundado		Natural		Inundado	
σ (kPa)	σ' (kPa)	τ (kPa)										
100	111,1	82,1	111,1	78,8	111,1	86,4	111,1	76,1	111,1	88,6	111,1	73,0
200	222,2	159,7	220,3	132,4	222,2	148,4	222,2	144,0	222,2	148,6	222,2	132,9
400	441,7	283,5	444,4	246,1	444,4	276,5	444,4	259,0	444,4	297,9	444,4	265,1
Prof. (m)	5				6				7			
Umidade	Natural		Inundado		Natural		Inundado		Natural		Inundado	
σ (kPa)	σ' (kPa)	τ (kPa)										
100	111,1	102,0	111,1	79,8	111,1	89,8	111,1	76,3	111,1	96,9	111,1	78,0
200	222,2	169,7	222,2	140,0	222,2	156,6	222,2	133,5	222,2	176,9	219,3	134,9
400	444,4	305,5	444,4	269,2	444,4	282,6	444,4	242,4	444,4	275,8	444,4	268,4

Figura 7.11 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal



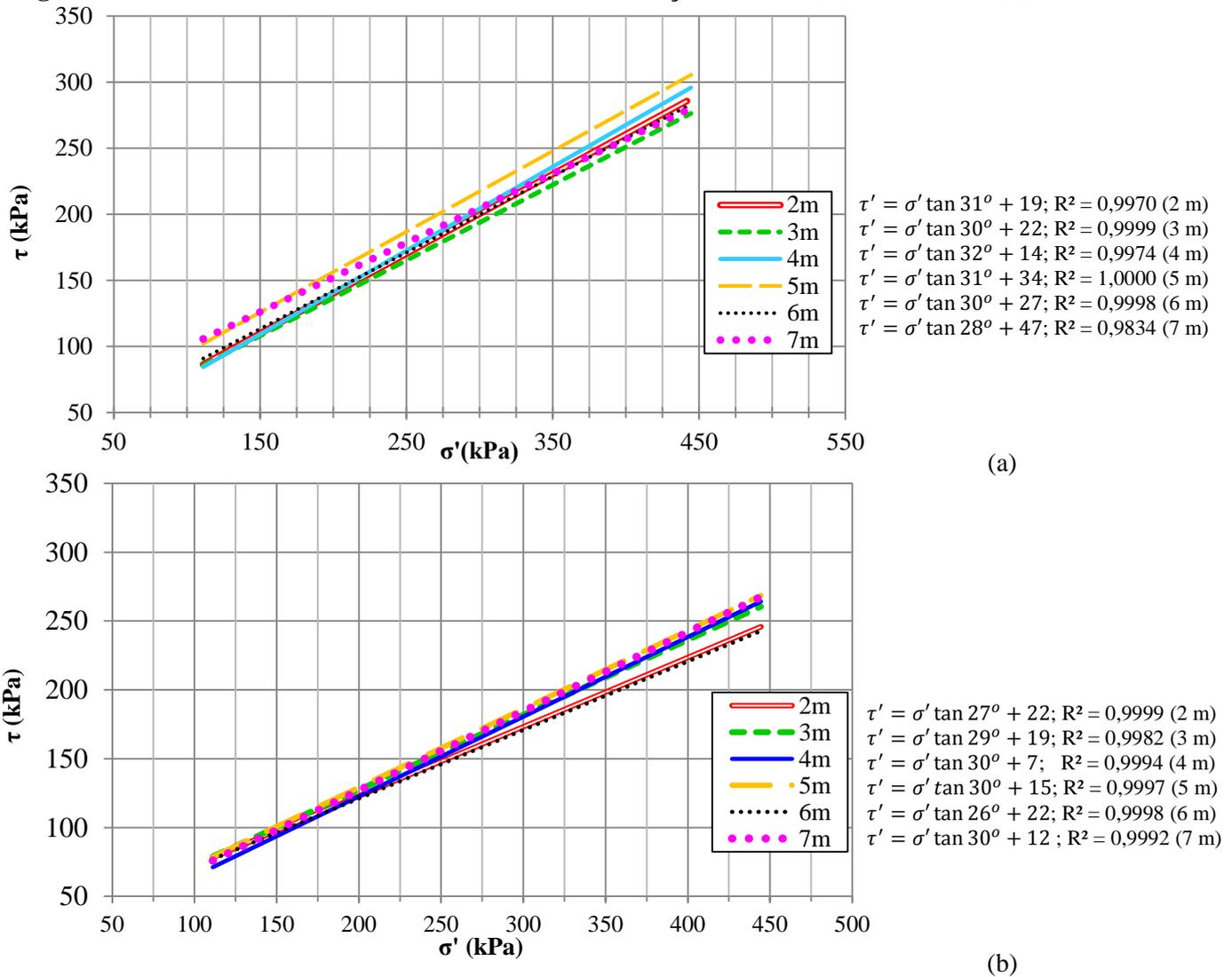
Na Figura 7.11, apresentam-se os deslocamentos verticais na fase de cisalhamento do ensaio (2ª etapa). Percebe-se que, em cada nível de tensão, os deslocamentos verticais para o solo natural tendem a ser maiores do que para o solo inundado. Isto se deve à fase de adensamento (1ª etapa), uma vez que o solo inundado é submetido a um pré-adensamento em

umidade natural e, em seguida, a um adensamento inundado, enquanto que o solo natural é submetido apenas a uma etapa de adensamento. Assim sendo, na ruptura, o solo inundado tende a deformar menos, porque já estava com seus vazios mais fechados, logo, os deslocamentos verticais tendem a ser menores do que aqueles deslocamentos do solo na umidade natural.

7.5.2 Envoltórias de resistência

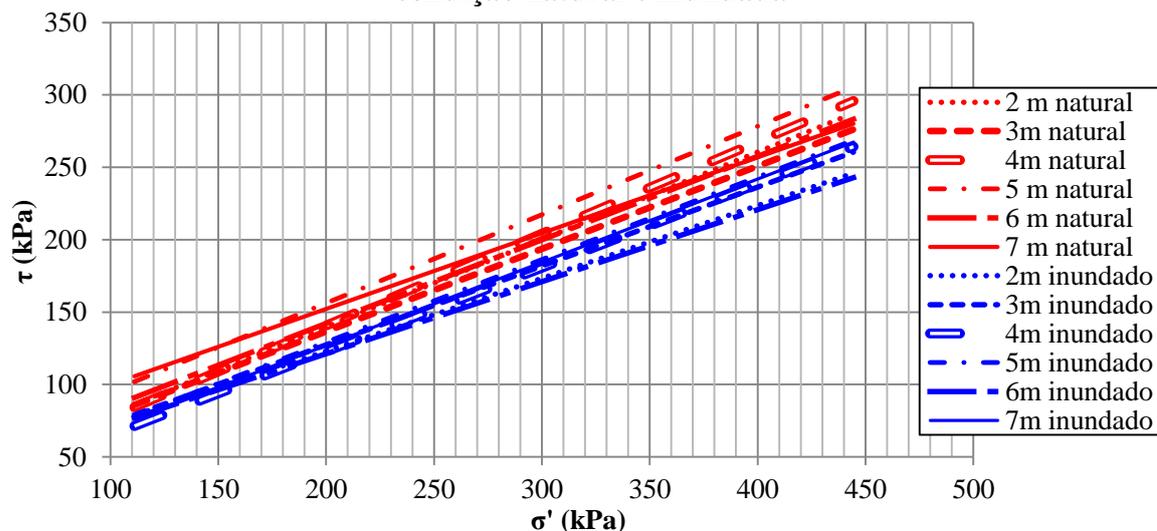
Nas Figuras 7.12a e 7.12b, apresentam-se as envoltórias de resistência ao cisalhamento. Observa-se que os ajustes das envoltórias foram adequados, muito próximos ou exatamente igual a 1.

Figura 7.12 – Envoltórias de resistência: solo na condição natural (a) e inundado (b)



Na Figura 7.13, apresenta-se a comparação das resistências para a condição natural e inundada do solo. Percebe-se que as envoltórias na condição inundada estão deslocadas para baixo em relação às envoltórias na condição natural, indicando que as resistências ao cisalhamento na inundação são menores para todas as profundidades.

Figura 7.13 – Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo na condição natural e inundada



7.5.3 Coesão e ângulo de atrito efetivos

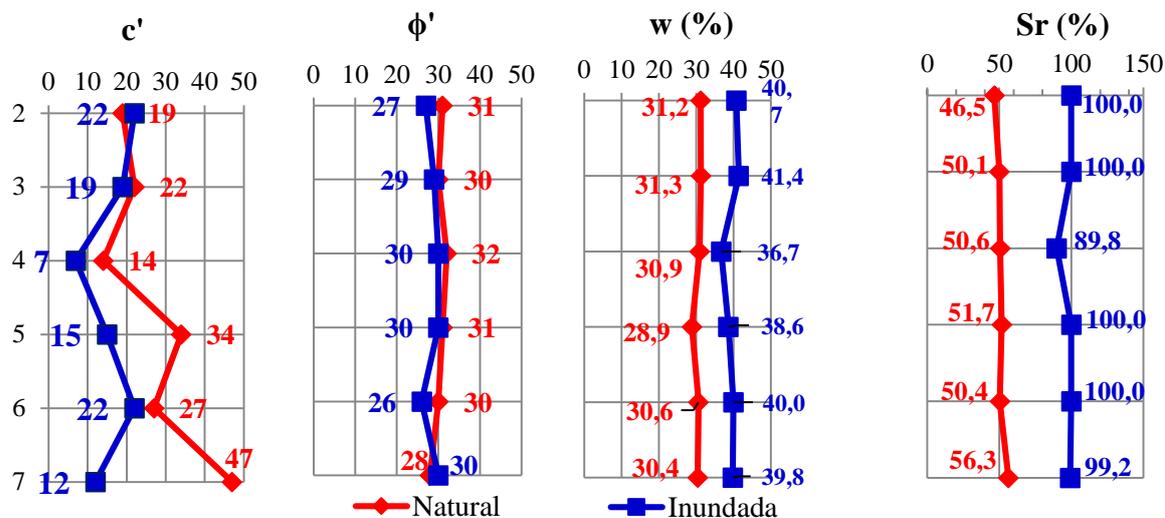
Na Tabela 7.5, reúnem-se os valores de coesão e ângulo de atrito efetivos para todas as profundidades analisadas, em diferentes condições de umidade. Na Figura 7.14, representa-se a variação destes parâmetros no perfil.

Tabela 7.5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Prof. (m)	Condição de umidade	w^1 (%)	Sr^1 (%)	Parâmetros de cisalhamento	
				c' (kPa)	ϕ' (°)
2	Natural	31,18	46,54	19	31
	Inundada	40,74	100,00	22	27
3	Natural	31,26	50,05	22	30
	Inundada	41,39	100,00	19	29
4	Natural	30,90	50,57	14	32
	Inundada	36,68	89,81	7	30
5	Natural	28,85	51,68	34	31
	Inundada	38,64	100,00	15	30
6	Natural	30,63	50,37	27	30
	Inundada	39,96	100,00	22	26
7	Natural	30,40	56,26	47	28
	Inundada	39,78	99,15	12	30

¹Médias dos três corpos de prova utilizados no traçado de cada envoltória

Figura 7.14 – Variação da coesão efetiva e do ângulo de atrito



Na Tabela 7.6, apresenta-se a variação percentual da coesão efetiva (em kPa), do ângulo de atrito (em graus) ocasionada pela inundação do solo. A variação (aumento) da umidade e do grau de saturação é representada em pontos percentuais. O sinal negativo indica um aumento para a coesão e para o ângulo de atrito, situações estas que não condizem com a tendência dos dados.

Tabela 7.6- Variação percentual dos parâmetros e da umidade, comparando-se os ensaios de cisalhamento direto natural e inundado

Prof. (m)	$\Delta c'$ (kPa)	$\Delta \phi'$ (°)	Δw (%)	ΔSr (%)
2	-3	4	9,6	53,5
3	3	1	10,1	50,0
4	7	2	5,8	39,2
5	19	1	9,8	48,3
6	5	4	9,3	49,6
7	35	-2	9,4	42,9
Médias:			9,0	47,3

Em termos gerais, conforme os resultados da Tabela 7.6, um aumento médio de 9 pontos percentuais na umidade do solo se refletiu em um aumento médio no grau de saturação de aproximadamente 47 pontos percentuais. A partir dos resultados exibidos na Figura 7.9 e na Tabela 7.6 é possível inferir que, também de forma geral, a coesão efetiva diminuiu com a inundação.

Em relação à variação dos parâmetros ao longo do perfil, na umidade natural do solo, observaram-se tendências de aumento da coesão efetiva e de oscilação do ângulo de atrito, em torno dos 30°.

As reduções de coesão efetiva devido à inundação ocorreram de forma mais significativa para as profundidades de 7 m (diferença de 35 kPa), 5 m (diferença de 19 kPa) e 4 m, em que a diferença foi de 7 kPa, valor este que corresponde a uma redução de 50% da coesão inicial. Houve uma tendência de diminuição do ângulo de atrito com a inundação. No entanto, tal redução observada não foi tão significativa quanto àquela ocasionada na coesão devido ao aumento da umidade.

7.5.4 Condições iniciais e finais dos ensaios de cisalhamento

Na Tabela 7.7 são apresentados os índices físicos obtidos para o solo evoluído nos ensaios de cisalhamento, no início e no final dos ensaios. Os índices físicos acompanham um i para caracterizar condição inicial (w_i , ρ_i , ρ_{di} , e_i , Sr_i , n_i e θ_i) e um f para caracterizar condição final (w_f , ρ_f , ρ_{df} , e_f , Sr_f , n_f e θ_f).

De modo geral, a aplicação das tensões verticais de 100, 200 e 400 kPa promoveu o seguinte efeito nos corpos de prova: aumentos das massas específicas aparentes úmida e seca, dos graus de saturação e das umidades volumétricas; e diminuições dos índices de vazios e das porosidades.

Para os ensaios de cisalhamento direto na umidade natural, houve uma diminuição da umidade gravimétrica, porém, o aumento da massa específica aparente seca se refletiu no aumento da umidade volumétrica. Os ensaios inundados, por sua vez, tiveram um aumento mais acentuado na umidade volumétrica, tendo em vista que o aumento da umidade gravimétrica e o aumento da massa específica aparente seca colaboraram duplamente para que isso ocorresse.

Tabela 7.7 – Índices físicos iniciais e finais do solo nos ensaios de cisalhamento

Prof. (m)	Corpo de prova	σ' (kPa)	w_i (%)	w_f (%)	ρ_i (g/cm ³)	ρ_f (g/cm ³)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{df} (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e_i	e_f	Sr_i (%)	Sr_f (%)	n_i (%)	n_f (%)	θ_i (%)	θ_f (%)
2	P2-1-CD-NAT	100	31,16	30,56	1,317	1,505	1,004	1,153	3,220	2,206	1,793	45,49	54,87	68,8	64,2	31,30	35,23
	P2-2-CD-NAT	200	31,03	30,51	1,333	1,677	1,017	1,285	3,220	2,166	1,506	46,12	65,22	68,4	60,1	31,56	39,20
	P2-3-CD-NAT	400	31,35	30,15	1,363	1,867	1,038	1,435	3,220	2,102	1,245	48,02	78,00	67,8	55,4	32,54	43,25
	P2-1-CD-INUND	100	30,77	42,58	1,432	1,802	1,095	1,264	3,220	1,941	1,547	51,05	88,61	66,0	60,7	33,69	53,82
	P2-2-CD-INUND	200	30,77	41,95	1,360	1,982	1,040	1,396	3,220	2,095	1,306	47,28	103,44	67,7	56,6	32,01	58,58
	P2-3-CD-INUND	400	30,55	37,70	1,356	2,088	1,039	1,517	3,220	2,100	1,123	46,85	108,08	67,7	52,9	31,74	57,18
3	P3-1-CD-NAT	100	30,92	30,17	1,385	1,497	1,058	1,150	3,220	2,044	1,800	48,70	53,98	67,2	64,3	32,70	34,70
	P3-2-CD-NAT	200	31,59	31,17	1,423	1,695	1,081	1,292	3,220	1,978	1,492	51,44	67,26	66,4	59,9	34,16	40,27
	P3-3-CD-NAT	400	31,26	30,49	1,403	1,915	1,069	1,468	3,220	2,013	1,194	50,00	82,25	66,8	54,4	33,40	44,76
	P3-1-CD-INUND	100	31,28	43,65	1,406	1,821	1,071	1,268	3,220	2,007	1,540	50,18	91,26	66,7	60,6	33,49	55,34
	P3-2-CD-INUND	200	31,09	39,36	1,412	1,887	1,077	1,354	3,220	1,990	1,378	50,31	91,94	66,6	58,0	33,48	53,28
	P3-3-CD-INUND	400	29,96	41,15	1,466	2,181	1,128	1,545	3,220	1,855	1,084	52,02	122,23	65,0	52,0	33,80	63,58
4	P4-1-CD-NAT	100	30,96	30,22	1,443	1,553	1,102	1,193	3,220	1,922	1,700	51,88	57,25	65,8	63,0	34,12	36,04
	P4-2-CD-NAT	200	31,15	30,86	1,387	1,720	1,057	1,315	3,220	2,046	1,449	49,03	68,57	67,2	59,2	32,93	40,57
	P4-3-CD-NAT	400	30,60	29,94	1,431	1,925	1,096	1,482	3,220	1,939	1,173	50,81	82,16	66,0	54,0	33,52	44,36
	P4-1-CD-INUND	100	31,01	34,16	1,430	1,643	1,091	1,224	3,220	1,951	1,630	51,19	67,48	66,1	62,0	33,84	41,82
	P4-2-CD-INUND	200	30,51	38,80	1,509	1,971	1,156	1,420	3,220	1,785	1,268	55,03	98,54	64,1	55,9	35,28	55,09
	P4-3-CD-INUND	400	30,41	37,07	1,388	2,049	1,064	1,495	3,220	2,026	1,154	48,33	103,40	67,0	53,6	32,36	55,41

Continua

Tabela 7.7 – Índices físicos iniciais e finais do solo nos ensaios de cisalhamento (Continuação)

Prof. (m)	Corpo de prova	σ' (kPa)	w_i (%)	w_f (%)	ρ_i (g/cm ³)	ρ_f (g/cm ³)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{df} (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e_i	e_f	Sr_i (%)	Sr_f (%)	n_i (%)	n_f (%)	θ_i (%)	θ_f (%)
5	P5-1-CD-NAT	100	29,01	28,50	1,474	1,545	1,142	1,203	3,190	1,792	1,653	51,63	55,01	64,2	62,3	33,14	34,27
	P5-2-CD-NAT	200	28,93	27,16	1,497	1,675	1,161	1,317	3,190	1,747	1,422	52,81	60,93	63,6	58,7	33,59	35,77
	P5-3-CD-NAT	400	28,62	28,16	1,463	1,877	1,137	1,465	3,190	1,805	1,178	50,59	76,26	64,3	54,1	32,55	41,25
	P5-1-CD-INUND	100	30,53	41,08	1,456	1,867	1,116	1,323	3,190	1,859	1,410	52,38	92,91	65,0	58,5	34,06	54,37
	P5-2-CD-INUND	200	30,05	37,78	1,428	1,983	1,098	1,440	3,190	1,906	1,216	50,29	99,12	65,6	54,9	32,98	54,39
	P5-3-CD-INUND	400	30,27	37,06	1,480	2,102	1,136	1,533	3,190	1,808	1,080	53,42	109,41	64,4	51,9	34,39	56,82
6	P6-1-CD-NAT	100	30,41	29,66	1,447	1,570	1,110	1,211	3,260	1,938	1,692	51,15	57,16	66,0	62,9	33,74	35,92
	P6-2-CD-NAT	200	30,83	30,15	1,357	1,666	1,037	1,280	3,260	2,142	1,546	46,91	63,56	68,2	60,7	31,98	38,60
	P6-3-CD-NAT	400	30,64	30,02	1,477	1,864	1,131	1,434	3,260	1,883	1,274	53,04	76,85	65,3	56,0	34,65	43,05
	P6-1-CD-INUND	100	30,72	42,85	1,465	1,796	1,121	1,257	3,260	1,909	1,592	52,46	87,71	65,6	61,4	34,43	53,88
	P5-2-CD-INUND	200	30,87	39,90	1,485	1,950	1,135	1,394	3,260	1,873	1,339	53,72	97,12	65,2	57,3	35,03	55,60
	P6-3-CD-INUND	400	30,34	37,14	1,478	2,184	1,134	1,592	3,260	1,876	1,047	52,73	115,59	65,2	51,2	34,40	59,13
7	P7-1-CD-NAT	100	29,97	29,73	1,505	1,551	1,158	1,196	3,260	1,814	1,726	53,84	56,15	64,5	63,3	34,71	35,55
	P7-2-CD-NAT	200	30,33	29,20	1,555	1,720	1,193	1,332	3,260	1,732	1,448	57,09	65,73	63,4	59,2	36,19	38,88
	P7-3-CD-NAT	400	30,90	29,58	1,557	1,859	1,189	1,435	3,260	1,741	1,272	57,86	75,80	63,5	56,0	36,75	42,44
	P7-1-CD-INUND	100	29,28	42,27	1,492	1,840	1,154	1,293	3,260	1,824	1,521	52,33	90,61	64,6	60,3	33,80	54,66
	P7-2-CD-INUND	200	29,04	39,34	1,499	1,967	1,162	1,412	3,260	1,805	1,309	52,43	97,98	64,4	56,7	33,74	55,55
	P7-3-CD-INUND	400	28,74	37,73	1,587	2,108	1,233	1,531	3,260	1,644	1,130	56,98	108,87	62,2	53,0	35,43	57,76

7.6 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Serão apresentadas as curvas de compressão normalizadas dos ensaios edométricos duplos ($e/e_i \times \sigma'$). Pretende-se analisar os comportamentos do material pedologicamente evoluído, no que concerne às curvas de compressão e à magnitude dos colapsos observados. Desta forma, serão apresentados os parâmetros de compressibilidade referentes às curvas na condição natural e inundada, que consistem na Tensão virtual de pré-adensamento (σ_a') e nos coeficientes de compressão (Cc) e de colapso (I). As deformações induzidas pelo umedecimento foram medidas sob tensões de 12,5 kPa a 1600 kPa.

7.6.1 Tensão de pré-adensamento virtual, coeficientes de compressão e expansão

No Apêndice B, apresentam-se as curvas $e \times \log \sigma'$ (Figuras B.1 e B.2) utilizadas para o cálculo dos parâmetros de compressibilidade apresentados na Tabela 7.8, sendo estes a tensão de pré-adensamento virtual (σ_a') e os índices de compressão (Cc). Ressalta-se que a estimativa das tensões de pré-adensamento virtual foi realizada pelo método de Pacheco Silva.

Tabela 7.8 - Parâmetros de compressibilidade

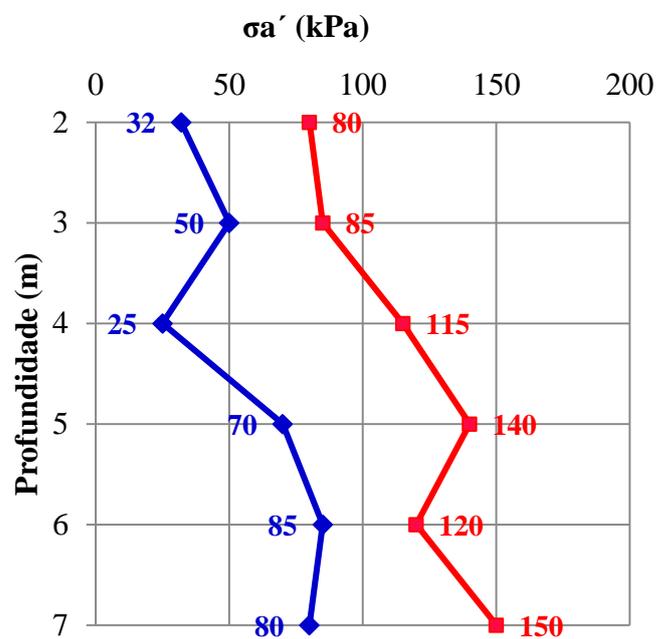
Prof. (m)	Condição de umidade ⁽¹⁾	w (%)	Sr (%)	$\rho_d^{(2)}$ (g/cm ³)	ef/ei ⁽²⁾	Parâmetros de compressibilidade	
						σ_a' (kPa)	Cc
2	Natural	30,55	45,04	1,551	0,493	80	0,790
	Inundada	32,47	100,00	1,577	0,478	32	0,675
3	Natural	32,10	51,09	1,551	0,532	85	0,789
	Inundada	32,17	97,82	1,564	0,526	50	0,644
4	Natural	30,83	54,41	1,575	0,572	115	0,713
	Inundada	31,72	97,83	1,575	0,517	25	0,663
5	Natural	29,66	55,12	1,550	0,617	140	0,565
	Inundada	31,85	99,61	1,580	0,535	70	0,596
6	Natural	30,76	52,86	1,547	0,584	120	0,718
	Inundada	33,30	100,00	1,573	0,581	85	0,615
7	Natural	30,70	55,74	1,535	0,628	150	0,550
	Inundada	32,03	97,68	1,576	0,596	80	0,573

⁽¹⁾Valores de umidade natural: início do ensaio; Valores de umidade inundada: final do ensaio. Ressalta-se que são corpos de prova distintos ensaiados.

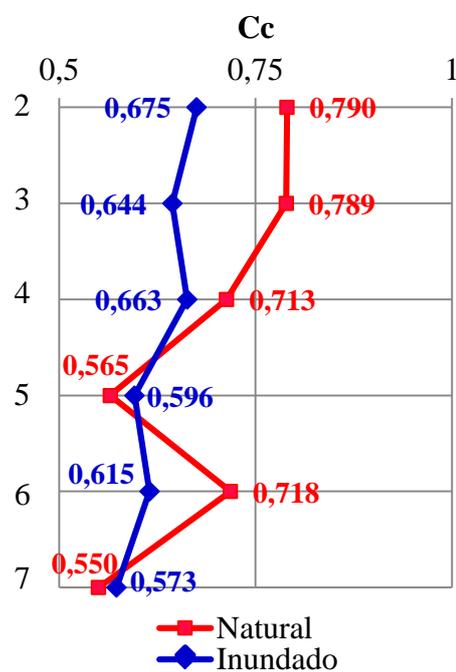
⁽²⁾Valores de massa específica aparente seca e índice de vazios normalizado referentes ao final do ensaio.

Na Figura 7.15, exibe-se a variação dos parâmetros de compressibilidade em perfil, nas condições de umidade natural do solo e após inundação.

Figura 7.15 – Variação dos parâmetros de compressibilidade ao longo do perfil: Tensão de pré-adensamento virtual (a) e índice de compressão (b)



(a)



(b)

Quanto maior o índice de compressão, mais compressível é o solo. Nota-se que, à medida que a profundidade aumentou, o solo se apresentou mais denso (menos compressível), diminuindo os índices de compressão ao longo do perfil.

Percebe-se que, para a profundidade de 5 m, houve um menor valor de C_c , voltando a aumentar em 6 m, o que possivelmente pode ser explicado pelo valor mais baixo de umidade natural na profundidade de 5 m, conferindo maior rigidez ao solo e ocasionando um aumento da tensão de pré-adensamento virtual.

As profundidades de 5 m e 7 m apresentaram um aumento do índice de compressão com a inundação. Possivelmente, isso ocorreu porque o solo estava inicialmente mais rígido. Desta forma, ao sofrer inundação, as deformações por colapso foram maiores. Os solos das demais profundidades provavelmente se deformaram mais antes de atingir a tensão de pré-adensamento por estarem menos rígidos e, desta forma, os índices de compressão foram menores.

No geral, observou-se uma redução nas tensões de pré-adensamento virtual ($\hat{\sigma}_a$) e no índice de compressão (C_c) com a inundação. Foram obtidas tensões de pré-adensamento virtuais variando de 80 kPa a 150 kPa e índices de compressão entre 0,790 e 0,550, para o teor de umidade natural do solo. Nas condições inundadas, os respectivos valores foram de 25 kPa a 80 kPa e 0,675 a 0,573.

Gutierrez (2005) também encontrou uma tendência de redução com a inundação das tensões de pré adensamento virtuais e dos índices de compressão ao longo da camada de solo evoluído estudada, para o perfil de Latossolo Vermelho. Na umidade natural, as referidas tensões estiveram entre 69 kPa e 290 kPa e os índices de compressão, por sua vez, variaram de 0,809 a 0,585. Em relação ao solo inundado, as tensões estiveram entre 43 kPa e 179 kPa e os coeficientes de compressão, variando de 0,502 a 0,646.

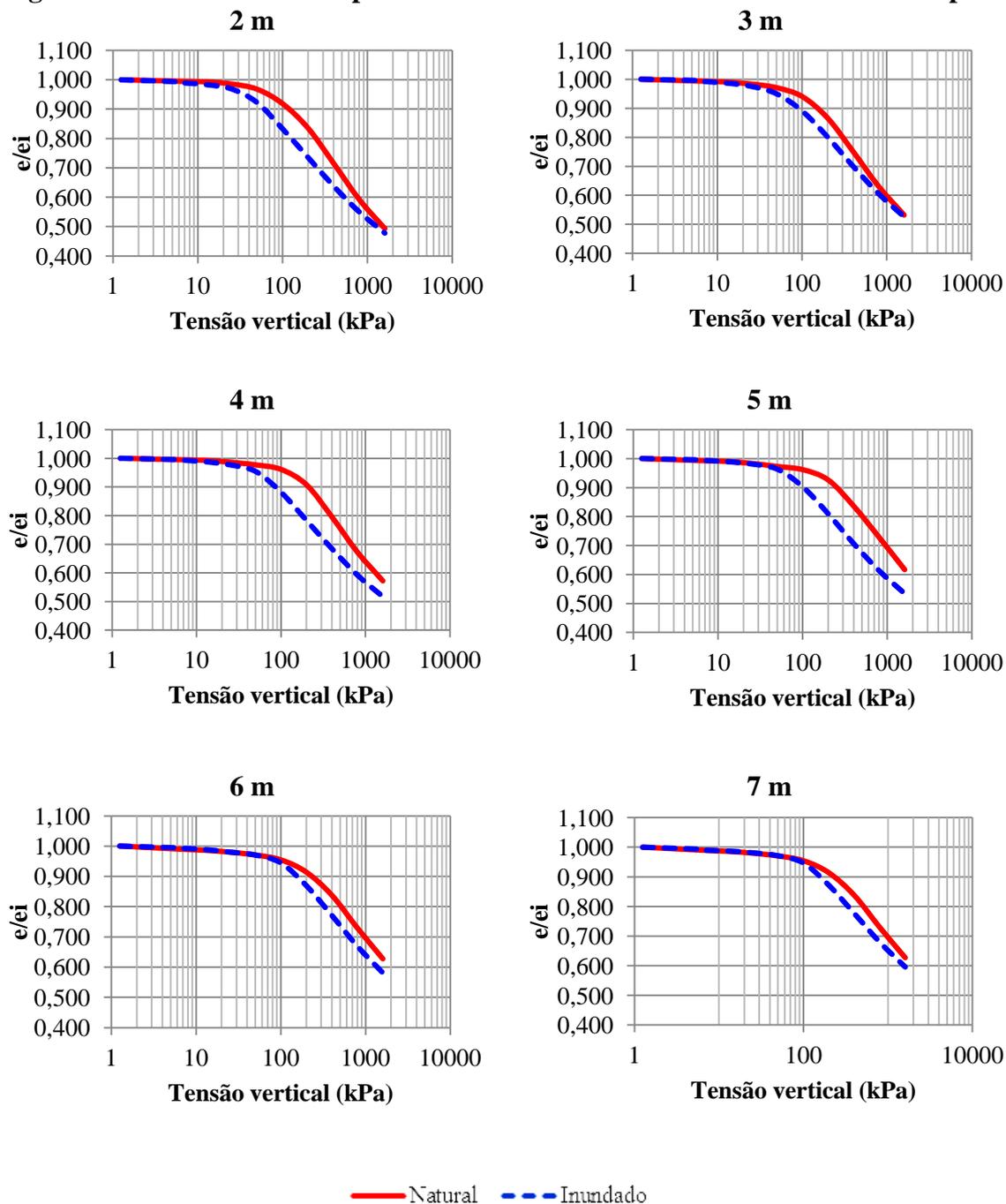
Guimarães (2002) estudou a camada de solo residual laterítico de um Latossolo Vermelho-Amarelo típico de Brasília (DF), sendo constituída por uma argila arenosa vermelho escura de 0 m a 5 m e por uma argila pedregulho-arenosa vermelho escura de 5 m a 8,80 m. O referido autor obteve índices de compressão decrescentes ao longo da camada de solo evoluído, variando de 0,626 a 0,249, com tensões de pré-adensamento virtual, em geral, crescentes, variando de 30 kPa a 107 kPa, à medida que se aumentou a profundidade.

7.6.2 Curvas de compressão normalizadas

Na Figura 7.16, as curvas de compressão normalizadas (índice de vazios normalizado (e/e_i) *versus* tensão vertical efetiva) para as profundidades de 2 m a 7 m são representadas individualmente para os ensaios edométricos duplos. As diferenças entre as curvas obtidas para os ensaios em umidade natural e inundado são as deformações induzidas por umedecimento (deformações por colapso). Desta forma, analisando-se as curvas separadamente, é possível se

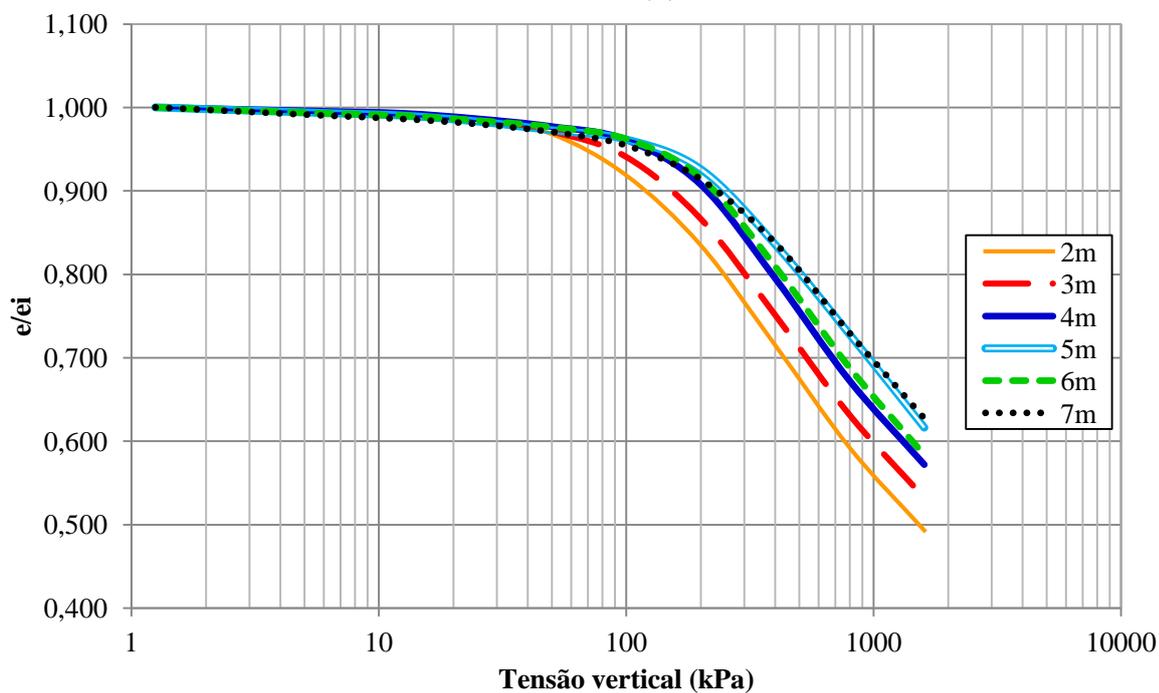
observar as deformações induzidas pelo umedecimento para cada profundidade. Aparentemente, as curvas as quais apresentam maiores diferenças são as curvas correspondentes a 2 m, 4 m e 5 m.

Figura 7.16 – Curvas de compressão normalizadas dos ensaios edométricos duplos

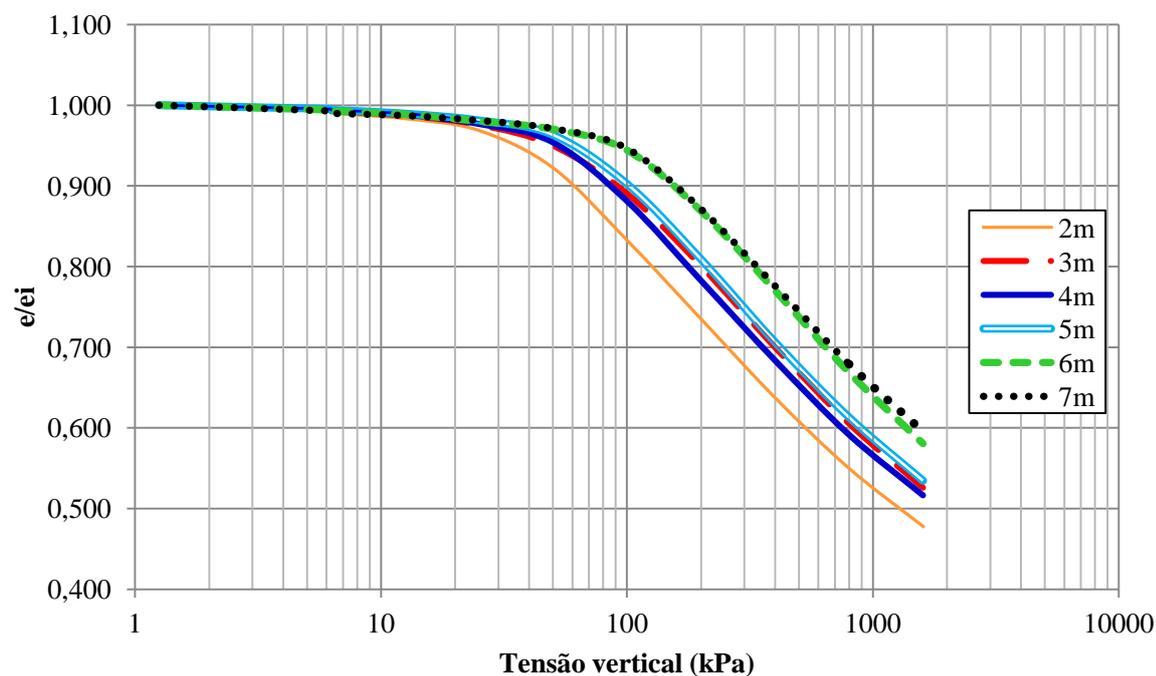


Nas Figuras 7.17a e 7.17b, apresentam-se as curvas de compressão normalizadas para o perfil de solo evoluído, nos ensaios em condições umidade natural e inundada, respectivamente.

Figura 7.17– Curvas de compressão normalizadas: umidade natural (a) e ensaio inundado (b)



(a)



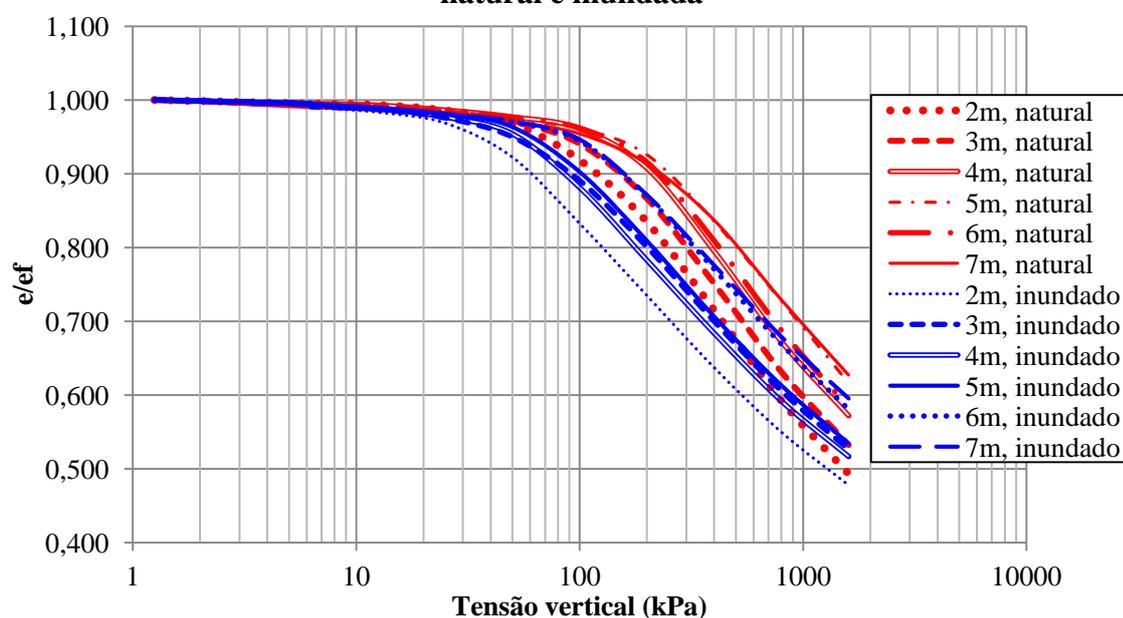
(b)

A disposição das curvas apresentadas permite identificar diferentes conjuntos na Figura 7.17a: o conjunto superior (2 m, 3 m e 4 m), o qual se apresenta menos rígido e o conjunto inferior (5 m, 6 m e 7 m), sendo este mais rígido. Com o umedecimento (Figura 7.17b), o solo da profundidade de 2 m continua apresentando menor rigidez. As profundidades de 3 m, 4 m e 5 m possuem comportamentos de deformação semelhantes e as profundidades de 6 m e 7 m

continuam mais rígidas, indicando mudança de material. Analisando-se os valores de N (Figura 7.1), o solo de 5 m está com o mesmo N de 6 m, o que pode ser explicado pela umidade inferior aos valores obtidos para as demais profundidades da camada de solo evoluído (29,13%). Se esta umidade fosse maior, provavelmente o N estaria entre 2,6 e 3,6 e seu comportamento seria de menor rigidez do que aquela apresentada.

Na Figura 7.18, são exibidas todas as curvas juntas, referentes aos ensaios naturais e inundados. Notam-se maiores deformações na condição inundada.

Figura 7.18 – Comparação das curvas de compressão normalizadas na condição natural e inundada



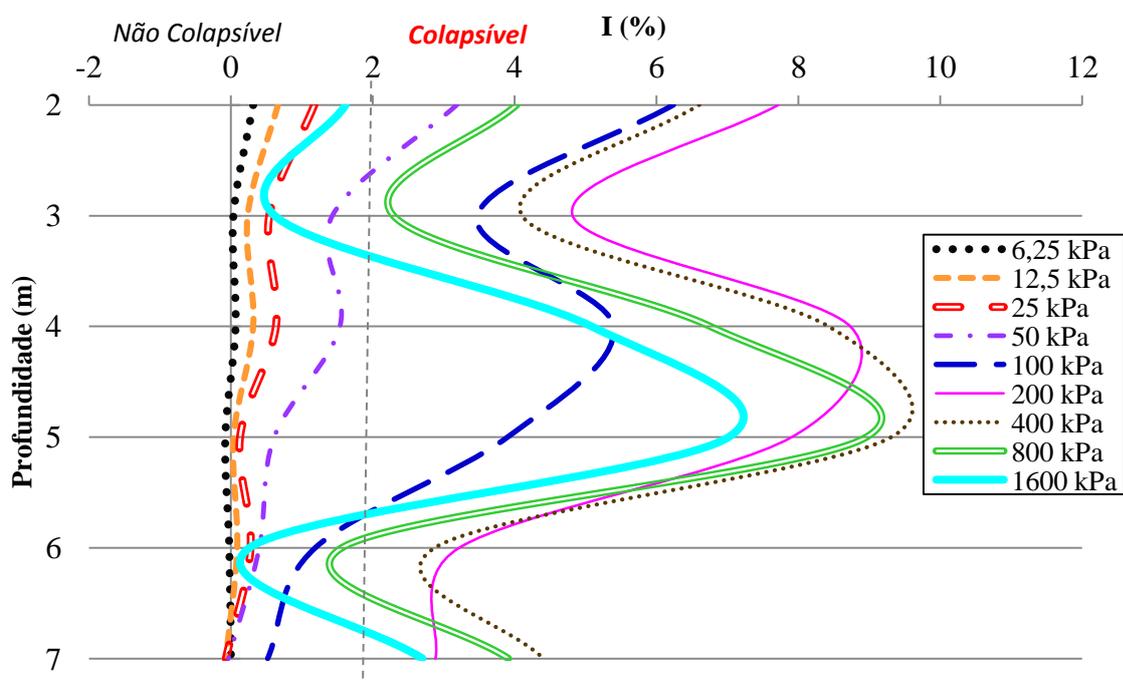
7.6.3 Índice de colapso

Para avaliar a colapsibilidade do perfil de solo evoluído, calculou-se o índice de colapso para cada nível de tensão aplicado, conforme o Anexo B, e os resultados são exibidos na Tabela 7.8. Os valores negativos indicam que as amostras sofreram expansão com a inundação. Conforme Vargas (1977), o índice de colapso de 2% consiste no limite entre os solos colapsíveis e não colapsíveis. Sendo este índice igual a 2%, considera-se o solo colapsível. Desta forma, adotando-se tal critério de colapsibilidade, tem-se que, sob a aplicação das tensões de 50 kPa a 1600 kPa, o perfil de solo evoluído apresentou colapsibilidade em todas as profundidades. Na Tabela 7.9, foram destacados os coeficientes de colapso maiores que 2%.

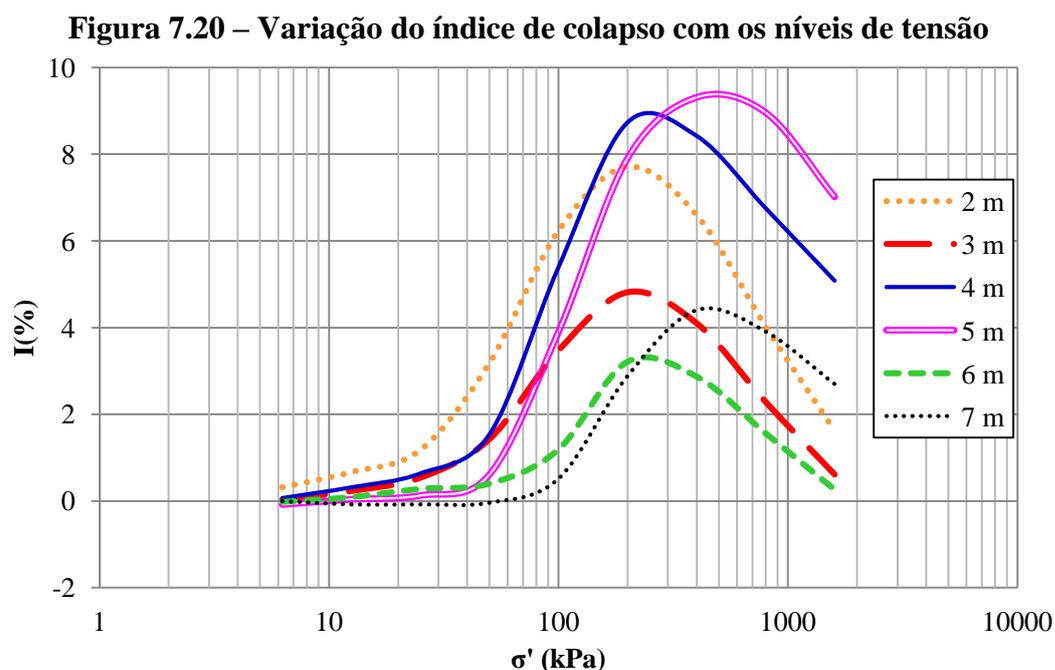
Tabela 7.9 – Índice de colapso

Prof. (m)	2	3	4	5	6	7
Tensão (kPa)	I (%)					
6,25	0,32	0,04	0,07	-0,08	-0,02	0,00
12,5	0,66	0,24	0,31	0,04	0,09	-0,07
25	1,18	0,54	0,63	0,13	0,28	-0,07
50	3,19	1,43	1,54	0,61	0,40	-0,04
100	6,24	3,47	5,39	3,90	1,19	0,52
200	7,71	4,82	8,73	7,90	3,22	2,88
400	6,60	4,10	8,42	9,31	2,87	4,40
800	4,03	2,29	6,75	8,96	1,56	3,91
1600	1,62	0,62	5,08	7,01	0,26	2,70

Na Figura 7.19, representa-se a variação do índice de colapso com a profundidade. Encontrou-se que o colapso é relevante no perfil de solo para as tensões de 50 kPa a 800 kPa aos 2 m; 100 kPa a 800 kPa aos 3m; 100 kPa a 1600 kPa aos 4 m e 5 m; 200 kPa e 400 kPa aos 6 m; e 200 kPa a 1600 kPa aos 7 m, conforme destacado na Tabela 7.9. A profundidade de 6 m apresentou os menores índices de colapso, seguida de 7 m. Possivelmente, este comportamento pode ser justificado por uma mudança na microestrutura do solo.

Figura 7.19 – Variação do índice de colapso ao longo da profundidade

A variação do índice de colapso com os níveis de tensão está representada graficamente na Figura 7.20. Observa-se que os coeficientes de colapso são crescentes com as tensões aplicadas até atingir um valor máximo e, em seguida, decrescem com o aumento destas. Os maiores coeficientes de colapso calculados foram obtidos em 2 m, 4 m e 5 m, corroborando com a indicação de maiores deformações por colapso nestas profundidades.



Gutierrez (2005) explica que quando o solo se apresenta com teor de umidade inicial menor, tende a apresentar maior rigidez temporária, devido à tensão de sucção e/ou cimentação. Quando ocorre o umedecimento, este tende a apresentar maior decréscimo de volume sob determinada tensão e, conseqüentemente, maior índice de colapso. Todavia, se o material possuir teor de umidade inicial elevado, poderá não manifestar o colapso em tais condições, mesmo que o solo seja colapsível.

Os corpos de prova para o ensaio edométrico duplo na profundidade de 5 m apresentaram teores de umidade (29,66% e 29,71%) abaixo dos valores médios obtidos para o perfil, sendo abaixo de 30%. Desta forma, analisando-se a explicação de Gutierrez (2005), o maior índice de colapso obtido pode ser justificado pelo teor de umidade inicial menor nesta profundidade, que possivelmente pode ter causado uma maior rigidez temporária.

7.7 INFLUÊNCIA DA APLICAÇÃO DE TENSÕES NA CURVA CARACTERÍSTICA

Serão apresentadas as curvas características do solo das profundidades de 3 m e 6 m, nas condições indeformada e após a aplicação das tensões de carregamento de 100, 200 e 400 kPa. Também serão discutidos os valores de entrada de ar para a dessaturação dos macroporos e dos microporos, e os respectivos graus de saturação. Em seguida, serão realizadas comparações entre as ambas as profundidades para um mesmo nível de tensão, bem como uma comparação geral entre as oito curvas obtidas.

7.7.1 Profundidade de 3 m

Nas Figuras 7.21a e 7.21b, são exibidas as curvas características do solo da profundidade de 3 m, nas condições indeformada e após carregamento de 100, 200 e 400 kPa. Na Tabela 7.10, por sua vez, são apresentados os parâmetros de ajuste da curva característica proposta por Gitirana e Fredlund (2004).

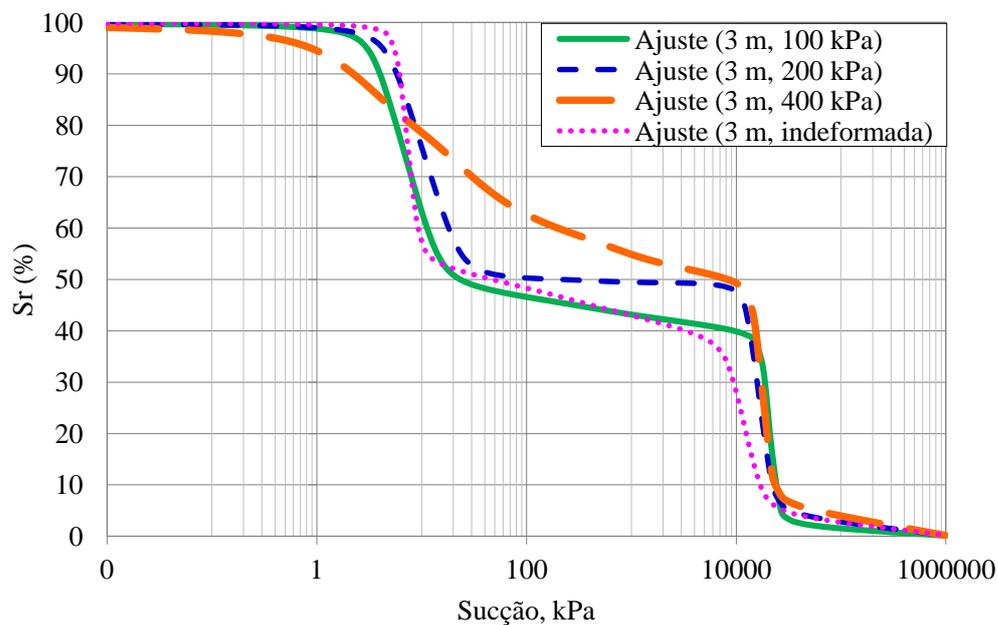
Tabela 7.10 – Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Gitirana Jr. e Fredlund, para 3 m (2004)

Condição	Trecho 1				Trecho 2			
	θ_s (%)	VEA ₁ (kPa)	Ψ_{res1} (kPa)	Sr _{res1} (%)	VEA ₂ (kPa)	Sr _{b2} (%)	Ψ_{res2} (kPa)	Sr _{res2} (%)
Indeformada	67	6	9	53	9000	39	16000	3,9
100 kPa	66,5	3,5	14	48	18500	40	23100	3,0
200 kPa	64	5	22	50	13000	50	21000	4,0
400 kPa	61	1,5	50	59,5	15000	50	21000	6,0

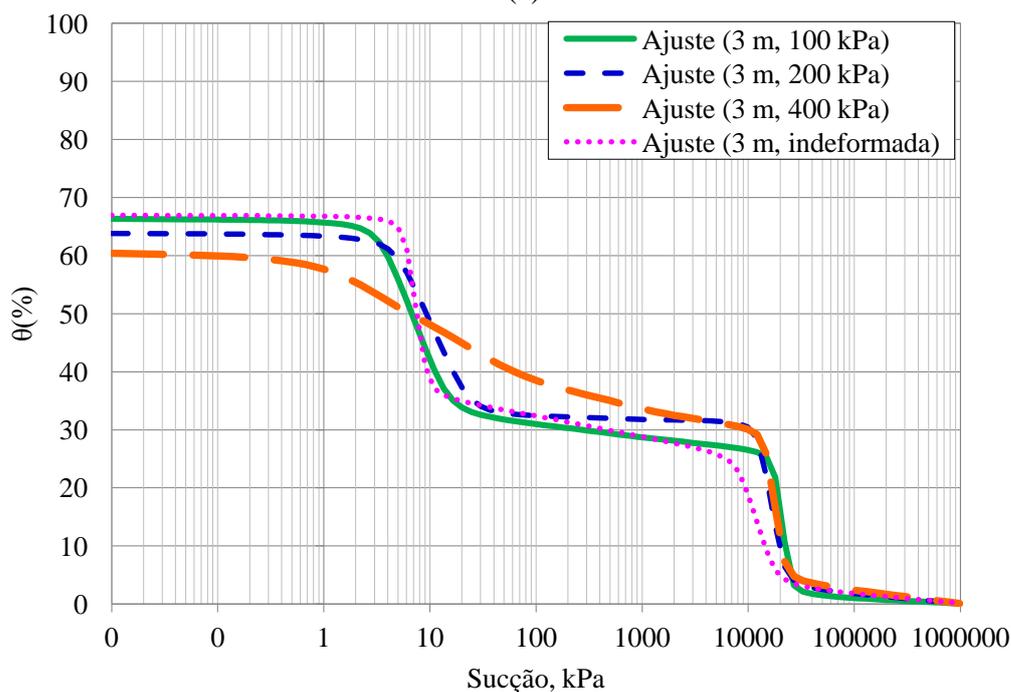
O primeiro valor de entrada de ar (VEA₁) está relacionado aos macroporos existentes entre as partículas de argila (poros interagregados). Conforme se apresenta na Tabela 7.10, a faixa de VEA dos macroporos foi estabelecida de 1,5 kPa a 6 kPa. O segundo valor de entrada de ar (VEA₂), relacionado aos microporos existentes entre as partículas de argila (poros intra-agregados), variou de 9000 kPa a 18500 kPa.

O primeiro trecho consiste na dessaturação dos macroporos, partindo da saturação completa (θ_s) até o valor de saturação residual destes (Sr_{res1}). O segundo trecho, por sua vez, começa no valor de saturação correspondente à entrada de ar dos microporos (Sr_{b2}) e se estende até seu valor de saturação residual (Sr_{res2}).

Figura 7.21 – Comparação de curvas características na profundidade de 3 m: grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)



(a)



(b)

Observa-se, na Tabela 7.10 e nas Figuras 7.21 a e 7.21b, que entre o término de entrada de ar dos macroporos (condição residual do trecho 1) e início de entrada de ar dos microporos (início do trecho 2), ocorreu uma variação na quantidade de água do solo descrita por um patamar. Para a condição indeformada, a variação do grau de saturação foi de 53% para 39% enquanto a sucção aumentou de 9 kPa para 9000 kPa. Para a condição de carregamento de 100 kPa, a variação do grau de saturação foi de 48% para 40% enquanto a sucção aumentou de 14

kPa para 18500 kPa. Para a condição de 200 kPa ocorreu a variação da sucção de 22 kPa para 13000 kPa, enquanto o grau de saturação permaneceu constante (50%), sendo o patamar que representa esse trecho, totalmente horizontal. Isto indica ausência de poros de tamanho intermediário no solo. A condição de carregamento de 400 kPa proporcionou uma curva cuja forma se apresenta como uma transição entre o formato bimodal e unimodal, o que indica que a estrutura natural do solo foi modificada. Os poros do solo apresentaram-se mais uniformes, sendo a dessaturação gradual, sem o patamar característico da curva bimodal. Assim sendo, tem-se que a curva de 400 kPa não se ajustou totalmente à distribuição bimodal ou unimodal, sendo uma curva intermediária.

Aubertin et al. (1998), comentam que é esperado uma variação dos valores de entrada de ar de 0,2 kPa a 1 kPa em areias grossas; 1 kPa a 3,5 kPa em areias médias; 3,5 kPa a 7,5 kPa em areias finas; 7 kPa a 25 kPa em siltes e mais de 25 kPa para argilas.

Em relação ao perfil de Latossolo analisado por Guimarães (2002), foram encontrados valores de entradas de ar nos macroporos entre 4 kPa e 6 kPa até os 8 m de profundidade, para o solo evoluído. A distribuição de poros obtida foi típica de solos tropicais, consistindo em uma distribuição bimodal. O valor de entrada de ar nos microporos para esta camada esteve entre 530 kPa e 7176 kPa, sendo, em geral, crescente ao longo da profundidade, com índices de vazios decrescentes ao longo desta (1,6 a 0,9).

Grau (2014), estudou o solo proveniente do mesmo local que Guimarães (2002), sendo uma argila laterítica residual tropical, coletado no primeiro metro de profundidade do perfil e obteve VEAs nos macroporos de 4 kPa e de 10000 kPa nos microporos.

7.7.2 Profundidade de 6 m

Nas Figuras 7.22a e 7.22b, são apresentadas as curvas características do solo da profundidade de 6 m, nas condições indeformada e após carregamento de 100, 200 e 400 kPa. Na Tabela 7.11, são apresentados os parâmetros de ajuste da curva característica proposta por Gitirana e Fredlund (2004), para o solo de 6 m sob diferentes condições de carregamento.

Figura 7.22 – Comparação de curvas características na profundidade de 6 m: grau de saturação *versus* sucção matricial (a) e umidade volumétrica *versus* sucção matricial (b)

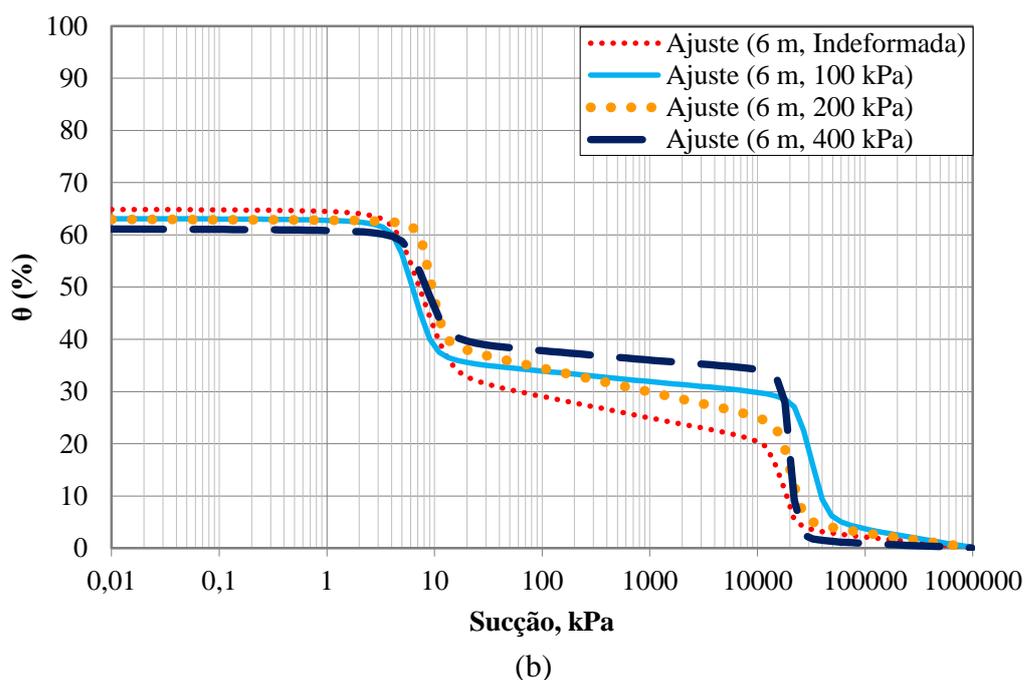
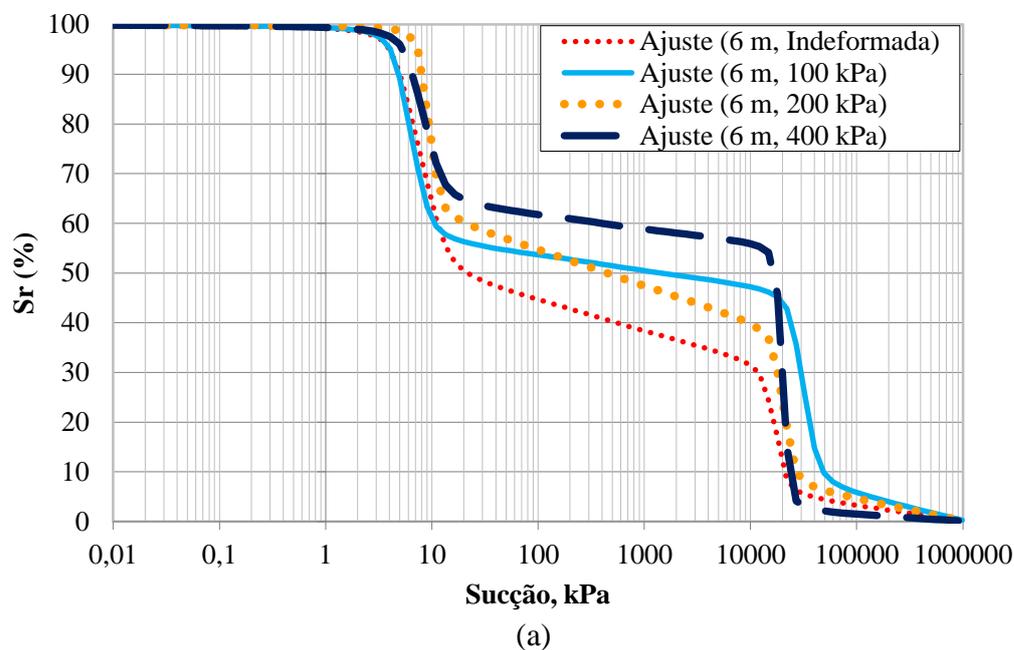


Tabela 7.11– Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Fredlund e Gitirana, para 6 m (2004)

Condição	Trecho 1				Trecho 2			
	θ_s (%)	VEA ₁ (kPa)	Ψ_{res1} (kPa)	Sr _{res1} (%)	VEA ₂ (kPa)	Sr _{b2} (%)	Ψ_{res2} (kPa)	Sr _{res2} (%)
Indeformada	65	4,5	13	49	15000	32	19000	5
100 kPa	63,2	4,5	9	56	25000	47	40000	7
200 kPa	63	8	11	61	18000	39	23000	7
400 kPa	61,2	6	11,5	63,5	18000	56	22500	2

Conforme se apresentam os valores de entrada de ar na Tabela 7.11, a faixa de VEA dos macroporos se encontrou de 4,5 a 8 kPa. Analisando-se a classificação de Aubertin et al. (1998), espera-se uma variação dos valores de entrada de ar de 0,2 kPa a 1 kPa em areias grossas; 1 kPa a 3,5 kPa em areias médias; 3,5 kPa a 7,5 kPa em areias finas; 7 kPa a 25 kPa em siltes e mais de 25 kPa para argilas. Assim sendo, o VEA_1 encontrado é compatível com o VEA de areias finas a silte, em consonância com a granulometria obtida para o solo evoluído, de argila silto-arenosa.

Os VEA_1 de 3 m, sendo de 1,5 a 6 kPa, foram ligeiramente menores que os VEA_1 de 6 m, o que pode explicar o comportamento mais poroso da camada superior silto-arenosa, com maiores índices de vazios.

Analisando-se a Tabela 7.11 e as Figuras 7.22 a e 7.22b, na condição indeformada do solo, o grau de saturação residual dos macroporos (Trecho 1), diminuiu de 49% para 32% (início de dessaturação dos microporos – Trecho 2) enquanto a sucção aumentou de 13 kPa para 15000 kPa. Para o solo na condição de carregamento de 100 kPa, o grau de saturação diminuiu de 56% para 47% e a sucção aumentou de 9 kPa para 25000 kPa. Quanto à condição de 200 kPa, o grau de saturação diminuiu de 61% para 39% enquanto a sucção aumentou de 11 kPa para 18000 kPa. Por último, para o solo de 400 kPa, o grau de saturação diminuiu de 63,5% para 56%, tendo a sucção um aumento de 11,5 kPa para 18000 kPa.

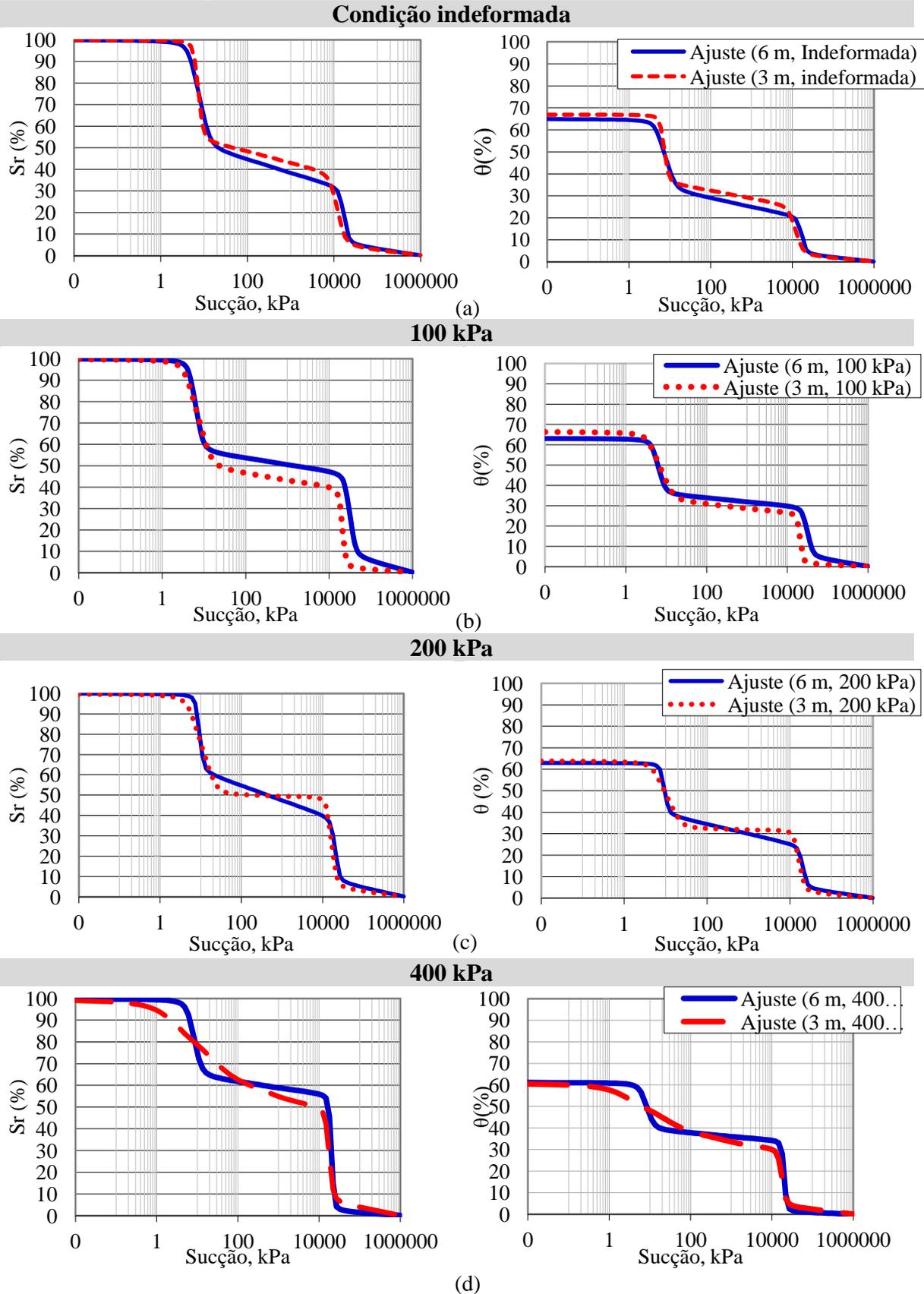
Araújo (2010) estudou um Latossolo Vermelho típico de Goiânia (GO) (argila de média plasticidade), realizando ensaios nos 3 metros superficiais, o qual obteve valores de entrada de ar para os macroporos entre 2,5 kPa e 4 kPa e para os microporos de 7500 kPa a 10500 kPa.

Na profundidade de 6 m, as curvas características apresentaram o mesmo formato bimodal. Nenhum dos esforços de compressão proporcionou mudança na forma das curvas, não sendo suficientes para promover o fechamento total dos macroporos.

7.7.3 Comparação das curvas em diferentes profundidades, para um mesmo nível de tensão

Nas Figuras 7.23a a 7.23d, apresenta-se a comparação das curvas características para 3 m e 6 m, considerando-se uma mesma condição de carregamento.

Figura 7.23 – Comparação de curvas características na profundidade de 3 m e 6 m: Condição indeformada (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d)



Notou-se que, para as amostras indeformadas e após a aplicação de 100 kPa, o formato das curvas não variou. Sob a aplicação de 200 kPa, a curva de 3 m apresentou um patamar totalmente horizontal, o que indica que a água dos macroporos foi totalmente drenada e que o solo não possui mais poros intermediários para serem dessaturados. No entanto, sob este nível de tensão, não ocorrem indícios de mudança de estrutura. Já para a curva de 400 kPa, o formato bimodal foi alterado, desta forma, esta se apresenta como uma curva intermediária, indicando que os vazios continuam a ser fechados, se aproximando da distribuição unimodal.

Camapum de Carvalho e Leroueil (2000) demonstraram que ao se solicitar um solo, reduz-se o índice de vazios, alterando-se a curva característica. Na maioria dos casos, a variação do índice de vazios impõe ao solo variações do grau de saturação, conduzindo-o a deslocar sobre uma nova curva característica representativa do novo índice de vazios.

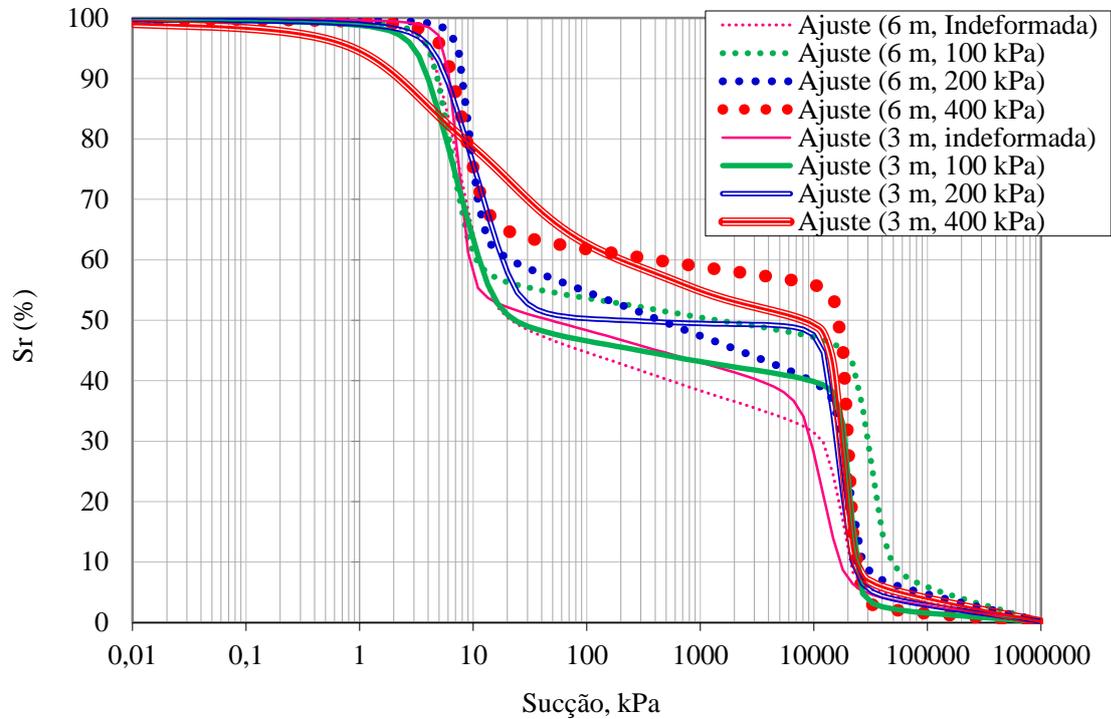
Segundo os referidos autores, para tensões externas ou devido ao peso próprio, um solo saturado submetido a um aumento de sucção pode apresentar uma redução de vazios e um solo seco submetido à redução de sucção (aumento da umidade) pode apresentar um aumento do índice de vazios. Porém, para determinado índice de vazios, tem-se, para cada solo, uma curva característica única, a menos que intervenham outros fatores como diferenças estruturais, quebra de cimentações com variação da distribuição de poros ou o fenômeno da histerese propriamente dito.

7.7.4 Comparação geral das curvas

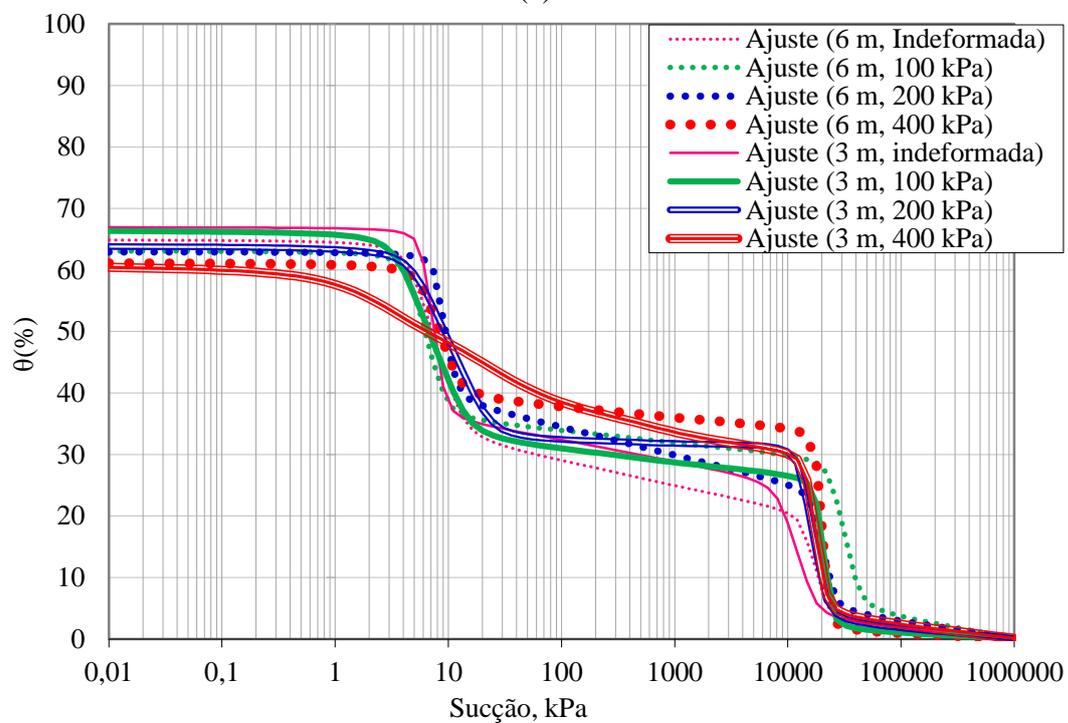
Nas Figuras 7.24a e b, apresenta-se a comparação das curvas características obtidas para 3 e 6 m, sendo de $S_r \times \psi_m$ e $\theta \times \psi_m$, respectivamente. Observa-se que houve um fechamento importante na porosidade dos interagregados (porosidade estrutural). Tendo em vista que a profundidade de 6 m não possuía tantos macroporos quanto a profundidade de 3 m, os carregamentos maiores não a afetaram de forma tão significativa.

Benatti (2010) ressalta que quando se estuda resistência ou rigidez de solos lateríticos e colapsíveis, deve-se dar maior ênfase na análise de macroporosidade. Quando um solo sofre uma deformação vertical devido à aplicação de um carregamento, a parcela de vazios que é afetada predominantemente é a referente aos macroporos. Isso porque, nesses solos, os finos estão agregados e estes funcionam como grãos de areia ou de silte, ou seja, como um único grão de diâmetro maior, e a diminuição do índice de vazios do solo é devida ao deslocamento relativo entre estes agregados. Esse efeito foi verificado por Juang e Holtz (1986), Vilar et al. (1995) e Bustillos (2009).

Figura 7.24 – Comparação de curvas características na profundidade de 3 m e 6 m: sucção matricial *versus* grau de saturação (a) e sucção matricial *versus* umidade volumétrica (b)



(a)



(b)

7.8 VARIABILIDADE DA SUCCÃO DEVIDO AO CARREGAMENTO

Considerando-se as profundidades de 3 m e 6 m em sua umidade natural de campo, determinou-se como ocorre a possível variação da sucção matricial com a aplicação de incrementos de tensões de 100, 200 e 400 kPa. Objetivou-se simular o comportamento do solo na execução de uma prova de carga, por exemplo.

Inicialmente, para cada profundidade, foram calculados os ρ_{ds} médios dos corpos de prova em condição indeformada e após a aplicação de tensões de compressão confinada de 100, 200 e 400 kPa. Assumindo-se um valor médio para a umidade natural, calcularam-se as umidades volumétricas para cada uma das situações. Optou-se por trabalhar com a umidade volumétrica e não com o grau de saturação tendo em vista que a umidade volumétrica apresenta menos variáveis de influência, dependendo somente da massa específica aparente seca, além do teor de umidade. Desta forma, para os diferentes valores de umidade volumétrica calculados, obteve-se a sucção nas respectivas curvas características (Tabela 7.12).

Tabela 7.12 - Sucção estimada nas curvas características

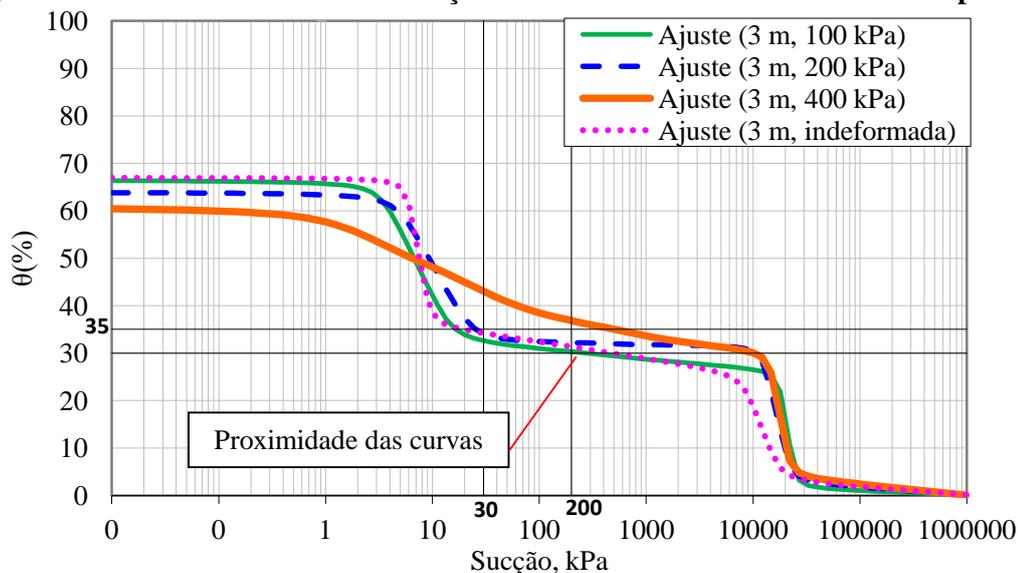
Prof. (m).	Tensão aplicada (kPa)	ρ_d médio ⁽¹⁾ (g/cm ³)	e médio ⁽¹⁾	w ⁽²⁾ (%)	θ (%)	Curva característica			
						Indeform.	100 kPa	200 kPa	400 kPa
							ψ_m (kPa)		
3	Indeform.	1,071	2,010	30,83	33,02	65,33			
	100	1,100	1,930	30,83	33,90		19,86		
	200	1,242	1,595	30,83	38,30			18,80	
	400	1,257	1,562	30,83	38,76				92,40
6	Indeform.	1,144	1,854	29,78	34,07	16,21			
	100	1,181	1,730	29,78	35,17		27,02		
	200	1,201	1,681	29,78	35,78			51,94	
	400	1,273	1,561	29,78	37,92				87,38

⁽¹⁾Média dos corpos de prova utilizados nos ensaios edométricos, para cada nível de tensão (100, 200 e 400 kPa). Para a condição indeformada, utilizaram-se as médias dos índices físicos constantes na Tabela 7.2.

⁽²⁾Umidade média natural do solo

O valor da sucção de 65,33 kPa para a profundidade 3 m pode ser justificado pela sensibilidade nas mudanças de valores das curvas características, tendo em vista que as curvas características para o solo indeformado, e após a aplicação de 100 kPa e 200 kPa apresentam proximidade no trecho do patamar. Para os patamares próximos, quase horizontais, pequenas variações dentro da faixa de 30% a 35% na umidade volumétrica, podem provocar uma diferença nas sucções em um intervalo de aproximadamente 30 kPa a 200 kPa (Figura 7.25).

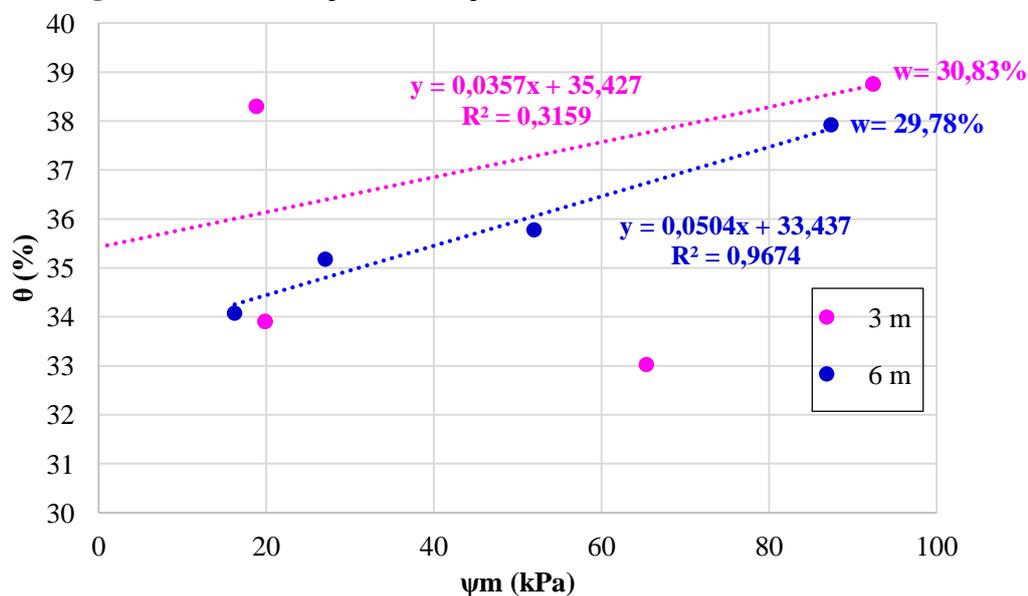
Figura 7.25 – Sensibilidade nas mudanças de valores das curvas características para 3 m



Na Figura 7.26, apresenta-se a variação da sucção matricial com a umidade volumétrica. Em termos gerais, encontrou-se uma tendência de aumento da sucção com o aumento da umidade volumétrica para as profundidades de 3 m e 6 m. Simulando-se um ensaio de prova de carga no campo, em que os solos analisados são carregados com os referidos níveis de tensões crescentes, mantendo-se uma mesma umidade gravimétrica, pode-se dizer que, para esta situação, sua sucção aumenta.

Desconsiderando-se o valor de 65,33 kPa, para a curva de 3 m, observou-se que a reta não obteve um ajuste muito adequado aos pontos, diferentemente do ajuste de 6 m, o qual obteve R^2 muito próximo de 1.

Figura 7.26 - Variação da sucção com a umidade volumétrica



7.9 APLICABILIDADE DO MÉTODO DE VILAR PARA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Na Tabela 7.13, apresentam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo nas condições de umidade natural e inundada, obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto convencionais. O solo de 3 m apresenta uma coesão efetiva de 19 kPa e ângulo de atrito de 29° na condição de inundação, isto é, quando a sucção é nula ($\psi_m = 0$) e não há qualquer parcela de contribuição na coesão. Já o solo de 6 m, por sua vez, estando inundado, apresenta uma coesão efetiva de 22 kPa e ângulo de atrito de 26°.

Tabela 7.13 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Prof. (m)	Condição de umidade	Parâmetros de cisalhamento	
		c' (kPa)	ϕ' (°)
3	Natural	22	30
	Inundada	19	29
6	Natural	27	30
	Inundada	22	26

A coesão efetiva na condição inundada é a menor coesão que o solo pode atingir, visto que não há contribuição da sucção para a resistência ao cisalhamento, ou seja, não há coesão aparente $\left(\frac{\psi_m}{a+b\psi_m}\right)$, desta forma, a coesão total é igual à coesão efetiva ($c = c'$). Considerando-se os parâmetros da Tabela 7.15, realizou-se a aplicação do método de Vilar (2007) para avaliar a influência da parcela da sucção matricial que contribui para a resistência ao cisalhamento quando o solo não está totalmente saturado, por meio das Equações 4.8, 4.9 e 4.11.

$$c = c' + \frac{\psi_m}{a + b\psi_m} \quad (4.8)$$

$$a = \frac{1}{\tan\phi'} \quad (4.9)$$

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{a}{\psi_{\max}} \quad (4.11)$$

Em que: c : coesão total;
 ϕ' : ângulo de atrito (inundado);
 c' : coesão efetiva (inundada);
 c_m : coesão máxima correspondente à sucção máxima, obtida na umidade de interesse (umidade natural do solo);
 ψ_m : sucção matricial;
 ψ_{\max} : sucção matricial máxima.

Para a aplicação da proposta de Vilar (2007), determinou-se a sucção matricial máxima atingida na fase de cisalhamento (fase final) nos ensaios na umidade natural. Na Tabela 7.14, apresentam-se as sucções máximas estimadas na aplicação de cada uma das tensões verticais pré-estabelecidas para os ensaios de cisalhamento, sendo seu valor obtido nas curvas características do solo submetido às referidas tensões verticais.

Tabela 7.14 – Teores de umidade volumétrica e sucções obtidos na fase de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto

Prof. (m)	Cisalhamento direto	Tensão aplicada (kPa)	θ_f (%)	$\psi_{m\acute{a}x}$ (kPa)
3	Natural	100	34,70	17,50
		200	40,27	16,33
		400	44,76	21,01
6	Natural	100	35,92	16,70
		200	38,60	16,51
		400	43,05	11,98

Na Tabela 7.15 se resumem os parâmetros a serem utilizados na envoltória de resistência ao cisalhamento não saturada dos solos de 3 e 6 m.

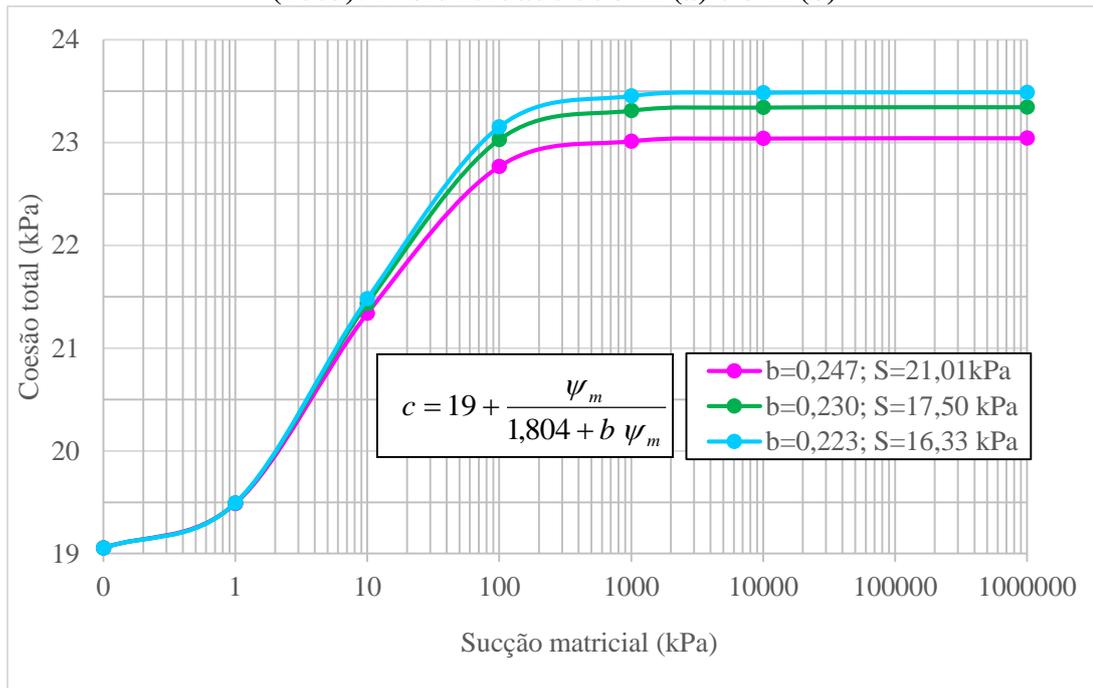
Tabela 7.15 – Parâmetros para estimativa da coesão não saturada, proposta por Vilar (2007)

Prof. (m)	c_m (kPa)	c' (kPa)	$\phi'(^{\circ})$	a	$\psi_{m\acute{a}x}$ (kPa)	b
3	22	19	29	1,804	17,50	0,230
					16,33	0,223
					21,01	0,247
6	27	22	26	2,050	16,70	0,225
					16,51	0,224
					11,98	0,183

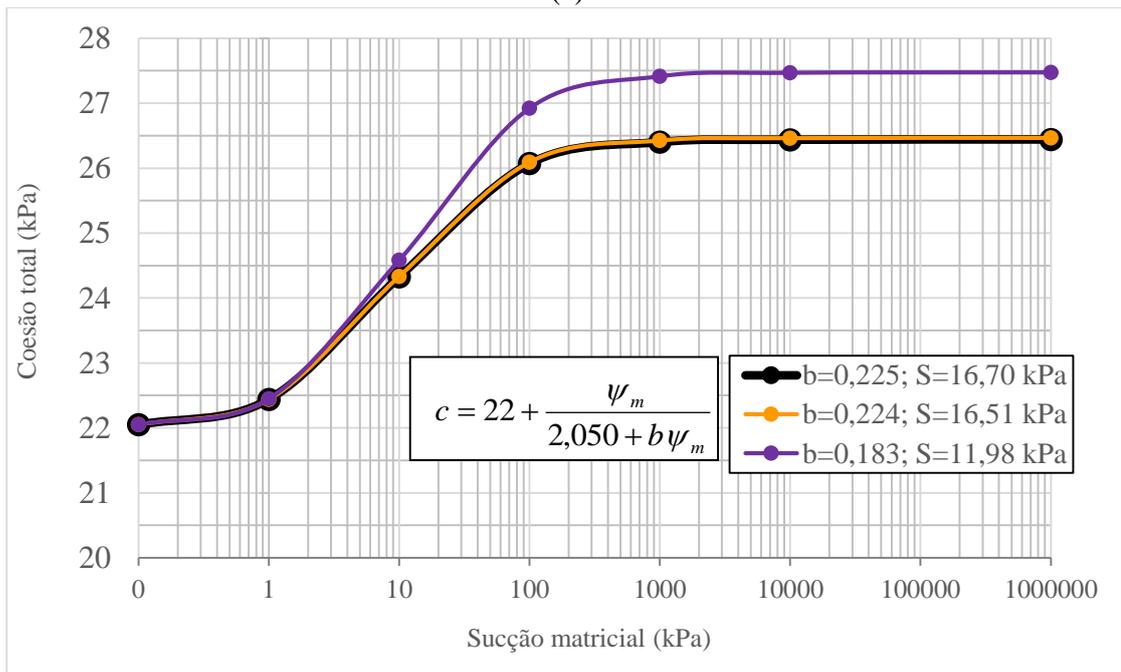
A proposta de Vilar (2007) estabelece que deve ser utilizado o valor de sucção máximo, na umidade de interesse. Para avaliar a sucção na condição de ruptura em cada profundidade, separadamente, quando da aplicação das tensões de 100, 200 e 400 kPa, foi selecionada a umidade volumétrica obtida no final dos ensaios de cisalhamento, obtendo-se as respectivas sucções para estas umidades, na equação característica pertinente a cada nível de tensão. Assim sendo, calcularam-se três valores de b para estimar a possível variação da coesão com a sucção matricial.

Nas Figuras 7.27a e 7.27b, apresentam-se as curvas obtidas para as profundidades de 3 m e 6 m. Observa-se que a sucção matricial apresenta influência até aproximadamente 1000 kPa, em ambas as profundidades, sendo a coesão aparente constante para valores de sucção superiores. A coesão efetiva variou com a sucção, sendo estes valores de 19 kPa a 23,5 kPa para o solo de 3 m e de 22 kPa a 27,5 kPa para o solo de 6 m.

Figura 7.27 – Contribuição da sucção matricial para a coesão aparente proposta por Vilar (2003): Profundidade de 3 m (a) e 6 m (b)



(a)



(b)

8 CONCLUSÕES

O presente estudo avaliou o comportamento não-saturado de um perfil de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto na cidade de Maringá (PR) e sua relação com a resistência ao cisalhamento e compressibilidade.

Por meio de ensaios de cisalhamento direto foram determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (c' , ϕ') bem como a envoltória de Mohr-Coulomb para as profundidades do perfil de solo evoluído, nas condições de umidade natural e inundada. Para a condição de inundação, foram identificadas tendências de redução da coesão efetiva e de constância do ângulo de atrito.

Os parâmetros de compressibilidade do solo (C_c e σ_a') também foram obtidos para as referidas condições de umidade por meio de ensaios edométricos duplos. Observou-se uma tendência de redução dos índices de compressão, bem como a redução das tensões virtuais de pré-adensamento com a inundação.

Adotando-se o critério de colapsibilidade de Vargas (1977), observou-se que, sob a aplicação de tensões de 50 kPa a 1600 kPa, o perfil de solo evoluído apresentou colapsibilidade em todas as profundidades.

Foi identificada uma tendência bimodal de distribuição de poros nas curvas características, sendo utilizado o ajuste proposto por Gitirana e Fredlund (2004). Estimaram-se os valores de entrada de ar para as profundidades de 3 m e 6 m, os quais variaram de 1,5 kPa a 8 kPa nos poros interagregados (macroporos) e de 9000 kPa a 25000 kPa nos poros intra-agregados (microporos).

Analisou-se a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento por meio da previsão de Vilar (2007), obtendo um aumento não-linear na coesão aparente com o aumento da sucção. A sucção matricial apresentou influência significativa na coesão aparente até aproximadamente 200 kPa, em ambas as profundidades analisadas, sendo a coesão aparente constante para valores de sucção superiores. A coesão total variou com a sucção, sendo estes valores de 19 kPa a 23,5 kPa para a profundidade de 3 m e de 22 kPa a 27,5 kPa para a profundidade de 6 m.

Quanto ao efeito da sucção matricial na aplicação de tensões de compressão confinada de 100, 200 e 400 kPa, observou-se uma tendência de aumento da sucção com o aumento da umidade volumétrica.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C.S. Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. **Proc. 12th Intern. Conf on Soil Mech. and Found. Engn.**, Rio de Janeiro. Balkema, v. 2, p. 1599 – 1602, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **ABNT 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, 2016.

_____. **ABNT NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **ABNT NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **ABNT NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **ABNT NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

AL-KHAFAF, S.; HANKS, R.J. - Evaluation of the filter paper method for estimating soil water potential. *Soil Science*, v.117, n.4, p. 194-199, 1974.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2435**: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. 2011.]

_____. **ASTM D2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). 2017.

_____. **ASTM D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. 2011.

_____. **ASTM D4318**: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. 2017.

_____. **ASTM D5298**: Standard Test Method For Measurement Of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. 2016.

_____. **ASTM D854**: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. 2014.

BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium. The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 35, n.5, p. 873-894, oct. 1998.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**. v. 7, n. 1, p. 49-60, jun. 1973.

BELINCANTA, A.; FERRAZ, R. L. **Apontamentos: Adensamento unidimensional de solo**. Maringá: EDUEM, 1992.

BENATTI, J. C. B. **Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP**. 2010. 189 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP.

BENEVELI, R.M.; DE CAMPOS, T. M. P. Efeitos da secagem seguida da saturação na resistência de um solo compactado em laboratório. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2004. V1, p.9-12.

BISHOP, A. W. **The principle of effective stress**. Teknisk Ukeblad. v.106, n.39, p.859-863, 1959.

BRADY, N.C. **The nature and properties of soils**. New York: Macmillan Publishing Company, 1984.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.2, p.597-616, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. [ET AL]. Propriedades químicas, estruturais e mineralógicas de solos naturais e compactados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 39-78. 2015.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LEROUEIL, S. Modelo de normalização da curva característica. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32, 2000, Brasília. **Anais...**, Brasília: ABPv, 2000. p. 175-18.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos – Volume 1**. LTC: Rio de Janeiro, 1988.

CARVALHO, J.B.Q. Suggested method to determine amorphous iron in lateritic soils. **Proceedings of First International Conference on Geomechanics in Tropical Laterite and Saprolitic Soils**, v.1, p. 77-84, 1985.

CAVALCANTE A. L. B.; BORGES, L. P. F.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Tomografias computadorizadas e análises numéricas aplicadas à caracterização da estrutura porosa de solos não saturados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 531-554. 2015.

CHANDLER, R. J.; CRILLEY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings. **Proceedings of Institute of Civil Engineering**. v. 92, n. 2, p. 82-89. May 1992.

CHANDLER, R.J.; GUTIERREZ, C.I. The Filter-Paper Method of Suction Measurement. **Geotechnique**, v. 36, n. 2, p. 265-268, 1986.

CHAUVEL, A.; PEDRO, G.; TESSIER, D. Rôle du fer dans l'organisation des matériaux kaoliniques. **Science du Sol**. n.2, p. 101-113.

CINTRA, J. C. A. Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados - Fundações em Solos Colapsíveis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.1, p.575-593. 2004.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 7, n. GT3, March, pp 305-317. 1981.

COLLINS, K. Towards characterization of tropical soil microstructure. **Proceedings of the First International conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils**. v.1, ABMS, Brasilia, pp 85-96. 1985.

CONCIANI, W.; BURGOS, P.C.; BEZERRA, R.L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 21-37. 2015.

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D. Pore pressure and suction in soil. **Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils**. London: Butterworths, p. 31-37, 1961.

DE CAMPOS, T.M.P. Resistência ao cisalhamento de solos Não-saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3. 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos, v.2, p. 399-417, 1997.

DE CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C. W. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso and Delage, **Proc. 1st Int. Conf on Unsaturated Soils**, Paris, Balkema, v. 1, p. 31-38, 1995.

DURAN, A.J.G.- **Study of the effect of contact on the filter paper technique in the measurement of soil suction**. Dissertation (Degree of Master of Science). Imperial College, London, 1986.

EL-SHARIEF, A. M. **Foundation on expansive soils**. Thesis (Degree of Master of Science in Civil Engineering, Building and Road Research Institute, University of Khartoum, Sudan, 1987.

EL-SWAIFY, S.A.; HENDERSON, D.W. Water retention by osmotic swelling of certain colloidal clays with varying ionic composition. **European Journal of Soil Science**. v.18, n.2, p.223-232, sep. 1967.

EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos**. Brasília, DF: Embrapa, 2018.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. Shear strength of partially saturated soils. **Int. Conf. On Expansive soils**. New Deli, p. 602-605, 1987.

EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 4 ed. Brasília, DF: EMBRAPA, 2014.

ESPÍNDOLA, C.R.; DANIEL, L.A. Laterita e solos lateríticos no Brasil. **Boletim Técnico da FATEC-SP**, n. 24, p. 21-24, mai. 2008. Disponível em: <<http://bt.fatecsp.br/system/articles/724/original/004.pdf>>. Acesso em: 20 abr. 2018.

FASOLO, P.J.; HOCHMÜLLER, D.P.; CARVALHO, A. P.; CARDOSO, A.; RAUEN, M. J.; POTTER, R. O. **Guia para identificação dos principais solos do Estado do Paraná**. Brasília: EMBRAPA, 1986.

FAWCETT, R. G.; COLLIS-GEORGE, N. A Filter-Paper Method for determining the moisture characteristics of soil. **Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry**, v.7, p. 162-167, 1967.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação**. 1995. 400p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral**. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia na modalidade Acadêmico) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 329 p. 2007.

FEUERHAMEL, C.; GEHLING, W.Y.Y.; BICA, A.V.D. The use of filter paper and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve on undisturbed colluvium soils. **Geotechnical Testing Journal**. v. 29, n.5, p. 419-425, set. 2006.

FONSECA, E.C. **Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados**. Dissertação de mestrado. PUC-Rio. 1991.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTER, N.R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE**. v. 103, n. GT5, p. 447-476, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. S. The Shear Strength Of Unsaturated Soils. **J. Geot. Div. A.S.C.E.**, v. 103, p.447 – 466, 1978.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; GAN, J.K.M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. **Proc. 6 Int. Conf on Expans Soils**, New Delhi. v.2, p. 49 – 54, 1987.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**. v.31, n. 4, p. 521-532, aug. 1994.

FREDLUND, M.D.; WILSON, G.W.; FREDLUND, D.G. Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. **Proceedings of the Third Brazilian Symposium on Unsaturated Soils**. Rio de Janeiro, 22-25 April, 1997. Rotterdam: Balkema.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Resistência ao cisalhamento de solos tropicais não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.1, p.43-54. 2004

GALLIPOLI, D.; WHEELER, S.J.; KARSTUNEN, M. Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 53, nº 1, p 105-112, 2003.

GIDIGASU, M.D. Degree of weathering in the identification of laterite material for engineering purposes – a review. **Engineering Geology**, v.8, n.3, p.213-266, out. 1974.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil water characteristic curve equation with independent properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n.2, p. 209-212. 2004.

GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 205-230. 2015.

GREACEN, E.L.; WALKER, G.R.; COOK, P.G. Evaluation of the Filter Paper Method for Measuring Soil Water Suction. **International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status**, p. 137-143, 1987.

GUIMARÃES, R.C.. **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p. 2002

GUTIERREZ, C.I.G. - **Assessment of the filter paper technique for the measurement of soil water suction**. Dissertation (Degree of Master of Science). Imperial College, London, 1985.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do Norte do Paraná**. 2005. 311p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

HAMBLIN, A. P. Filter Paper Method for routine measurement of field water potential. **Journal of Hydrology**, v.53, p. 355-360, 1981.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; WAGNER, A. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**. v.17, n. 2, p. 185-194, jun. 1994.

IAPAR. Atlas Climático do Paraná. 2019. Disponível em: <<http://www.iapar.br/pagina-677.html>>. Acesso em: 21 jun. 2019.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Residuais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - PUC/Rio, Rio de Janeiro, 2008.

IBGE. **Panorama da cidade de Maringá**, 2019. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pr/maringa/panorama> >. Acesso em: 20 jun 2019.

JACINTHO, E. C. **Estudo de propriedades e comportamentos de misturas solo-emulsão aplicado a barragens**. 2010. 279p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2010.

JENNINGS, J. E. B.; KNIGHT, K. The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London, **Proceedings**, v. 1, pp 316-319. 1957.

KHOGO, Y.; NAKANO, M.; MIYAZAKI, T. Theoretical aspect of constitutive modelling for unsaturated soils. **Soils and Foundations**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations. n. 4, p. 49-63, 1993.

KÖPPEN, W.; GEIGER, R. **Klimate der Erde**. Gotha: Verlag Justus Perthes. 1928. Wall-map 150cmx200cm.

KLUTE, A. Water retention: Laboratory methods. In: KLUTE, A. (ed), **Methods of soil analysis. Part 1**. 2nd ed. Agron. Monogr. 9. Madison, WI: American Society of Agronomy and Soil Science Society of America. p. 635-662. 1986.

LALOUI, L. **Mechanics of Unsaturated Geomaterials**. New York: John Wiley & Sons, 2010.

LEE, H. C., WRAY, W. K. Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable. **Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil**, v. 2, p. 615-622. Paris: Balkema, 1995.

LEE, I. K.; WHITE, W. E.; INGLES, O. G. **Geotechnical Engineering**, USA: Pitman Publishing Inc. 508 p. cap. 2, 1983.

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Factors affecting the Filter Paper Method for total and matric suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**. v.25, n.3, p. 322-333, sep. 2002.

LEPSCH, I. F. **Formação e conservação dos solos**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

LEPSCH, I. F. **19 Lições de Pedologia**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**. v.40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LIBARDI, P.L. **Dinâmica da Água no Solo**. São Paulo: EDUSP, 2005.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. New Jersey: John Wiley & Sons. 2004.

MAACK, R. **Geografia Física do Estado do Paraná**. Curitiba: Livraria José Olympio Editora, SCE-PR, 450 p.

MACHADO, S. L.; VILAR, O.M. Potenciais da água no solo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 79-96, 2015.

MACHADO, S. L.; ZUQUETTE, L. V. **Transporte de massa e mecanismos de retenção em solos não saturados**. In: VILAR, O.M. (Org.). Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, 5. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.2, p. 545-572, 2004.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3.. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos. v.2, p.373-398, 1997.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behaviour of some plastic soils**. 1994. 216p. Thesis (Degree of Doctor of Philosophy) – University of London (Imperial College of Science, Technology and Medicine), London, England, 1994.

MARINHO, F. A. M.; DA SILVA GOMES, J. E. The effect of contact on the Filter Paper Method for measuring soil suction. **Geotechnical Testing Journal**. v. 35, n. 1, p. 172-181, jan. 2012.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JÚNIOR, G. F. N. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 231-256. 2015.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. M. The Influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. **ASCE Geotechnical Special Publication n. 99. Advances in Unsaturated Geotechnics**, p. 125-141, 2000.

MARSHAL, R. J. Analysis of fundamentals of compacted soils. General Report, Main Session, IV. In: Sixth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, **Proceedings**, Lima: Peru, v.3, p. 328-348. 1979.

MARSHALL, T. J. **Relations Between Water and Soil**. Commonwealth Bureau of Soils. Technical Committee No. 50. Harpendem, England. 1959.

MCQUEEN, I.S.; MILLER, R.F. Calibration of a Wide-Range Gravimetric Method for Measuring Moisture Stress. **Soil Science**, v. 106, n. 3, p. 225-231, 1968.

MELFI, A.J. [ET AL]. Characterization and identification. **Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils – Progress report**. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE. p.9-20,1985.

MINEROPAR. **Atlas comentado da geologia e dos recursos minerais do Estado do Paraná**. Curitiba, Paraná. 2001. Disponível em: <<http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/MapasPDF/atlasgeo.pdf>>. Acesso em: 20 jun. 2019.

- MINEROPAR. **Atlas Geomorfológico do Estado do Paraná**. Curitiba, Paraná. 2006.
Disponível em:
<http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/2_Geral/Geomorfologia/Atlas_Geomorforlogico_Parana_2006.pdf>. Acesso em: 20 jun. 2019.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. Chichester: Wiley, 1976.
- MOLINA JUNIOR, W.F. **Comportamento mecânico do solo em operações agrícolas**. Piracicaba: ESALQ/USP, 2017.
- MORGENSTERN, N.R. **Foreword**. In: FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- NAKASHIMA, P.; NÓBREGA, M. T. Solos do Terceiro Planalto do Paraná – Brasil. In: Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense. **Anais...** Maringá. p. 67-85. 2003..
- NOGAMI, J.S. [ET AL]. Preliminary Remarks. **Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils – Progress report**. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE. p.vi-xi, 1985.
- NOGAMI, J.S.; HACHICH, W. Introduction. **Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils – Progress report**. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE. p.3-8, 1985.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.
- OLIVEIRA, O.M.; MARINHO, F.A.M. Aspectos da curva de retenção de água de um solo residual compactado. (2004) In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: SGS/EESC/USP, 2004. v.1, p.279-288.
- PREFEITURA DE MARINGÁ. **Plano municipal de conservação e recuperação da mata atlântica**, 2011. Disponível em: <http://www.maringa.pr.gov.br/mata_atlantica/plano.pdf>. Acesso em: 20 jun 2019.
- RASSAN, D. W.; WILLIAMS, D. J.. A Relationship Describing the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, p.363- 368. 1999.
- REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow. **Proceedings**, v. 2.2. p. 177-183. 1973.
- REIS, R.M.; VILAR, O.M. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaise não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., São Carlos. **Anais...** São Carlos: SGS/EESC/USP, 2004. v.1, p.109-114, 2004.
- RICHARDS, B. G. Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. In: ATCHISON, G.D. (Ed.). **Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soil beneath Covered Areas: A Symposium in print**. Australia: Butterworths, p.35-46, 1965.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. Technical note. **Géotechnique**. v. 43, n.2, p. 321-324, jun. 1995.

ROHM, S.A.; VILAR, O.M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. *Unsaturated Soils*, ed. Alonso and Delage., **Proc. 1st Int. Conf on Unsaturated Soils**, Paris, Balkema, v. 1, p. 189 – 193, 1995.

RUSSAM, K. An investigation into the soil moisture conditions under roads in Trinidad, B.W.I. **Géotechnique**. v.8, n.2, p. 55-71, jun. 1958.

SANTOS, L. J. C. ET AL. Mapeamento Geomorfológico do Estado do Paraná. *Revista Brasileira de Geomorfologia*. n. 2, p. 03-12. 2006.

SERAPHIM, L. A. Influência da lixiviação na colapsibilidade de solo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3. São Carlos. **Anais...** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1997. v.1, p.55-63.

SIBLEY, J. W.; SMYTH, G. K.; WILLIAMS, D. J. Suction-Moisture Content Calibration of Filter Papers from Different Boxes. **Geotechnical Testing Journal**. v. 13, n. 3, p. 257-262, sep. 1990.

SOUSA PINTO, C. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

TEIXEIRA DA CRUZ, P. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

TERZAGHI, K. **Die berechnung der durchlassigkeitzifer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen**, Sber. Wien. Akad. Wiss. 132, nrs 3 & 4, 1923.

THOMAS, G.W.; MOODIE, J.E. Chemical relationships affecting the water-holding capacities of Clays. **Soil Science Society of America Proceedings**. Madison. v. 33, p. 645-651. 1962.

VANAPALLI, S. K. **Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil**. 1994. 351p. Thesis (Degree of Doctor of Philosophy) – University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

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

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**. v.33, n. 3, p. 379-392, jul. 1996.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Sci. Soc. Am. J.** v. 44, n. 5, p. 892-898.

VARGAS, M. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill, 1977.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. **Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v.1, n.3, Zurich, p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R. Characterising the mechanical properties of in-situ residual soils. **Proceedings of the Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils**, p. 20-37, 1988

VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. **Proceedings of the First International Conference on Geomechanics in Tropical Laterite and Saprolitic Soils**, v.3, p. 1-33, 1985.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly journal of engineering geology and hydrology**. v 21, p. 69-84. 1988.

VILAR, O. M. **Informação pessoal**. 2003.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 30, n.1, p. 51-61, Jan.-Apr., 2007.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S.M. Solos colapsíveis e expansivos. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. p. 415-440.

VILLAR, L. F. S. **Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de Bauxita**. 443 p. Tese de Doutorado (Departamento de Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

VILLIBOR, D.F. [ET. AL]. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

WIEBE, B. J. **The effect of confining pressure, temperature and suction on the shear strength and stiffness of unsaturated buffer**. Master's Thesis- University of Manitoba, Canada. 266f. 1996.

WYKEHAM FARRANCE. **Catalogues: Soil Mechanic Test Systems**. 2018. Disponível em: <<http://www.wfi.co.uk/eng/catalogues>>. Acesso em: 05 mai. 2018.

ANEXOS

Anexo A - Ajuste de equação por Gitirana Jr. e Fredlund (2004)

As expressões desenvolvidas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) se baseiam na equação geral de uma hipérbole em um sistema de coordenadas $\ln(\psi) \times S_r$, rotado de um ângulo β e com seu centro transladado para fora da origem do sistema de coordenadas (Equação A.1). Os parâmetros de ajuste da equação são obtidos nos pontos de coordenada em que as assíntotas das hipérbolas se encontram. As Equações A.2 a A.6 são equações auxiliares para a determinação do grau de saturação, considerando-se $i = 1, 2, 3$ e 4 e $\lambda_0=0$; e $j= 1, 2$ e 3 .

$$S_r = \frac{S_{r1} - S_{r2}}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b1}\psi_{res1}}}\right)^{d_1}} + \frac{S_{r2} - S_{r3}}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{res1}\psi_{b2}}}\right)^{d_2}} + \frac{S_{r3} - S_{r4}}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b2}\psi_{res2}}}\right)^{d_3}} + S_{r4} \quad (\text{A.1})$$

$$S_{ri} = \frac{\tan\beta_i(1 + r_i^2)\ln\left(\frac{\psi}{\psi_i^a}\right)}{(1 - r_i^2\tan^2\beta_i)} + \quad (\text{A.2})$$

$$\beta_i = -\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \quad (\text{A.3})$$

$$r_i = \tan\left[\frac{(\lambda_{i-1} + -\lambda_i)}{2}\right] \quad (\text{A.4})$$

$$\lambda_i = \arctan\left\{\frac{(Sr_i^a - Sr_{i+1}^a)}{\left[\ln\left(\frac{\psi_{i+1}^a}{\psi_i^a}\right)\right]}\right\} \quad (\text{A.5})$$

Em que:

$$Sr_1^a = 1; Sr_2^a = Sr_{res1}; Sr_3^a = Sr_b; Sr_4^a = Sr_{res2}; Sr_5^a = 0$$

$$\psi_1^a = \psi_{b1}; \psi_2^a = \psi_{res1}; \psi_3^a = \psi_{b2}; Sr_4^a = \psi_{res2}; Sr_5^a = 10^6$$

$$d = 2\exp\left[\frac{1}{\ln\left(\frac{\psi_{j+1}^a}{\psi_j^a}\right)}\right] \quad (\text{A.6})$$

APÊNDICES

Apêndice A

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w^* \rho_d$ (%)	
2	Cisalhamento Direto	P2-1-CD-NAT	31,16	1,317	1,004	3,220	2,206	45,49	68,81	31,30	
		P2-2-CD-NAT	31,03	1,333	1,017	3,220	2,166	46,12	68,42	31,56	
		P2-3-CD-NAT	31,35	1,363	1,038	3,220	2,102	48,02	67,77	32,54	
		P2-1-CD-INUND	30,77	1,432	1,095	3,220	1,941	51,05	65,99	33,69	
		P2-2-CD-INUND	30,77	1,360	1,040	3,220	2,095	47,28	67,69	32,01	
		P2-3-CD-INUND	30,55	1,356	1,039	3,220	2,100	46,85	67,74	31,74	
	Edométrico duplo	P2-1-E-NAT	30,55	1,320	1,011	3,220	2,184	45,04	66,81	30,90	
		P2-2-E-INUND	30,49	1,321	1,012	3,220	2,181	45,01	65,88	30,86	
	3	Cisalhamento Direto	P3-1-CD-NAT	30,92	1,385	1,058	3,220	2,044	48,70	67,15	32,70
			P3-2- CD-NAT	31,59	1,423	1,081	3,220	1,978	51,44	66,42	34,16
P3-3- CD-NAT			31,26	1,403	1,069	3,220	2,013	50,00	66,81	33,40	
P3-1- CD-INUND			31,28	1,406	1,071	3,220	2,007	50,18	66,75	33,49	
P3-2- CD-INUND			31,09	1,412	1,077	3,220	1,990	50,31	66,56	33,48	
P3-3- CD-INUND			29,96	1,466	1,128	3,220	1,855	52,02	64,97	33,80	
Sucção		P3-1i-S	30,60	1,395	1,068	3,220	2,015	48,90	66,83	32,68	
		P3-2i-S	30,59	1,416	1,085	3,220	1,969	50,03	66,32	33,18	
		P3-3i-S	31,03	1,440	1,099	3,220	1,929	51,78	65,86	34,10	
		P3-4i-S	30,73	1,448	1,108	3,220	1,907	51,89	65,60	34,04	
		P3-5i-S	30,87	1,324	1,012	3,220	2,183	45,54	68,58	31,23	
		P3-6i-S	30,23	1,441	1,107	3,220	1,909	50,98	65,63	33,46	
		P3-7i-S	30,31	1,375	1,055	3,220	2,052	47,55	67,24	31,97	
		P3-8i-S	30,74	1,403	1,073	3,220	2,001	49,45	66,68	32,97	
		P3-9i-S	30,63	1,393	1,066	3,220	2,021	48,81	66,89	32,65	
		P3-10i-S	30,70	1,456	1,114	3,220	1,890	52,30	65,40	34,20	

Continua

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo (Continuação)

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w * \rho_d$ (%)
3	Sucção	P3-1-S-400	29,49	1,428	1,103	3,220	1,920	49,47	65,75	32,53
		P3-2-S-400	29,47	1,384	1,069	3,220	2,013	47,14	66,81	31,49
		P3-3-S-400	29,82	1,461	1,125	3,220	1,862	51,57	65,06	33,55
		P3-4-S-400	29,27	1,407	1,088	3,220	1,959	48,12	66,20	31,86
		P3-5-S-400	31,79	1,418	1,076	3,220	1,992	51,39	66,58	34,22
		P3-6-S-400	31,28	1,359	1,036	3,220	2,109	47,75	67,84	32,39
		P3-7-S-400	31,35	1,390	1,058	3,220	2,042	49,43	67,13	33,18
		P3-8-S-400	31,32	1,382	1,053	3,220	2,059	48,97	67,31	32,96
		P3-9-S-400	31,46	1,370	1,043	3,220	2,089	48,49	67,62	32,79
		P3-10-S-400	31,55	1,414	1,075	3,220	1,995	50,92	66,61	33,92
		P3-11-S-200	31,12	1,469	1,120	3,220	1,875	53,44	65,21	34,85
		P3-12-S-200	31,40	1,442	1,097	3,220	1,934	52,27	65,92	34,46
		P3-13-S-200	31,32	1,425	1,085	3,220	1,967	51,26	66,30	33,99
		P3-14-S-200	31,13	1,413	1,077	3,220	1,989	50,40	66,54	33,53
		P3-15-S-200	30,79	1,371	1,049	3,220	2,071	47,87	67,44	32,29
		P3-16-S-200	31,13	1,385	1,056	3,220	2,049	48,92	67,20	32,87
		P3-17-S-200	30,70	1,444	1,105	3,220	1,914	51,64	65,69	33,92
		P3-18-S-200	31,74	1,318	1,000	3,220	2,219	46,07	68,93	31,75
		P3-19-S-200	30,72	1,407	1,076	3,220	1,992	49,66	66,58	33,06
		P3-20-S-200	30,97	1,313	1,002	3,220	2,213	45,06	68,87	31,03

Continua

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo (Continuação)

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w^* \rho_d$ (%)
3	Sucção	P3-21-S-100	30,90	1,388	1,060	3,220	2,037	48,84	67,07	32,76
		P3-22-S-100	30,80	1,475	1,128	3,220	1,855	53,47	64,97	34,74
		P3-23-S-100	30,84	1,372	1,049	3,220	2,070	47,96	67,43	32,34
		P3-24-S-100	30,86	1,425	1,089	3,220	1,956	50,80	66,17	33,62
		P3-25-S-100	31,23	1,308	0,997	3,220	2,230	45,09	69,04	31,13
		P3-26-S-100	31,24	1,275	0,972	3,220	2,313	43,48	69,82	30,36
		P3-27-S-100	31,13	1,404	1,071	3,220	2,006	49,96	66,74	33,34
		P3-28-S-100	31,25	1,424	1,085	3,220	1,968	51,13	66,31	33,90
		P3-29-S-100	31,30	1,410	1,074	3,220	1,999	50,41	66,66	33,60
		P3-30-S-100	31,23	1,423	1,084	3,220	1,970	51,04	66,33	33,86
	Edométrico duplo	P3-1-E-NAT	32,10	1,408	1,066	3,220	2,021	51,09	66,90	34,22
P3-2-E-INUND		31,60	1,407	1,069	3,220	2,013	50,59	66,81	33,78	
4	Cisalhamento Direto	P4-1- CD-NAT	30,96	1,443	1,102	3,220	1,922	51,88	65,77	34,12
		P4-2- CD-NAT	31,15	1,387	1,057	3,220	2,046	49,03	67,17	32,93
		P4-3- CD-NAT	30,60	1,431	1,096	3,220	1,939	50,81	65,98	33,52
		P4-1- CD-INUND	31,01	1,430	1,091	3,220	1,951	51,19	66,11	33,84
		P4-2- CD-INUND	30,51	1,509	1,156	3,220	1,785	55,03	64,10	35,28
		P4-3- CD-INUND	30,41	1,388	1,064	3,220	2,026	48,33	66,96	32,36
	Edométrico duplo	P4-1-E-NAT	30,83	1,491	1,140	3,220	1,825	54,41	64,60	35,15
		P4-2-E-INUND	30,96	1,396	1,066	3,220	2,021	49,32	66,90	33,00

Continua

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo (Continuação)

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w^* \rho_d$ (%)
5	Cisalhamento Direto	P5-1- CD-NAT	29,01	1,474	1,142	3,190	1,792	51,63	64,19	33,14
		P5-2- CD-NAT	28,93	1,497	1,161	3,190	1,747	52,81	63,60	33,59
		P5-3- CD-NAT	28,62	1,463	1,137	3,190	1,805	50,59	64,35	32,55
		P5-1- CD-INUND	30,53	1,456	1,116	3,190	1,859	52,38	65,03	34,06
		P5-2- CD-INUND	30,05	1,428	1,098	3,190	1,906	50,29	65,59	32,98
		P5-3- CD-INUND	30,27	1,480	1,136	3,190	1,808	53,42	64,38	34,39
	Edométrico duplo	P5-1-E-NAT	29,66	1,523	1,174	3,190	1,716	55,12	63,19	34,83
		P5-2-E-INUND	29,71	1,423	1,097	3,190	1,908	49,68	65,61	32,60
6	Cisalhamento Direto	P6-1- CD-NAT	30,41	1,447	1,110	3,260	1,938	51,15	65,96	33,74
		P6-2- CD-NAT	30,83	1,357	1,037	3,260	2,142	46,91	68,18	31,98
		P6-3- CD-NAT	30,64	1,477	1,131	3,260	1,883	53,04	65,32	34,65
		P6-1- CD-INUND	30,72	1,465	1,121	3,260	1,909	52,46	65,62	34,43
		P6-2- CD-INUND	30,87	1,485	1,135	3,260	1,873	53,72	65,20	35,03
		P6-3- CD-INUND	30,34	1,478	1,134	3,260	1,876	52,73	65,23	34,40
	Sucção	P6-11i-S	30,44	1,477	1,132	3,260	1,879	52,80	65,27	34,46
		P6-12i-S	30,16	1,399	1,075	3,260	2,032	48,39	67,02	32,43
		P6-13i-S	30,19	1,513	1,163	3,260	1,804	54,54	64,34	35,09
		P6-14i-S	29,86	1,612	1,242	3,260	1,626	59,87	61,91	37,07
		P6-15i-S	30,44	1,468	1,125	3,260	1,897	52,32	65,48	34,26
		P6-16i-S	30,10	1,409	1,083	3,260	2,009	48,83	66,77	32,61
		P6-17i-S	30,31	1,340	1,028	3,260	2,171	45,52	68,47	31,16
		P6-18i-S	30,04	1,538	1,182	3,260	1,757	55,74	63,73	35,52
P6-19i-S	29,59	1,490	1,150	3,260	1,835	52,57	64,73	34,03		
P6-20i-S	29,90	1,433	1,104	3,260	1,954	49,89	66,15	33,00		

Continua

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo (Continuação)

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w^* \rho_d$ (%)
6	Sucção	P6-31-S-400	28,90	1,496	1,160	3,260	1,810	52,06	64,41	33,53
		P6-32-S-400	28,51	1,421	1,105	3,260	1,949	47,69	66,09	31,52
		P6-33-S-400	28,66	1,433	1,114	3,260	1,927	48,50	65,83	31,93
		P6-34-S-400	28,48	1,407	1,095	3,260	1,978	46,95	66,42	31,18
		P6-35-S-400	28,64	1,480	1,150	3,260	1,834	50,91	64,71	32,95
		P6-36-S-400	28,54	1,439	1,120	3,260	1,911	48,68	65,65	31,96
		P6-37-S-400	30,57	1,480	1,133	3,260	1,876	53,11	65,24	34,64
		P6-38-S-400	30,00	1,557	1,198	3,260	1,722	56,78	63,27	35,92
		P6-39-S-400	30,13	1,546	1,188	3,260	1,744	56,34	63,55	35,80
		P6-40-S-400	30,32	1,454	1,115	3,260	1,923	51,41	65,78	33,82
		P6-41-S-200	29,74	1,510	1,164	3,260	1,801	53,84	64,30	34,62
		P6-42-S-200	29,93	1,492	1,148	3,260	1,839	53,04	64,78	34,36
		P6-43-S-200	30,30	1,620	1,243	3,260	1,622	60,91	61,86	37,68
		P6-44-S-200	30,52	1,590	1,218	3,260	1,677	59,34	62,64	37,17
		P6-45-S-200	31,34	1,463	1,114	3,260	1,926	53,03	65,83	34,91
		P6-46-S-200	29,34	1,486	1,149	3,260	1,838	52,04	64,76	33,70
		P6-47-S-200	30,24	1,540	1,182	3,260	1,758	56,08	63,74	35,75
		P6-48-S-200	29,97	1,444	1,111	3,260	1,933	50,53	65,91	33,31
		P6-49-S-200	29,83	1,514	1,166	3,260	1,796	54,15	64,23	34,78
		P6-50-S-200	29,62	1,506	1,162	3,260	1,806	53,46	64,37	34,41
P6-42R-S-200	30,03	1,539	1,183	3,260	1,755	55,79	63,70	35,54		

Continua

Tabela A.1 – Índices físicos iniciais do solo (Continuação)

Prof. (m)	Ensaio	Corpo de prova	w (%)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	n (%)	$\theta = w^* \rho_d$ (%)
6	Sucção	P6-51-S-100	28,46	1,403	1,092	3,260	1,985	46,74	66,49	31,08
		P6-52-S-100	29,80	1,435	1,106	3,260	1,948	49,87	66,08	32,96
		P6-53-S-100	29,29	1,496	1,157	3,260	1,817	52,53	64,51	33,89
		P6-54-S-100	28,54	1,506	1,172	3,260	1,782	52,21	64,05	33,44
		P6-55-S-100	29,65	1,480	1,142	3,260	1,856	52,09	64,98	33,85
		P6-56-S-100	29,01	1,570	1,217	3,260	1,678	56,34	62,67	35,30
		P6-57-S-100	28,34	1,574	1,227	3,260	1,658	55,73	62,37	34,76
		P6-58-S-100	26,92	1,536	1,210	3,260	1,693	51,83	62,87	32,59
		P6-59-S-100	28,30	1,553	1,210	3,260	1,693	54,49	62,87	34,26
		P6-60-S-100	28,55	1,482	1,153	3,260	1,827	50,94	64,62	32,92
	Edométrico duplo	P6-1-E-NAT	30,76	1,471	1,125	3,260	1,897	52,86	65,49	34,61
		P6-2-E-INUND	30,37	1,492	1,145	3,260	1,848	53,56	64,89	34,75
7	Cisalhamento Direto	P7-1- CD-NAT	29,97	1,505	1,158	3,260	1,814	53,84	64,47	34,71
		P7-2- CD-NAT	30,33	1,555	1,193	3,260	1,732	57,09	63,39	36,19
		P7-3- CD-NAT	30,90	1,557	1,189	3,260	1,741	57,86	63,51	36,75
		P7-1- CD-INUND	29,28	1,492	1,154	3,260	1,824	52,33	64,59	33,80
		P7-2- CD-INUND	29,04	1,499	1,162	3,260	1,805	52,43	64,36	33,74
		P7-3- CD-INUND	28,74	1,587	1,233	3,260	1,644	56,98	62,18	35,43
	Edométrico duplo	P7-1-E-NAT	30,70	1,524	1,166	3,260	1,796	55,74	64,23	35,80
		P7-2-E-INUND	31,40	1,533	1,166	3,260	1,795	57,03	64,22	36,63

APÊNDICE B – CURVAS e x $\log \sigma'$
Figura B.1 – Curvas e x $\log \sigma'$ (Umidade natural)

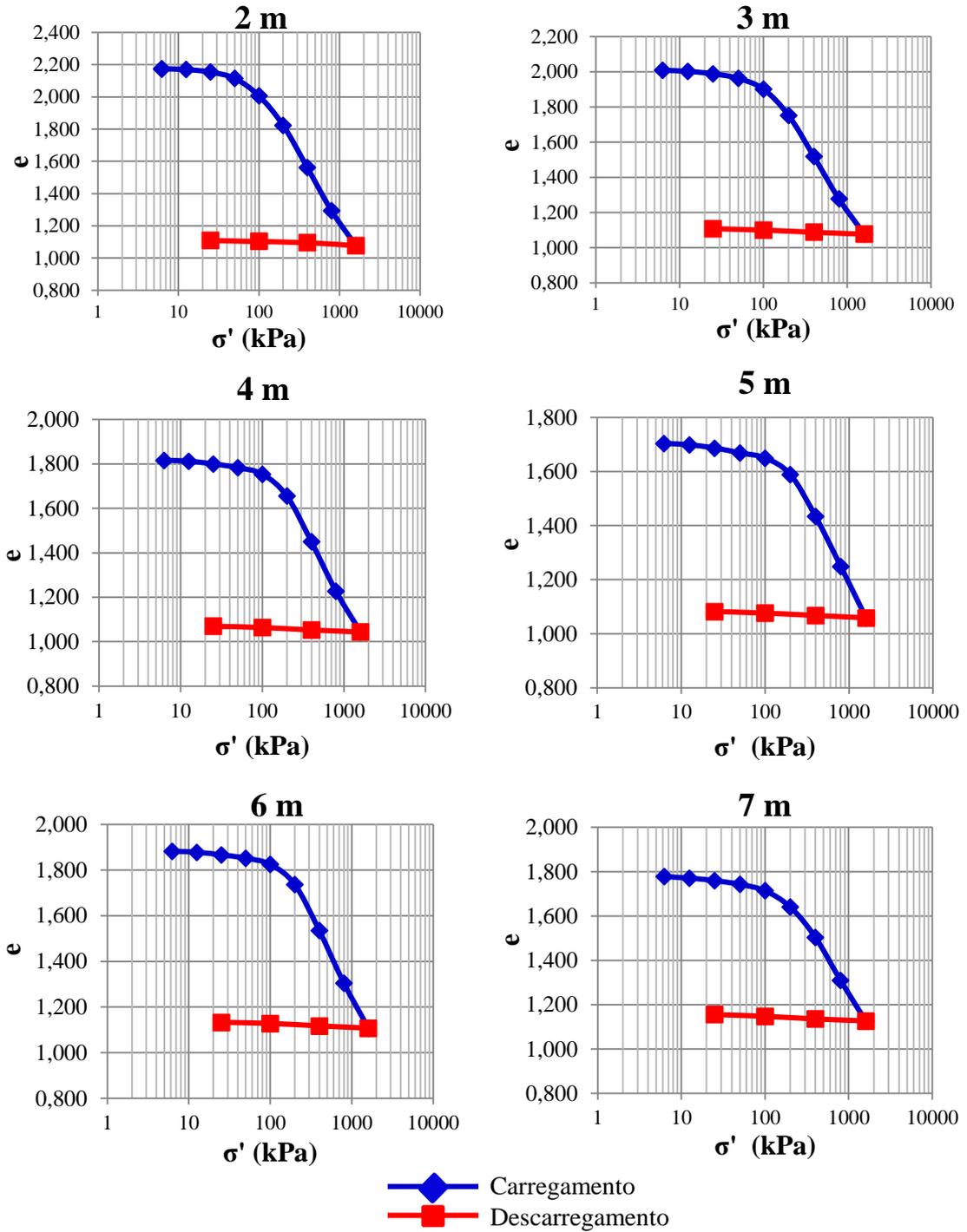
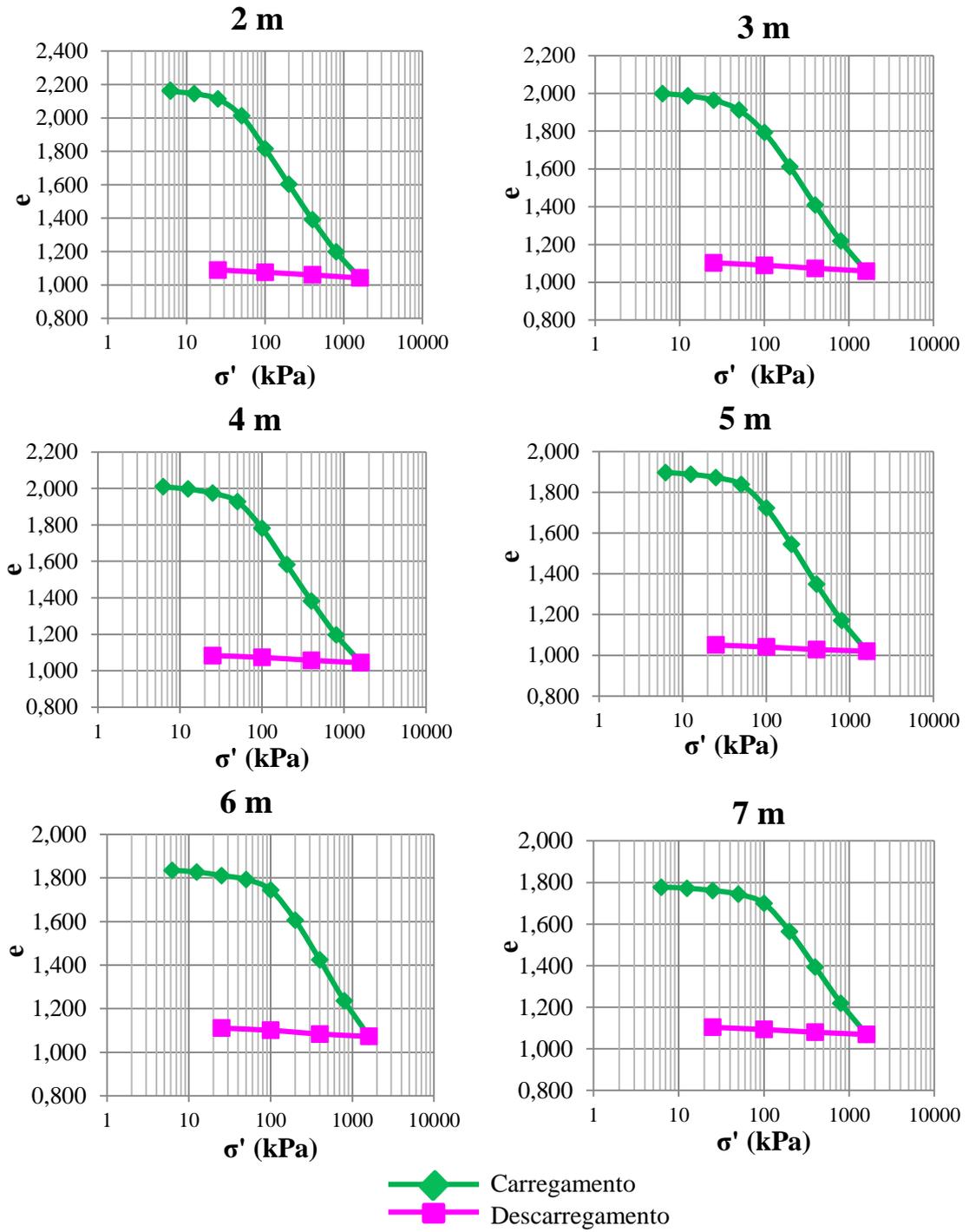
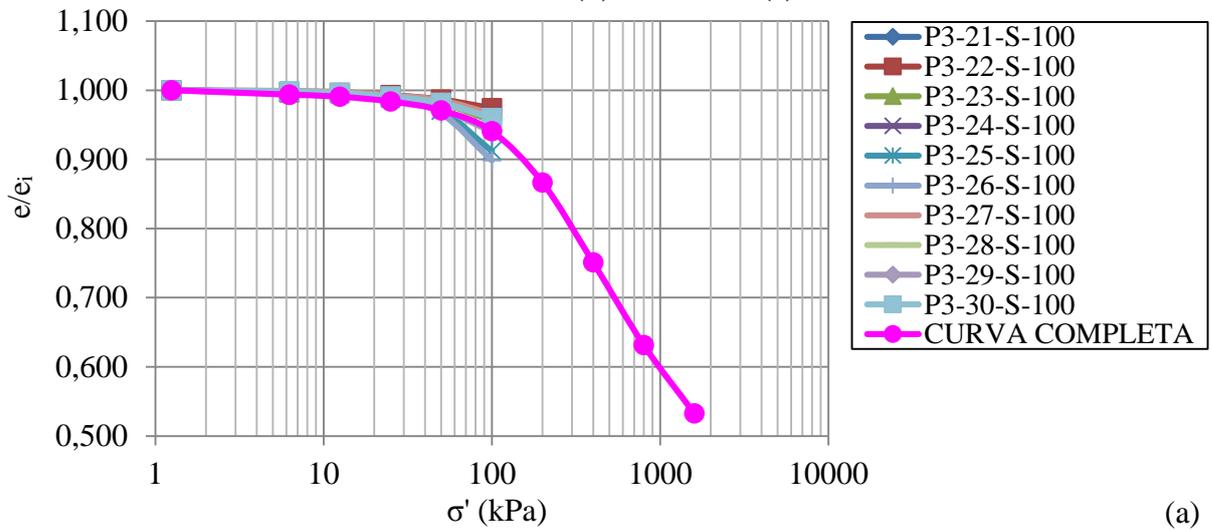


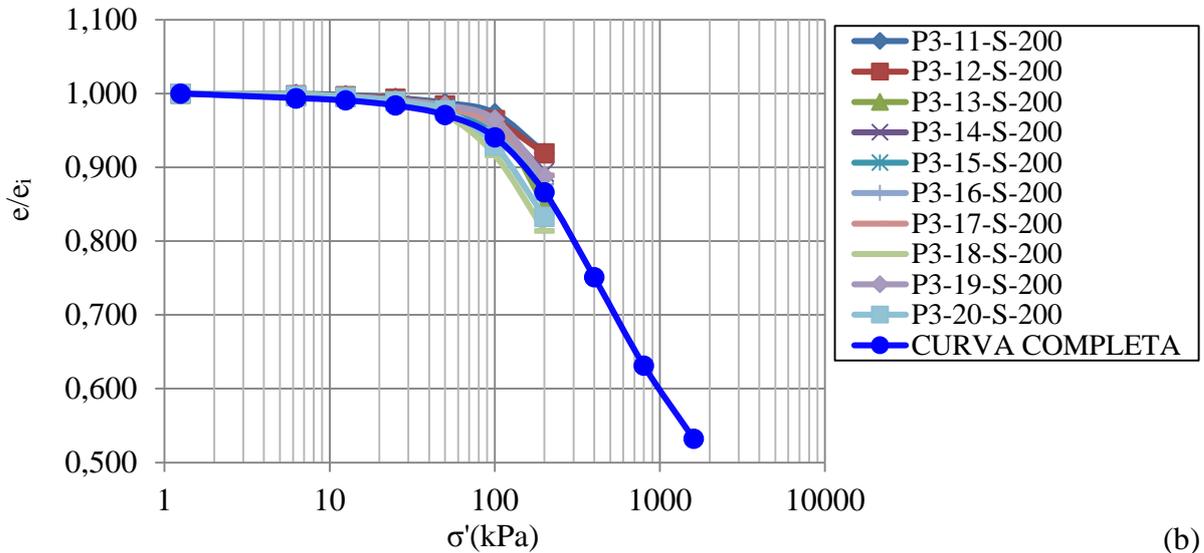
Figura B.2 – Curvas e x $\log \sigma'$ (Ensaio inundado)



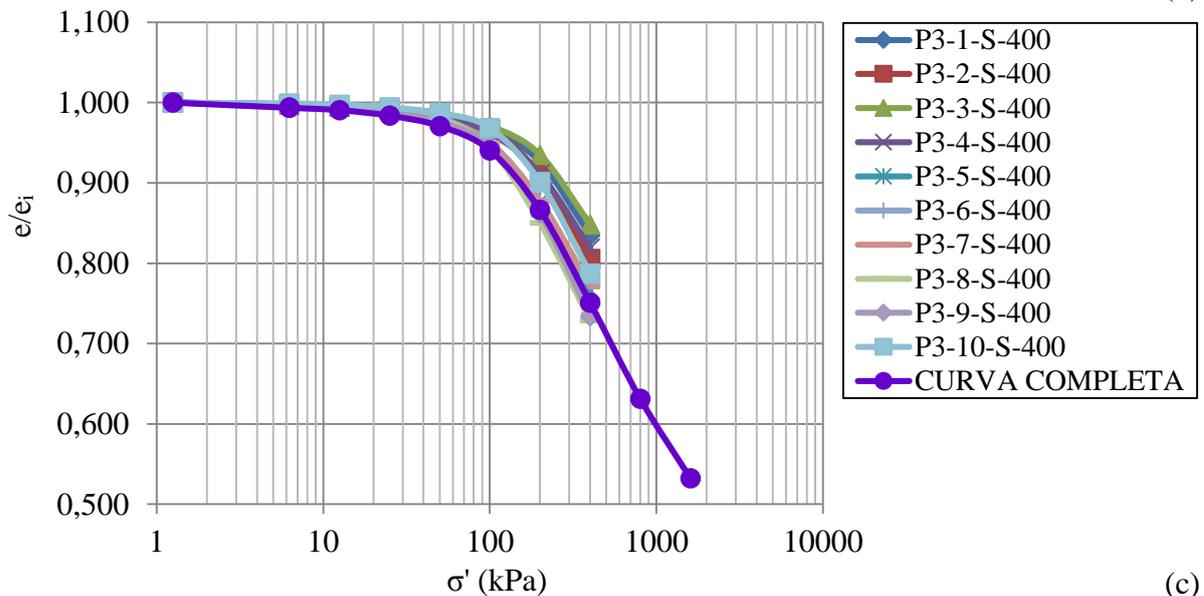
APÊNDICE C – CURVAS DE COMPRESSÃO CONFINADA NORMALIZADAS
Figura C.1 - Curvas de compressão confinada normalizadas para 3 m: 100 kPa (a), 200 kPa (b) e 400 kPa (c)



(a)

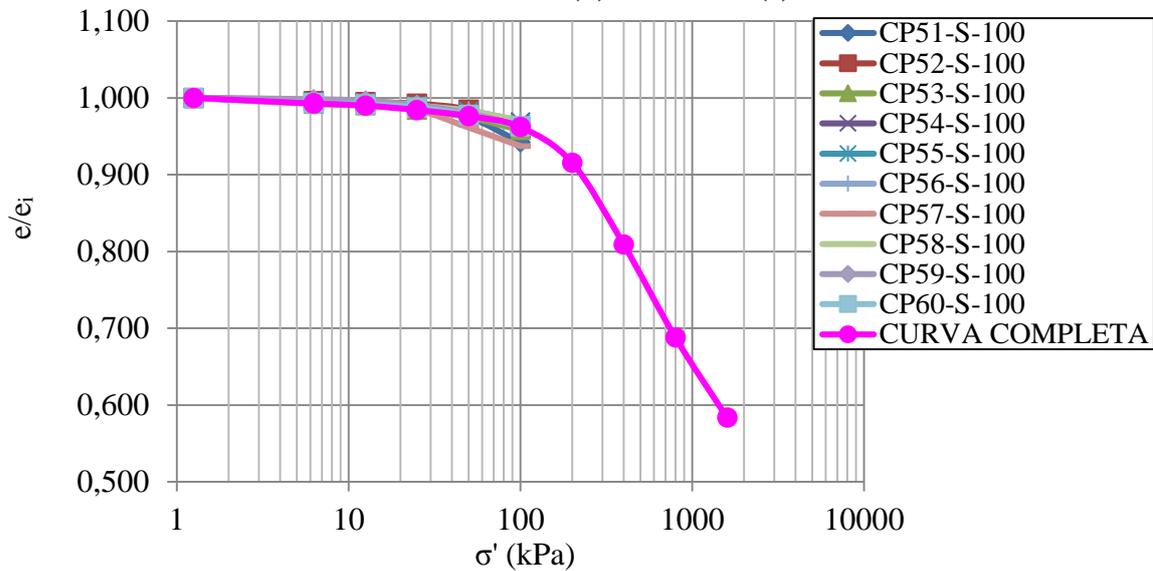


(b)

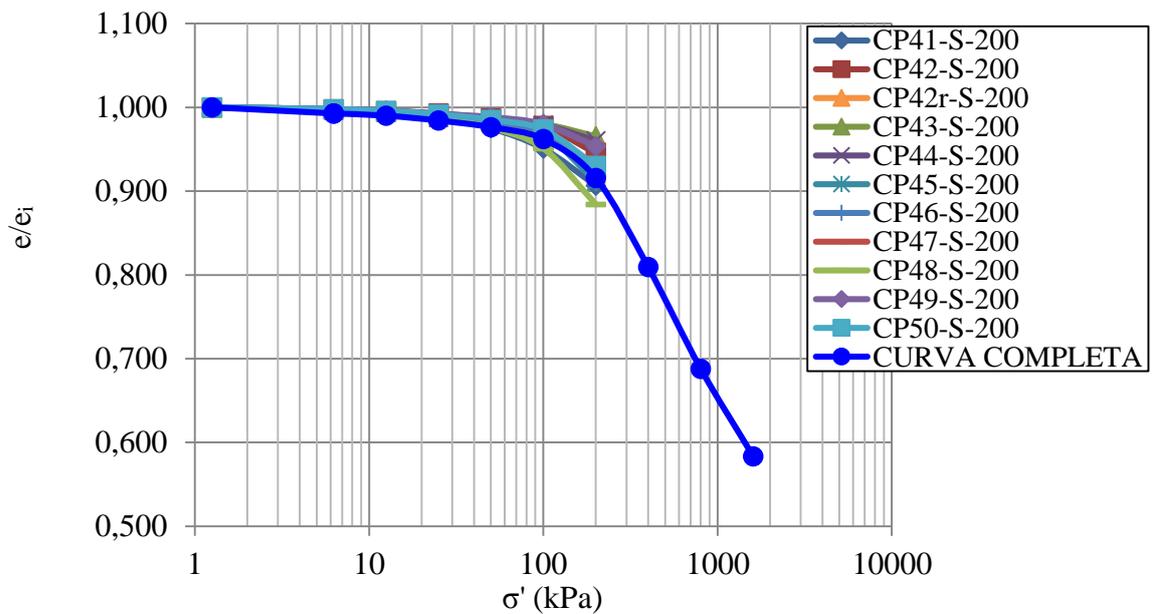


(c)

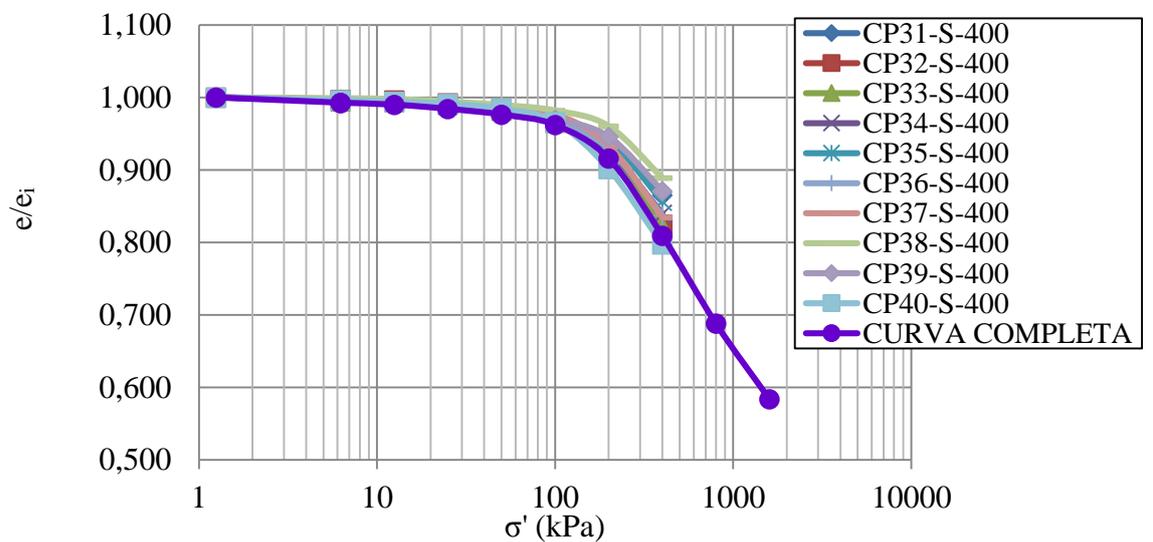
Figura C.2- Curvas de compressão confinada normalizadas para 6 m: 100 kPa (a), 200 kPa (b) e 400 kPa (c)



(a)



(b)



(c)

