



Universidade Estadual Paulista  
"Júlio de Mesquita Filho"  
Programa Interunidades

unesp 

Mestrado


---

## Engenharia Civil e Ambiental

**DIEGO AUGUSTO VALVERDE**

**CARACTERIZAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E COLAPSIBILIDADE  
DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**

Bauru  
2021



**DIEGO AUGUSTO VALVERDE**

**CARACTERIZAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E COLAPSIBILIDADE  
DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Coorientador: Prof. Dr. Roger A. Rodrigues

Bauru  
2021



V215c Valverde, Diego Augusto  
Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado / Diego Augusto Valverde. -- Bauru, 2021  
162 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia, Bauru  
Orientador: Heraldo Luiz Giacheti  
Coorientador: Roger Augusto Rodrigues

1. Ensaio edométrico. 2. Solos não saturados. 3. Solos tropicais.  
4. Compressibilidade. 5. Colapsibilidade. I. Título.

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da Faculdade de Engenharia, Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

**ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE Mestrado DE DIEGO AUGUSTO VALVERDE, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.**

Aos 28 dias do mês de outubro do ano de 2021, às 09:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE Mestrado de DIEGO AUGUSTO VALVERDE, intitulada **CARACTERIZAÇÃO, COMPRESSIBILIDADE E COLAPSIBILIDADE DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. BRENO PADOVEZI ROCHA (Participação Virtual) do(a) Câmpus Avançado de Ilha Solteira / Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo - IFSP, Prof. Dr. OLAVO FRANCISCO DO SANTOS JUNIOR (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: aprovado. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.



Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

**Aos meus pais Odair, Dejanira e Leticia.**

**Aos meus irmãos Ana Laura e Bernardo.**

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus por ter me dado forças para o cumprimento do curso.

Aos meus pais Odair, Dejanira e Letícia, pelo amor incondicional, pelo exemplo de caráter, coragem e sabedoria diante de grandes desafios, inspirando-me sempre a seguir em frente.

À minha avó Terezinha pelos conselhos, torcida e por todo apoio.

Ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti pelos ensinamentos, amizade, confiança, paciência e constante estímulo demonstrados durante a orientação deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues pela amizade, apoio e valiosa coorientação.

Ao Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha e Prof. Dr. Paulo Cesar Lodi pelas contribuições no Exame de Qualificação.

Aos técnicos Gustavo e Sérgio, do Laboratório de Mecânica dos Solos, pela grande ajuda durante a realização dos ensaios.

Aos colegas de pós-graduação: André, Alfredo, Breno, Heber, Isabela, Jeferson, Jhaber e Tamara, pela amizade, convívio e conhecimento compartilhado.

À Ludmilla pela amizade, conselhos e por todo incentivo.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental pela infraestrutura e condições a nós ofertadas.

Aos docentes do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental pelos ensinamentos nas disciplinas ministradas.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio concedido na forma de bolsa de estudo.

## RESUMO

VALVERDE, D. A. Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2021.

Essa pesquisa buscou compreender o comportamento compressível ao longo de um perfil de solo arenoso, não saturado, por meio da caracterização em nível de detalhe e dos parâmetros de compressibilidade e de colapsibilidade. Foram realizados ensaios de caracterização convencionais, adsorção de azul de metileno (*CTC*), difração de raios-x (*DRX*), microscopia eletrônica de varredura (*MEV*) e espectroscopia por energia dispersiva (*EDS*) em amostras deformadas coletadas ao longo do perfil. Ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada também foram realizados em amostras indeformadas coletadas ao longo da profundidade até 16 m, a fim de complementar ensaios já realizados. O solo investigado possui estrutura microagregada oriunda da ação cimentante de sesquióxidos que aderem as partículas mais finas, fazendo com que se comportem como siltes. A compressibilidade do solo foi decrescente com a profundidade e é dependente do efeito da condição não saturada, da forma e tamanho das partículas, macro e microestrutura, confinamento e gênese do solo. Empregaram-se diferentes critérios para a identificação de solos colapsíveis. O critério expedito identificou o comportamento colapsível até cerca de 9m de profundidade. Segundo o outro critério, o solo é verdadeiramente ou condicionalmente colapsível até os 13m de profundidade. Já, o critério baseado nos resultados dos ensaios edométricos duplos, indicam ocorrência de colapso até cerca de 7m de profundidade para os níveis de tensão confinante e de sucção de campo. Observou-se que os valores de módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) aumentaram com as tensões verticais, independente da sucção e da profundidade. Os valores desse módulo ( $M_d$ ) apresentaram boa concordância com aqueles determinados pelo ensaio de dilatômetro plano ( $M_{DMT}$ ), desde que sejam feitas considerações quanto aos níveis de sucção de campo e ajustes nas correlações.

**Palavras-chaves:** ensaios de laboratório, ensaios edométricos, ensaios de campo, *DMT*, solos não saturados, solos tropicais, compressibilidade, colapsibilidade.

## ABSTRACT

VALVERDE, D. A. **Characterization, compressibility and collapsibility of an unsaturated tropical soil profile.** Thesis (Master Degree) – School of Engineering, São Paulo State University (UNESP), Bauru, 2021.

This research sought to understand the compressible behavior along an unsaturated, sandy soil profile through detailed characterization and from the compressibility and collapsibility parameters. Conventional characterization, methylene blue adsorption (*CTC*), X-ray diffraction (*XRD*), scanning electron microscopy (*SEM*), and energy dispersive spectroscopy (*EDS*) tests were performed on disturbed samples collected along the soil profile. Conventional and controlled suction oedometer tests were also performed on undisturbed samples collected along the up to 16 m, to complement tests already carried out. The soil investigated has a microaggregate structure due to the cementing from sesquioxides that adhere to the finest particles, making them behave like silts. Soil compressibility decreased with depth and was shown to be dependent on the effect of the unsaturated condition, particle shape and size, macro and microstructure, confinement, and soil genesis. Different criteria were used for the identify collapsible soils. The expedited criterion identified the collapsible behavior up to about 9m depth. According to the other criterion the soil is truly or conditionally collapsible up to 13m depth. On the other hand, the criterion based on the results of the double oedometer tests indicates collapse occurrence up to about 7m depth for the confining stress and in situ and soil suction. It was observed that the values of the constrained modulus ( $M_d$ ) increased with vertical stresses, independent of the suction and depth. The values of this modulus ( $M_d$ ) showed good agreement with those determined by the flat dilatometer test ( $M_{DMT}$ ), once considerations are given to in situ suction levels and adjustments are made to the correlations.

Keywords: laboratory tests, oedometer tests, in situ tests, *DMT*, unsaturated soils, tropical soils, compressibility, collapsibility.

## Lista de Figuras

Figura 1. Perfil esquemático de ocorrência de solos tropicais (adaptado de VILLIBOR <i>et al.</i> , 2007).....	5
Figura 2. Classificação da metodologia <i>MCT</i> (adaptado de NOGAMI; VILLIBOR, 1981).	6
Figura 3. Linha de seixos separando o horizonte superior (laterítico) do horizonte inferior (saprolítico).....	9
Figura 4. Disposição das partículas em: (a) solos sedimentares não estruturados; (b) solo com estrutura cimentada (adaptado de WESLEY, 2010).....	11
Figura 5. Comparação das curvas de compressão confinada de um solo estruturado e um cuja estrutura foi removida (desestruturado) (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)...	12
Figura 6. Linha de compressão normal em areias e em solos transicionais (adaptado de NOCILLA <i>et al.</i> , 2004) .....	13
Figura 7. Obtenção do parâmetro $I_v$ para normalização da ICL (adaptado de BURLAND, 1990).....	14
Figura 8. Perfil de intemperismo típico de um solo residual (adaptado de RAHARDJO <i>et al.</i> , 2004).....	15
Figura 9. Curvas granulométrica com e sem o uso de defloculante químico para os solos LAT, CDV e CDG (adaptado de NG <i>et al.</i> , 2019). .....	17
Figura 10. Difractogramas de raios-x para os solos: (a) LAT, (b) CDV e (c) CDG (adaptado de NG <i>et al.</i> , 2019). .....	18
Figura 11. Esquema de um solo não saturado (adaptado de MUÑOZ, 2006).....	19
Figura 12. Distribuição da pressão na água em um perfil de solo (adaptado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993). .....	20
Figura 13. Curva de retenção de água no solo típica de solos compactados (adaptado de VANAPALLI <i>et al.</i> , 1999).....	26
Figura 14. Curva de retenção de água no solo com formato bimodal (adaptado de FEUERHARMEL, 2007). .....	27
Figura 15. Curvas de retenção de água no solo típicas para solos argilosos, siltosos e arenosos (adaptado de FREDLUND; XING, 1994).....	28
Figura 16. Calibração dos papeis filtro (adaptado de ASTM D5298, 2010).....	29
Figura 17. Calibração do papel <i>Whatman</i> No. 42 (adaptado de CHANDLER <i>et al.</i> , 1992). .....	30

Figura 18. Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica de papel filtro (adaptado de RODRIGUES, 2007). .....	31
Figura 19. Esquema do funil de placa porosa: (A) Sucção = 0; (B) Sucção = h (adaptado de LIBARDI, 2012).....	31
Figura 20. Câmara de pressão (adaptado de LIBARDI, 2012). .....	33
Figura 21. Relação entre o grau de compactação natural ( $GC_n$ ) e o desvio do teor de umidade ( $\Delta w$ ) na identificação de solos colapsíveis (modificado de VILAR; RODRIGUES, 2015). .....	38
Figura 22. Curvas de compressão confinada dos ensaios edométricos: (a) duplo; (b) simples. ....	40
Figura 23. Câmara edométrica adaptada para o controle de sucção por meio da técnica de translação de eixos (adaptado de MACHADO, 1995). .....	41
Figura 24. Ensaios edométricos para amostras indeformadas coletadas a 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8m de profundidade (adaptado de MACHADO, 1998).....	43
Figura 25. Perfis de tensão de pré-adensamento, índice de recompressão e índice de compressão em função da sucção ao longo do perfil de solo (adaptado de MACHADO, 1998).....	44
Figura 26. Perfis de tensão de pré-adensamento e índice de compressão (adaptado de GUTIERREZ, 2005).....	44
Figura 27. Curvas tensão <i>versus</i> índice de vazios normalizado (adaptado de HEIDEMANN, 2015).....	45
Figura 28. Perfis de tensão de pré-adensamento e índice de compressão (adaptado de OLIVEIRA, 2019).....	46
Figura 29. Localização da área de estudo - 22°21'06.0"S e 49°01'56.1"W (GOOGLE EARTH, 2020). .....	47
Figura 30. Curvas granulométricas determinadas para amostras coletadas a 1,5; 3,5; 5,5; 7, 8, 9, 11, 13 e 16m de profundidade (adaptado de FERNANDES, 2018; ROCHA, 2018; DA SILVA <i>et al.</i> , 2019). .....	49
Figura 31. Perfis de (a) massa específica seca <i>in situ</i> ( $\rho_d$ ); (b) massa específica seca máxima ( $\rho_{d,max}$ ) e teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) em perfil do subsolo representativo desse campo experimental (adaptado de GIACHETI <i>et al.</i> , 1998).....	51
Figura 32. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 2m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018). .....	52

Figura 33. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 5m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).....	52
Figura 34. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 8m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).....	53
Figura 35. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 4m de profundidade com aumentos de: (a) x100, (b) x750 e (c) x3500 (adaptado de AGNELLI, 1997). ....	54
Figura 36. Curvas de retenção de água no solo determinadas para 1, 3 e 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).....	55
Figura 37. Curvas de retenção de água no solo determinadas para 7, 11 e 16m de profundidade (adaptado de FERNANDES, 2018; DA SILVA <i>et al.</i> , 2019).....	56
Figura 38. Ensaio edométrico para amostras coletadas a (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).....	58
Figura 39. Tensões de escoamento e índices de compressão em função da sucção e da profundidade (adaptado de SAAB, 2016). ....	59
Figura 40. Potenciais de colapso determinados por meio do método de Jennings e Knight (1975) para: (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).....	60
Figura 41. Módulos edométricos em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para as amostras coletadas a: (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).....	62
Figura 42. Perfis em meses secos e úmidos de: (a) teor de umidade; (b) média dos dados de <i>CPT</i> (adaptado de GIACHETI <i>et al.</i> , 2019). ....	63
Figura 43. Poço exploratório escavado até 16m de profundidade na área estudada. ....	64
Figura 44. Sequência e equipamentos utilizados no ensaio de compactação mini-MCV: (a) montagem; (b) e (c) equipamentos; (d) e (e) moldagem; (f) medidor de deslocamento vertical; (g), (h) e (i) extração.....	66
Figura 45. Ensaio de perda de massa por imersão.....	66
Figura 46. Materiais usados na montagem do ensaio edométrico convencional.....	68
Figura 47. Procedimentos realizados para a montagem do ensaio edométrico convencional: (a) pedra porosa comum na base; (b) corpo de prova; (c) suporte metálico; (d) pedra porosa comum no topo; (e) cabeçote de distribuição de carga ( <i>top cap</i> ); (f) saturação do corpo de prova na própria câmara edométrica. ....	69
Figura 48. Edômetro montado numa prensa para a realização do ensaio edométrico com sucção controlada. ....	70

Figura 49. Processo de saturação da placa porosa de alto valor de entrada de ar do edômetro: (a) fluxo de água pelos capilares da base do edômetro; (b) colocação de água deaerada no interior da câmara edométrica; (c) fechamento do edômetro; (d) aplicação de ar comprimido para percolação de água pela placa porosa. ....	71
Figura 50. Esquema de montagem dos corpos de prova no edômetro: (a) corpo de prova é posicionado sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar; (b) pedra porosa comum no topo; (c) cabeçote de distribuição de carga ( <i>top cap</i> ); (d) fechamento do edômetro. ....	72
Figura 51. Utilização da Câmara de Richards para imposição da sucção nos corpos de prova. ....	73
Figura 52. Determinação do índice de compressão ( $C_c$ ) do solo (adaptado de BELINCANTA, 1992). ....	74
Figura 53. Perfis com os dados de caracterização, índices físicos do solo e adsorção de azul de metileno do campo experimental da Unesp de Bauru. ....	77
Figura 54. Agregação relativa (AR) do solo ao longo do perfil estudado. ....	78
Figura 55. Posição das amostras coletadas até 20m de profundidade no ábaco do coeficiente de atividade (CA) proposto por Fabbri (1994). ....	80
Figura 56. Classificação do solo pela metodologia <i>MCT</i> para as amostras coletadas, de metro a metro, entre 12 e 16m de profundidade. ....	81
Figura 57. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 9m de profundidade. ....	82
Figura 58. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 10m de profundidade. ....	82
Figura 59. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 11m de profundidade. ....	83
Figura 60. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 12m de profundidade. ....	83
Figura 61. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 13m de profundidade. ....	84
Figura 62. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 14m de profundidade. ....	84
Figura 63. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 15m de profundidade. ....	85
Figura 64. Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas até 11m de profundidade: (a) obtidas no <i>MEV</i> para x50 de aumento; e (b) processadas no software <i>ImageJ</i> . ....	88
Figura 65. Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas de 13 a 16m de profundidade: (a) obtidas no <i>MEV</i> para x50 de aumento; e (b) processadas no software <i>ImageJ</i> . ....	89
Figura 66. Índices de forma das partículas ao longo do perfil de solo estudado: (a) arredondamento de Cox (1927) e (b) circularidade de Pentland (1927). ....	90

Figura 67. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 2m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	91
Figura 68. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 7m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	92
Figura 69. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 9m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	93
Figura 70. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 11m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	94
Figura 71. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 13m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	94
Figura 72. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 14m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	95
Figura 73. Imagens obtidas no <i>MEV</i> para amostra coletada a 16m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento. ....	95
Figura 74. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 7m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção. ....	98
Figura 75. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 9m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção. ....	99
Figura 76. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 11m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção. ....	99
Figura 77. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 13m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção. ....	100
Figura 78. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 16m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção. ....	100
Figura 79. Curvas de compressão confinada para o solo saturado (sucção = 0 kPa) em diferentes profundidades.....	102
Figura 80. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 50 kPa em diferentes profundidades. ....	102
Figura 81. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 100 kPa em diferentes profundidades. ....	103
Figura 82. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 200 kPa em diferentes profundidades. ....	103
Figura 83. Perfis de tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e razão de pré-adensamento ( $OCR$ ) em função da sucção. ....	105

Figura 84. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 7m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo. ....	108
Figura 85. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 9m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo. ....	109
Figura 86. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 11m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo. ....	109
Figura 87. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 13m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo. ....	110
Figura 88. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 16m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo. ....	110
Figura 89. (a) Faixa de variação de $M_{DMT}$ determinados em diferentes campanhas e valores de referência determinados por meio do ensaio em compressão confinada ( $M_d$ ); (b) $M_{DMT}$ determinados em condição inundada e valores de referência determinados em ensaio em compressão confinada saturados. ....	113
Figura 90. Identificação dos solos colapsíveis ao longo do perfil estudado a partir do critério de Vilar e Rodrigues (2015) e da proposta da USBR (1998). ....	115
Figura 91. Coeficiente de colapso ( $C$ ) de Reginatto e Ferrero (1973) ao longo do perfil estudado, variando-se a sucção inicial do solo. ....	117
Figura 92. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 7m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo. ....	119
Figura 93. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 9m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo. ....	119
Figura 94. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 11m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo. ....	120

Figura 95. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 13m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo. ....	120
Figura 96. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 16m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo. ....	121
Figura 97. Valores de potencial de colapso ao longo do perfil para níveis de tensão confinante de campo (tensão vertical geostática), variando-se a sucção inicial do solo. ....	123

## Lista de Tabelas

Tabela 1. Dados de caracterização dos solos LAT, CDV e CDG (adaptado de NG <i>et al.</i> , 2019).....	16
Tabela 2. Parâmetros de ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo de 1, 3 e 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016). ....	55
Tabela 3. Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água no solo de van Genuchten (1980) para as profundidades de 7, 11 e 16m (adaptado de FERNANDES, 2018; DA SILVA <i>et al.</i> , 2019).....	56
Tabela 4. Coeficiente de colapso em função da sucção ao longo da profundidade (adaptado de SAAB, 2016). ....	61
Tabela 5. Índices físicos, limite de liquidez e distribuição granulométrica dos solos ao longo do perfil do campo experimental da Unesp de Bauru. ....	76
Tabela 6. Resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru.....	79

## Lista de Símbolos

### Símbolos do alfabeto latino

$a, m, n$ : parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980)

$A_{cb}$ : índice de atividade da fração argila

$C_c$ : índice de compressão do solo

$C_r$ : índice de recompressão do solo

$CTC$ : capacidade de troca catiônica

$DRX$ : difração de raios-x

$e$ : índice de vazios do solo

$EDS$ : espectroscopia por energia dispersiva

$GC_n$ : grau de compactação natural do solo

$M_{DMT}$ : módulo confinado determinado pelo ensaio  $DMT$

$M_d$ : módulo confinado determinado no ensaio edométrico

$MEV$ : microscopia eletrônica de varredura

$M_w$ : massa molecular da água

$n$ : porosidade do solo

$OCR$ : razão de pré-adensamento

$p_{vs}$ : pressão de vapor de saturação

$p_v$ : pressão parcial de vapor

$R$ : constante dos gases ideais

$SE$ : superfície específica

$S_r$ : grau de saturação

$T$ : temperatura absoluta

$u_a$ : pressão no ar

$u_w$ : pressão na água

$V_w$ : volume específico da água

$w$ : teor de umidade do solo *in situ*

$w_{oi}$ : teor de umidade ótimo

$\Delta w$ : desvio do teor de umidade

$LL$ : limite de liquidez

$LP$ : limite de plasticidade

## **Símbolos do alfabeto grego**

$\rho$ : massa específica do solo

$\rho_w$ : massa específica da água

$\sigma'_{ad}$ : tensão de pré-adensamento virtual ou tensão de escoamento do solo

$\sigma'_v$ : tensão vertical geostática

$(\sigma - u_a)$ : tensão vertical líquida

$\Delta(\sigma - u_a)$ : variação da tensão vertical líquida

$\chi$ : parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo (Bishop, 1959)

$\psi, (u_a - u_w)$ : sucção

$\pi$ : sucção osmótica

# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	2
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	2
1.3	JUSTIFICATIVA	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>4</b>
2.1	SOLOS TROPICAIS	4
2.1.1	<i>Solos lateríticos</i>	7
2.1.2	<i>Solos saprolíticos</i>	9
2.1.3	<i>Comportamento geotécnico de solos tropicais</i>	10
2.2	SOLOS NÃO SATURADOS E SUCÇÃO	18
2.2.1	<i>Retenção de água no solo</i>	24
2.2.2	<i>Técnicas para medida e controle da sucção</i>	28
2.3	SOLOS COLAPSÍVEIS	33
2.3.1	<i>Critérios para identificar solos colapsíveis</i>	37
2.3.2	<i>Ensaio edométrico</i>	40
<b>3</b>	<b>ÁREA DE ESTUDO E HISTÓRICO DE INFORMAÇÕES</b>	<b>47</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDO	47
3.2	HISTÓRICO DE INFORMAÇÕES	48
3.2.1	<i>Curvas granulométricas</i>	49
3.2.2	<i>Ensaio de compactação Proctor Normal</i>	50
3.2.3	<i>Difração de raios-X (DRX)</i>	51
3.2.4	<i>Microscopia eletrônica de varredura (MEV)</i>	53
3.2.5	<i>Curvas de retenção de água no solo</i>	54
3.2.6	<i>Ensaio edométrico</i>	57
3.2.7	<i>Zona ativa do perfil</i>	63
<b>4</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>64</b>
4.1	COLETA DE AMOSTRAS	64
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	65
4.3	ENSAIOS EDOMÉTRICOS	67
4.3.1	<i>Ensaio edométrico convencional</i>	68
4.3.2	<i>Ensaio edométrico com sucção controlada</i>	69

4.3.3	<i>Parâmetros de compressibilidade do solo</i> .....	74
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>76</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO .....	76
5.2	ENSAIOS EDOMÉTRICOS.....	97
5.3	COMPARAÇÃO MÓDULO CONFINADO DE CAMPO ( <i>DMT</i> ) E DE LABORATÓRIO.....	111
5.4	POTENCIAL DE COLAPSO .....	114
5.4.1	<i>Critério de Vilar e Rodrigues (2015)</i> .....	115
5.4.2	<i>Reginatto e Ferrero (1973)</i> .....	116
5.4.3	<i>Critério de Vargas (1978)</i> .....	118
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE</b> .....	<b>125</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>128</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A Mecânica dos Solos clássica foi desenvolvida para explicar o comportamento de areias saturadas e secas e de argilas saturadas (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; VILAR, 2004). Em regiões de clima tropical, a gênese e a condição não saturada do solo levam a limitações das teorias aplicadas a esses materiais, tratados na literatura como não convencionais. A condição não saturada altera o estado de tensões e surgem outras variáveis que afetam o comportamento dos solos, como a sucção. Diversas obras geotécnicas em grande parte do território brasileiro e em várias partes do mundo, estão apoiadas em camadas de solos não saturados, o que significa que é necessário incorporar conceitos de mecânica dos solos não saturados para a estimativa de parâmetros de projeto de obras geotécnicas e para uma melhor compreensão do comportamento desses materiais (VILAR, 2004; ROCHA *et al.*, 2016; ROCHA, 2018; GIACHETI *et al.*, 2019; ROCHA *et al.*, 2021).

Os solos tropicais podem ser classificados em duas classes com características distintas: os lateríticos e os saprolíticos. Os solos lateríticos são pedologicamente evoluídos devido ao processo de intemperismo tropical a que estão submetidos e podem ser originados de diferentes materiais, tanto residuais quanto transportados. Os solos saprolíticos são caracterizados por possuírem estruturas reliquias da rocha matriz. Em perfis bem evoluídos, os solos saprolíticos aparecem entre o horizonte superficial e a rocha alterada. Já, em regiões de perfis pouco evoluídos, os saprolitos podem surgir em superfície (FONTOURA *et al.*, 1985; COZOLINO; NOGAMI, 1993; PRESA, 1994; NOGAMI; VILLIBOR, 1995; FUTAI, 2002; ALBUQUERQUE *et al.*, 2006; VILLIBOR *et al.*, 2007; VIANA DA FONSECA, 2008; GIDIGASU, 2012).

Solos tropicais não saturados apresentam comportamento não convencional atribuído ao intemperismo e à pedogênese/morfogênese, diferentemente dos solos sedimentares cujo comportamento é associado ao seu histórico de tensões, no caso das argilas, ou ao índice de vazios e a compacidade, no caso das areias (CONCIANI *et al.*, 2015). Entre as variáveis que governam o comportamento dos solos tropicais, destacam-se: comportamento coesivo-friccional, sua condição não saturada, macro e microestrutura, não linearidade de rigidez, gênese e anisotropia (FUTAI, 2002; OTÁLVARO *et al.*, 2015; FERNANDES, 2016;

ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2018; SOUSA, 2018; GIACHETI *et al.*, 2019; NG *et al.*, 2019; OLIVEIRA, 2019; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021).

As propostas empregadas para a interpretação de resultados de ensaios de campo (como o ensaio de dilatômetro plano, *DMT*) foram desenvolvidas para solos argilosos e arenosos, secos ou saturados, regidos pelo seu histórico de tensões, índice de vazios e compactidade. A influência da microestrutura e da condição não saturada dos solos tropicais nem sempre é levada em consideração, impossibilitando previsões mais realísticas do comportamento desses materiais (ROCHA, 2018).

Assim, o estudo do comportamento mecânico de solos não saturados, a partir da caracterização em nível de detalhe e da determinação dos parâmetros de compressibilidade e colapsibilidade ao longo do perfil, depende do conhecimento do perfil estratigráfico e de um planejamento experimental adequado, este último é importante para dar início as atividades de laboratório. Técnicas foram desenvolvidas e aprimoradas para melhor representar o comportamento dos solos não saturados em laboratório. A técnica de translação de eixos, desenvolvida por Hilf (1956), torna possível a imposição e o controle da sucção em solos. Mais adiante, câmaras edométricas convencionais foram adaptadas para a aplicação desta técnica (ESCARIO; SAEZ, 1973; MACHADO, 1995), possibilitando o estudo da influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de solos tropicais. Dentro desse contexto, buscou-se com esta pesquisa experimental contribuir com o estudo da compressibilidade e da colapsibilidade de perfil de solo tropical arenoso.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Caracterizar um perfil de solo tropical não saturado e estudar a compressibilidade e a colapsibilidade ao longo da profundidade de modo a avaliar o efeito da gênese e da sucção.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- i. Caracterização em nível de detalhe de um perfil de solo não saturado a partir de ensaios de caracterização convencionais, adsorção de azul de metileno (*CTC*), difração de raios-x (*DRX*), microscopia eletrônica de varredura (*MEV*) e espectroscopia por energia dispersiva (*EDS*);

- ii. Determinar os parâmetros de compressibilidade a partir de amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades por meio de ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada;
- iii. Comparar os valores de módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) determinados em laboratório por meio de ensaios edométricos com os módulos confinados ( $M_{DMT}$ ) determinados em campo por ensaios *DMT* ao longo de um perfil de solo não saturado;
- iv. Avaliar o comportamento colapsível do solo ao longo da profundidade utilizando-se três critérios a partir dos resultados de ensaios de laboratório.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Esta pesquisa teve início com a caracterização de um perfil de solo tropical não saturado visando o estudo da sua compressibilidade e colapsibilidade. Esse tipo de solo possui um comportamento peculiar devido aos processos geológicos e/ou pedológicos inerentes à sua formação e sua condição não saturada. Portanto, as metodologias tradicionais devem ser avaliadas, não sendo indicadas para a previsão do comportamento desses materiais.

Os solos não saturados colapsíveis recobrem várias partes do mundo e pouco tem sido estudado sobre o comportamento mecânico de perfis mais espessos. Esta pesquisa buscou compreender eventuais mudanças no comportamento compressível de um perfil espesso de solo arenoso à luz da mecânica dos solos não saturados por meio da caracterização em nível de detalhes e da determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo. Buscou-se também identificar o comportamento colapsível ao longo desse perfil utilizando-se três critérios em função dos resultados de ensaios de laboratório.

A interpretação dos resultados desta pesquisa contribui para explicar a variação dos módulos confinados com a profundidade determinados por meio do *DMT*, que pode ser empregado na investigação do subsolo. Essa técnica *in situ* possibilita a estimativa de recalques de fundações sem a necessidade de coleta de amostras indeformadas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SOLOS TROPICAIS

Os solos são produtos da decomposição das rochas, cujo processo depende de alguns fatores como temperatura, chuva e vegetação. Quando a velocidade de decomposição é maior do que a velocidade de remoção por processos geológicos de superfície (ou seja, vento, água e gravidade), os materiais mantêm-se no local em que foram originados dando origem aos solos residuais. Caso contrário, os materiais são levados a locais distintos formando os solos transportados. Regiões com clima tropical possuem condições favoráveis para ocorrências de solos residuais (PINTO, 2006; CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015).

A alternância intensa em períodos secos e chuvosos nos países do hemisfério Sul, como o Brasil, conduz ao desenvolvimento de espessos perfis de solos tropicais. Os solos tropicais não são lembrados apenas por se localizarem entre trópicos, mas por apresentar comportamento mecânico e propriedades físico-químicas distintos quando comparados com os solos sedimentares (CONCIANI *et al.*, 2015). Entre as variáveis que governam o comportamento dos solos tropicais, destacam-se: comportamento coesivo-friccional, sua condição não saturada, macro e microestrutura, heterogeneidade, anisotropia, gênese e não linearidade de rigidez (FUTAI, 2002; OTÁLVARO *et al.*, 2015; FERNANDES, 2016; ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2018; SOUSA, 2018; GIACHETI *et al.*, 2019; NG *et al.*, 2019; OLIVEIRA, 2019; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021). Enquanto o comportamento dos solos sedimentares está diretamente ligado ao seu histórico de tensões, índice de vazios e compactidade, a resposta dos solos tropicais diante às solicitações depende de outros fatores como, por exemplo, a sua estrutura, o grau de alteração e as características herdadas da rocha matriz (FUTAI, 2002; VIANA DA FONSECA, 2008).

Villibor *et al.* (2007) apresentam uma definição essencialmente tecnológica para solos tropicais. Segundo os autores, solos tropicais são aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, em relação aos solos não tropicais, em decorrência dos processos geológicos e/ou pedológicos, e ainda peculiaridades de interesse geotécnico.

As condições de formação dos solos tropicais e sua evolução com o tempo proporcionam uma variedade de conceitos diferentes daqueles defendidos pela mecânica dos solos tradicional. Villibor *et al.* (2007) criaram um conceito baseado apenas no comportamento do solo. De acordo com os autores, o estudo de solos tropicais deve

considerar duas principais classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos (Figura 1). Quanto a sua origem, os solos lateríticos podem ser residuais ou transportados. Já os solos saprolíticos possuem origem residual. São comuns recobrimentos de solos coluviais, decorrentes dos processos de morfogênese.

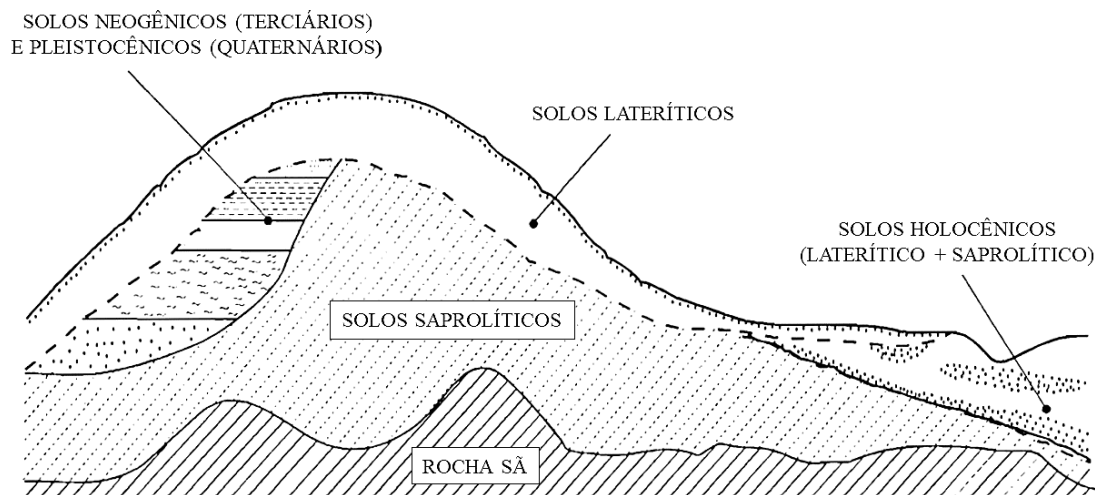


Figura 1. Perfil esquemático de ocorrência de solos tropicais (adaptado de VILLIBOR *et al.*, 2007).

À medida que o processo de intemperismo tropical evolui a posição do nível freático tende a sofrer um abaixamento, possibilitando o desenvolvimento de camadas espessas de solos lateríticos e saprolíticos (VILLIBOR *et al.*, 2007).

As metodologias tradicionais para classificação dos solos não são indicadas para solos tropicais devido ao seu comportamento não convencional. Futai (2002) relata que a estrutura do solo e sua mineralogia afetam os resultados de caracterização e não são consideradas na classificação. Além disso, Cozolino e Nogami (1993) citam as agregações dos finos em solos lateríticos, a influência dos microcristais de mica e de caulinita dos solos saprolíticos, a natureza físico-química da fração argila e a natureza porosa e fragmentada dos grãos de silte e areia dos solos saprolíticos, além da natureza físico-química da fração argila.

Mitchell e Sitar (1982) e Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2021) questionaram o preparo do solo antes de iniciar os ensaios de caracterização, que consiste na secagem ao ar. Segundo os autores, este procedimento pode acarretar na formação de agregações e cimentações por óxidos de ferro e alumínio, bem como a perda de água de argilominerais hidratados.

Diversas propostas de classificação de solos tropicais são encontradas na literatura (NOGAMI; VILLIBOR, 1981; VARGAS, 1988; VARGAS 1992; FUTAI, 1999). Porém,

muitas delas têm sido contestadas devido à falta de informações, limitando-se a um grupo de solos. Segundo Futai (2002), a estrutura do solo não é levada em consideração em nenhuma classificação geotécnica. A metodologia *MCT* (Miniatura, Compacto, Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1995), para classificação de solos com comportamento laterítico surgiu de uma necessidade da engenharia de transportes. Com aceitação pela comunidade científica, essa ferramenta considera o índice  $e'$  e o coeficiente  $c'$ , determinados a partir das curvas de compactação e de perda por imersão na água de corpos de prova com dimensões reduzidas (Figura 2). Porém, uma classificação mais realística dos solos naturais exige a incorporação dos efeitos estruturais (macro e microestrutura), físico-químicos, a sua condição não saturada e os fenômenos relacionados a ela (colapso e expansão).

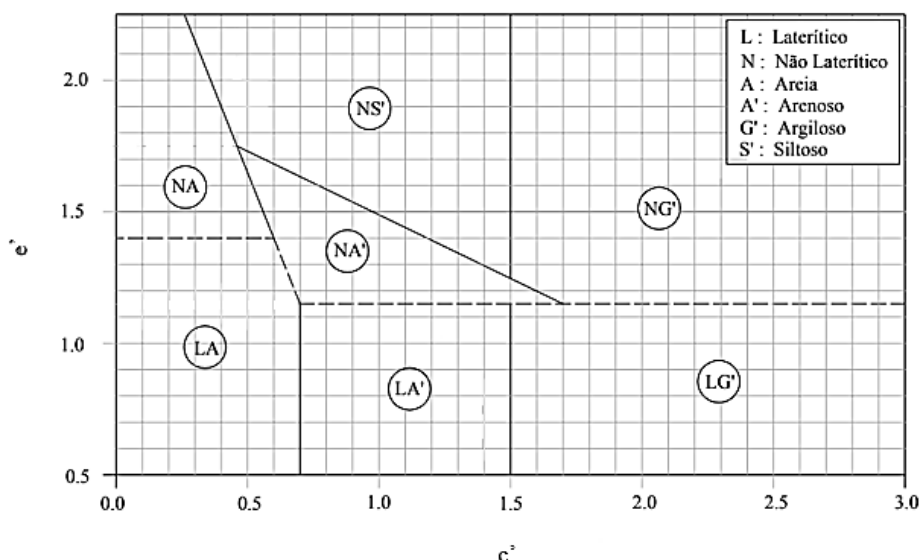


Figura 2. Classificação da metodologia *MCT* (adaptado de NOGAMI; VILLIBOR, 1981).

O efeito da infiltração de água no solo (fluxo descendente) acarreta a lixiviação dos materiais silicosos, que são depositados nos horizontes mais profundos. Por outro lado, em períodos de evaporação/evapotranspiração (fluxo ascendente) e por ação capilar, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio são transportados para os horizontes mais superficiais. Este fenômeno garante a evolução pedogenética dos solos tropicais, e é responsável pelo desenvolvimento de perfis espessos de solos não saturados com comportamentos distintos ao longo da profundidade (CONCIANI *et al.*, 2015).

Os solos tropicais apresentam estruturas porosas que podem ser levemente cimentadas pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, sais, matéria orgânica, agregações e pontes de argila, ou fortemente cimentadas (concreções lateríticas). Os solos lateríticos são

pedologicamente evoluídos e, em geral, são encontrados nos horizontes superficiais. Já os solos saprolíticos são menos evoluídos e constituem um material pulverulento e inconsolidado oriundo da alteração da rocha. Esse material apresenta baixa coesão e é, normalmente, identificado nos horizontes mais profundos, podendo também aparecer na superfície do terreno devido ao processo de erosão em regiões tropicais em que o regime de chuvas é intenso (CONCIANI *et al.*, 2015).

Nesta seção serão abordados conceitos relevantes ao estudo de solos tropicais lateríticos e saprolíticos, tais como: macro e microestrutura, cimentação e efeitos do intemperismo no comportamento mecânico.

### 2.1.1 Solos lateríticos

Define-se solos lateríticos aqueles que sofreram um processo de laterização, que consiste na combinação dos processos de lixiviação e de ressecamento. Pedologicamente, trata-se de uma variedade de solo superficial pedogenético, comumente encontrado nas partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Geotecnicamente conhecidos por solos maduros, estes apresentam espessura variável que pode chegar a dezenas de metros de profundidade e são caracterizados por possuir coloração única e homogênea, em geral, vermelho, amarelo ou marrom devido à alta concentração de materiais ferro-aluminosos. Admite-se que este horizonte pedogenético só se desenvolve acima do nível freático (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), o acúmulo de Fe e Al dá origem a goethita, gibsitita, limonita, ilmenita, entre outros. Além disso, os materiais ferrosos formam nódulos arredondados típicos de solos lateríticos. Esse material apresenta mineralogia bastante variada, sendo parcialmente herdada da rocha de origem ou oriunda dos processos de intemperismo tropical. De acordo com Ferreira e Monteiro (1985), estes solos são constituídos predominantemente de minerais como o quartzo, caulinita, hidróxidos de alumínio, goethita e hematita. Villibor *et al.* (2007) citam a presença de alguns minerais pesados que resistiram à ação do intemperismo como a magnetita, rutilo, turmalina e zircão.

Os solos lateríticos apresentam algumas propriedades e comportamentos atribuídos a presença de quartzo nas frações areia e pedregulho, tais como: elevada resistência à compressão e dureza, massa específica dos sólidos da ordem de  $2,65 \text{ g/cm}^3$ , elevado módulo de elasticidade e estabilidade química (VILLIBOR *et al.*, 2007).

O processo de formação dos solos lateríticos provoca uma redução da massa específica seca do solo (isto é, da sua densidade) e conseqüente aumento da porosidade e da permeabilidade. Os primeiros metros são bastante lixiviados e possuem elevados índices de vazios, sendo possível a ocorrência de solos colapsíveis. A certeza da colapsibilidade dos solos aumenta quando o índice de vazios é superior a 0,8. De modo geral, esta camada de solo poroso recobre uma outra de material concrecionado seguida de um horizonte rico em sílica (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015).

O comportamento mecânico dos solos lateríticos varia ao longo do perfil devido ao seu grau de alteração, gênese e composições química e mineralógica. Ressalta-se que a elevada concentração de sesquióxidos acarreta na formação de agregados estáveis e cimentados. Outro fator importante é o efeito da condição não saturada, ou seja, da sucção (FONTOURA *et al.*, 1985; GIDIGASU, 1990; GIDIGASU, 2012).

Perfis de solos tropicais lateríticos são caracterizados pedologicamente por conterem três tipos de solos: Latossolos, Podzólicos e Terras Roxas Estruturadas. Os Latossolos apresentam grande espessura, pequena diferenciação de horizontes, microagregação característica e variedades granulométricas, que vão de horizontes de argilas até areias argilosas. Estes solos são ricos em argilominerais 1:1 e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e recobrem praticamente metade do território brasileiro sobre diferentes tipos de rochas (TOLEDO *et al.*, 2000). Os solos Podzólicos são caracterizados por apresentar diferenciação de horizontes bem nítida, espessura de menos de um metro a até alguns metros, agregados (torrões) desenvolvidos e baixa permeabilidade em virtude da presença de horizonte argiloso. As Terras Rochas Estruturadas possuem diferenciação de horizontes pouco nítida, espessura que pode atingir vários metros de profundidade, porosidade e permeabilidade elevadas e grande quantidade de grãos de óxidos de ferro (magnetitas e ilmenita), sendo comumente encontradas nas regiões centro-sul e sul do Brasil (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Outra peculiaridade dos solos lateríticos é o desenvolvimento de concreções lateríticas também denominadas lateritas. Este fenômeno se deve a uma associação de óxidos hidratados de ferro e de alumínio na fração grossa do solo, especialmente na fração pedregulho. Tais concreções apresentam elevada massa específica (entre 3,0 e 5,0 g/cm<sup>3</sup>), baixa absorção de água e resistência mecânica menor que a do quartzo (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Como já mencionado, os solos lateríticos podem ter origem tanto residual como transportada. Quando formados por ação da gravidade, denominam-se solos coluvionares.

O coluvionamento ou até mesmo a mudança de clima seco para úmido desenvolvem no horizonte superficial ou em seu limite inferior uma feição denominada linha de seixos (*stone line*), que representa uma descontinuidade genética no perfil. Em geral, o solo sobrejacente à linha de seixos tem origem distinta daquele subjacente. Na prática, a presença desta feição indica o limite inferior do horizonte laterítico e, abaixo desta, a ocorrência de solo saprolítico ou até mesmo transportado. Se o solo encontrado abaixo da linha de seixos for de origem residual (solo saprolítico), certamente o horizonte superficial será de origem transportada (ou seja, um colúvio) (VILLIBOR *et al.*, 2007). A Figura 3 apresenta uma linha de seixos presente em um perfil de solo tropical.



Figura 3. Linha de seixos separando o horizonte superior (laterítico) do horizonte inferior (saprolítico).

### 2.1.2 Solos saprolíticos

Assim como nos solos lateríticos, os solos residuais jovens ou solos saprolíticos possuem peculiaridades que possibilitam inferir suas propriedades. Entre elas, destacam-se a estrutura herdada da rocha que lhe deu origem e por serem constituídos, predominantemente, de argilominerais primários. Estes solos são encontrados em horizontes subjacentes aos dos solos lateríticos (regiões planas) ou até mesmo expostos quando a erosão é mais rápida que sua alteração (regiões escarpadas ou muito íngremes) (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015).

Ao contrário dos solos lateríticos, a presença de quartzo na fração arenosa dos solos saprolíticos é menor diante da variedade de minerais. Entretanto, isso não elimina a possibilidade de o quartzo ser o mineral predominante (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Os solos saprolíticos apresentam características macroscópicas inerentes à rocha matriz como, por exemplo, xistosidades, estratificações e vazios. O tipo de rocha e o seu grau de alteração conferem a estes solos uma composição mineralógica variada e estruturas muito mais complexas do que a da rocha matriz. Ressalta-se que muitas partículas sólidas são parcialmente intemperizadas, o que significa que grãos constituídos pelos mesmos minerais (ou seja, feldspatos e micas) podem apresentar propriedades distintas. Até mesmo rochas uniformes poderão dar origem a camadas de solos saprolíticos com comportamentos bastante diferentes dependendo de seu grau de intemperismo. O solo saprolítico de granito é um exemplo típico de complicação estrutural devido à presença de matacões de diferentes tamanhos (VILLIBOR *et al.*, 2007).

Villibor *et al.* (2007) relatam que as limitações na previsão do comportamento mecânico dos solos saprolíticos por meio dos processos usuais de investigação do subsolo podem ser maiores quando a rocha que lhe deu origem apresenta uma estrutura complexa, como é o caso de muitas rochas metamórficas dobradas e falhadas. Ainda segundo os autores, os principais solos saprolíticos encontrados no estado de São Paulo são de granitos, basaltos, gnaises, micaxistos e filitos, arenitos, folhelhos e tilitos.

Os solos saprolíticos de arenitos são caracterizados pela presença de camadas plano-paralelas horizontais, podendo estar suavemente dobradas ou inclinadas. Estas camadas são constituídas por partes com estratificações paralelas ou cruzadas (VILLIBOR *et al.*, 2007).

### **2.1.3 Comportamento geotécnico de solos tropicais**

O estudo do comportamento geotécnico de solos tropicais depende, entre outros fatores, da definição de alguns conceitos relacionados à estruturação em solos (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; CECÍLIO JUNIOR, 2009; HEIDEMANN, 2015; SILVA, 2019). De acordo com Fookes (1997) e Gidigas (2012), a estrutura do solo é constituída pelo arranjo espacial das partículas, a sua textura e as descontinuidades existentes. Para Mitchell e Soga (2005), o efeito combinado entre o arranjo das partículas que compõem um solo e os poros relacionados a esse arranjo, denomina-se fábrica (*fabric*). Os autores frisam que os termos “*structure*” e “*fabric*” são comumente encontrados na literatura geotécnica com o mesmo significado, visto que a fábrica atua como agente estruturante. Ainda segundo Mitchell e Soga (2005), dois solos com a mesma fábrica podem apresentar diferentes propriedades caso os grupos de partículas, as forças interpartículas e a composição não sejam iguais.

Em geral, o termo estrutura é utilizado para designar um determinado agente que garanta ao solo uma resistência ou rigidez distinta daquela apresentada pelo material em condição deformada (HEIDEMANN, 2015). Nos solos estruturados, as partículas encontram-se interligadas entre si pelos fenômenos de cimentação e de colagem dos contatos entre elas dando origem ao esqueleto do solo (WESLEY, 2010). Os solos que não apresentam tais fenômenos estão descritos neste trabalho como “não estruturados”. A Figura 4 apresenta a disposição das partículas em solos não estruturados (solos sedimentares) e solos com estruturas cimentadas (solos residuais).

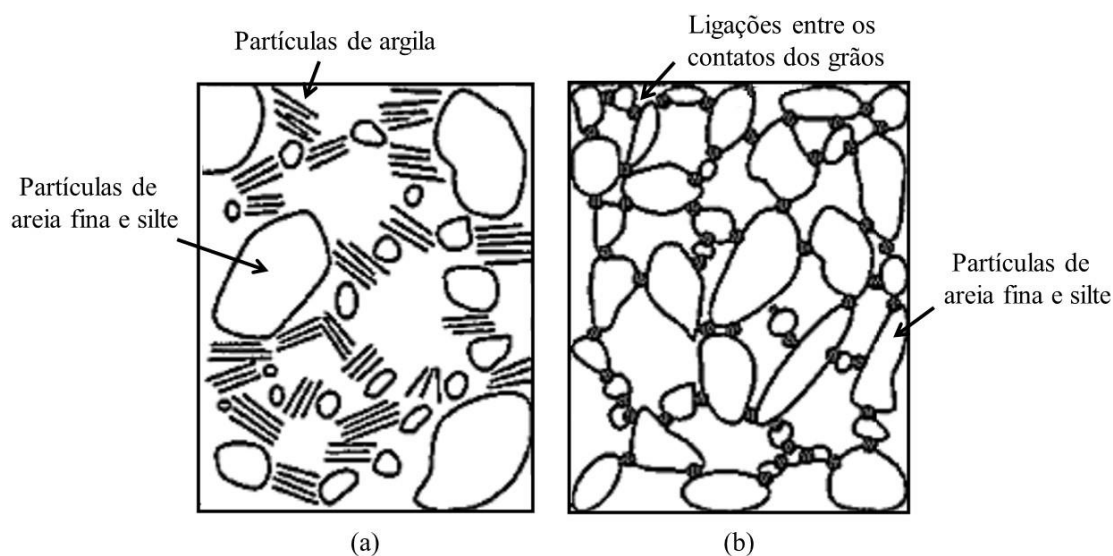


Figura 4. Disposição das partículas em: (a) solos sedimentares não estruturados; (b) solo com estrutura cimentada (adaptado de WESLEY, 2010).

Nota-se que nos solos sedimentares não estruturados o agrupamento das partículas ocorre em forma de planos e não há ligações entre os grãos de areia fina e silte (Figura 4a), conferindo a estes materiais uma sensibilidade a carregamentos. Segundo Pinto (2006), o comportamento destes solos está diretamente relacionado às forças transmitidas pelas partículas nos seus contatos e pelo atrito mobilizado. Em outras palavras, as propriedades de deformabilidade e de resistência destes materiais decorrem do escorregamento e da rolagem entre as partículas. O solo representado na Figura 4b possui microestrutura fortemente ligada por substâncias cimentantes presentes nos contatos entre as partículas e, portanto, menor compressibilidade quando comparado com o solo não estruturado. Inicialmente, tais ligações funcionam como se fossem uma cola resistindo aos deslocamentos entre as partículas para depois mobilizar o atrito. Para Pinto (2006), essa parcela da resistência é a

coesão natural do solo. Vale ressaltar que essa coesão se difere da coesão aparente considerada para as argilas saturadas.

A influência da estrutura no comportamento mecânico dos solos pode ser observada na Figura 5, comparando-se as curvas de compressão confinada de um solo com estrutura cimentada e um solo cuja estrutura foi removida (solo desestruturado). Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a remoção da estrutura de um solo pode ser feita submetendo-o a grandes deformações ou, neste caso, pela remoldagem da amostra.

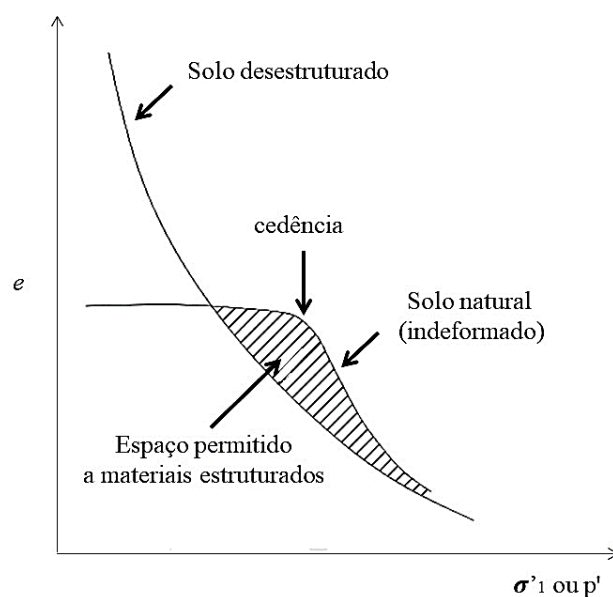


Figura 5. Comparação das curvas de compressão confinada de um solo estruturado e um cuja estrutura foi removida (desestruturado) (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

Os solos com estruturas cimentadas, como por exemplo os residuais, apresentam três estágios de mudança de comportamento quando submetidos a compressão confinada. Estes estágios são limitados por dois pontos de plastificação (VAUGHAN, 1985). De acordo com Wesley (2010), os solos residuais não possuem uma reta de compressão virgem (reta virgem) bem definida. Comportamento semelhante foi observado por Nocilla *et al.* (2004) em solos com granulometria intermediária entre areias limpas e argilas (solos transicionais), onde o material não possui uma única reta de compressão virgem (Figura 6).

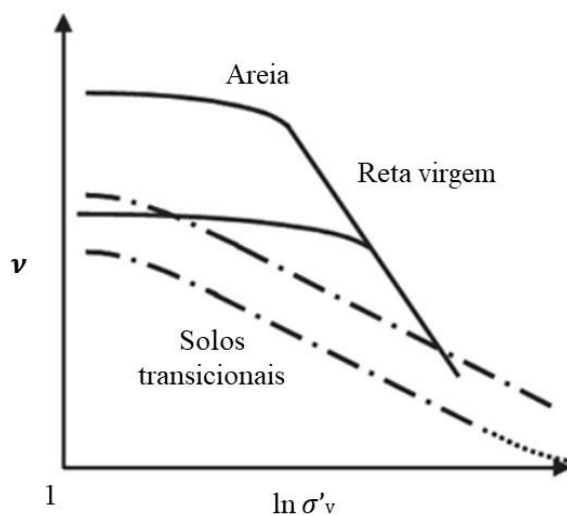


Figura 6. Linha de compressão normal em areias e em solos transicionais (adaptado de NOCILLA *et al.*, 2004)

Tanto os ensaios de compressão confinada quanto os ensaios de compressão triaxial possibilitam observar o efeito da cimentação no comportamento mecânico dos solos por meio de gráficos de variação do índice de vazios em função da tensão aplicada, esta última expressa em escala logarítmica. De maneira resumida, quando o solo é submetido a uma tensão confinante inferior à tensão de cedência a sua resistência é garantida inicialmente pela cimentação e, depois, pelo atrito entre as partículas. Quando a tensão confinante é maior do que a tensão de cedência, o solo passa a ter um comportamento típico de solos não cimentados (PINTO, 2006).

Burland (1990) estudou o efeito da estrutura na compressibilidade de argilas naturais com base na linha de compressão intrínseca (ICL). O autor utiliza o termo “intrínseca” para se referir as propriedades das argilas reconstituídas, isto é, aquelas que foram misturadas com teor de umidade maior ou igual ao seu limite de liquidez. As propriedades estabelecidas  $e^*_{100}$ ,  $e^*_{1000}$  (índices de vazios correspondentes as tensões verticais efetivas de 100 e 1000 kPa, respectivamente) e  $C^*_c$  (índice de compressão intrínseco) não dependem da estrutura, anisotropia e história de tensões. Ao normalizar o índice de vazios ( $I_v$ ) de diversas argilas reconstituídas a partir dessas propriedades, Burland (1990) observou curvas de comportamento similar, com valores de  $I_v$  para  $e^*_{100}$  e  $e^*_{1000}$  iguais a 0 e -1, respectivamente (Figura 7). O autor utilizou a ICL como referência para avaliar a influência da estrutura em argilas naturais e observou que os solos mais estruturados se posicionaram acima da linha intrínseca.

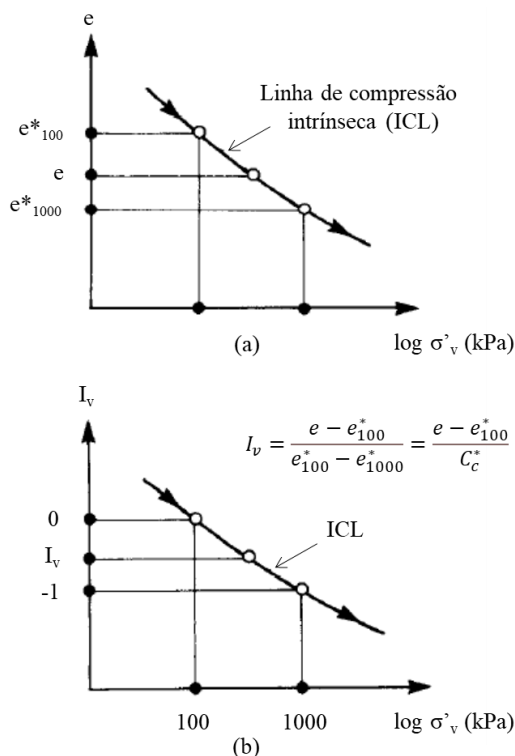


Figura 7. Obtenção do parâmetro  $I_v$  para normalização da ICL (adaptado de BURLAND, 1990).

Os solos sedimentares tendem a ser razoavelmente homogêneos devido ao seu processo de formação, onde a fração fina é separada da fração grossa e ambas são depositadas em locais distintos (segregação granulométrica). O mesmo não ocorre com os solos residuais, que tendem a ser mais heterogêneos. Nestes casos, a tensão de cedência não tem relação com o histórico de tensões e sim com a plastificação do material (WESLEY, 2010).

Um perfil de solo residual é geralmente formado por três horizontes de comportamentos distintos: residual maduro (horizonte superior), residual jovem ou saprolítico (horizonte intermediário) e material de transição entre a rocha de origem e a rocha alterada (horizonte inferior) (SANDRONI, 1991). O horizonte superior compreende um material completamente intemperizado, enquanto no horizonte intermediário há um material moderadamente intemperizado que ainda guarda as características da rocha de origem. Segundo Viana Da Fonseca (2008), no horizonte superior pode aparecer solo transportado (ou seja, colúvio) dificultando a sua distinção dos verdadeiros solos residuais. O perfil de intemperismo descrito é apresentado na Figura 8.

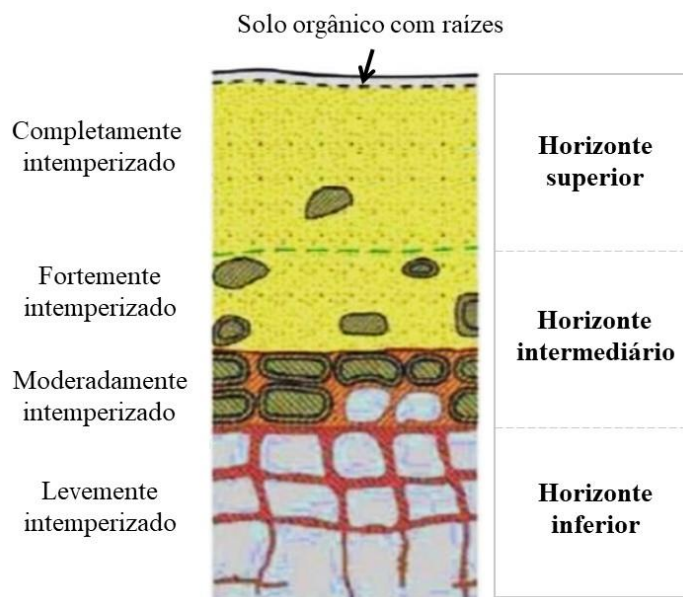


Figura 8. Perfil de intemperismo típico de um solo residual (adaptado de RAHARDJO *et al.*, 2004).

Entre o solo e a rocha de origem existe uma gradativa e pertinente separação que pode ser interpretada como sendo dois horizontes distintos: solo de alteração de rocha e, acima deste, rocha alterada ou rocha decomposta. A rocha alterada corresponde a uma mistura de solo e rocha e, portanto, apresenta peculiaridades anisotrópicas em toda a sua estrutura (MARANGON, 2018).

Como já mencionado, os solos tropicais possuem estruturas cimentadas que garantem a estes materiais a presença de coesão, de uma tensão de cedência e resposta rígida a baixas tensões confinantes e comportamento mais plástico, a maiores tensões. Além disso, outros fatores como variações mineralógicas, forma dos grãos, tensão confinante e sucção, também são responsáveis pelo comportamento não convencional destes materiais (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), os minerais são classificados em primários e secundários e servem como indicadores do grau de evolução do perfil de solo. Os minerais primários mais relevantes são o quartzo, os feldspatos e as micas. Em regiões de clima tropical úmido, o intenso processo de intemperismo proporciona o surgimento de minerais secundários, isto é, argilominerais e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (SENAHA, 2019; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021). Rocha (2018) utilizou a técnica de difração de raios-X para identificar os minerais presentes em um perfil de solo tropical não saturado de Bauru.

Otálvaro *et al.* (2015) analisaram a influência da microestrutura e da compressibilidade de solos lateríticos compactados na região centro-oeste do Brasil, mais especificamente nos limites de Brasília e Taguatinga, devido a utilização destes solos em subleitos de estradas e na construção de aterros na capital federal. As amostras foram compactadas em diferentes teores de umidade por meio do ensaio Proctor. Utilizou-se o equipamento de porosimetria por intrusão de mercúrio para a determinação do tamanho dos poros e da porosidade do solo. Foram realizados ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada, com imposição da sucção pela técnica osmótica. Os resultados mostraram uma distribuição do tamanho de poros bimodal e sua variação durante a compressão do solo. Concluiu-se que a microestrutura do solo está fortemente relacionada ao comportamento mecânico do material.

Otálvaro *et al.* (2015) apresentaram uma abordagem para a quantificação das agregações no solo a partir das curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante químico (hexametáfosfato de sódio). Segundo os autores, o mesmo solo pode apresentar diferentes classificações quanto à sua textura devido à presença de partículas que se encontram agregadas. A quantificação da agregação relativa (AR) do solo se dá medindo as mudanças entre essas curvas, conforme a Equação (1):

$$AR(\%) = \frac{|\sum A_{sem} - \sum A_{com}|}{\sum A_{com}} * 100 \quad (1)$$

Em que,  $\sum A_{com}$  e  $\sum A_{sem}$  correspondem às áreas abaixo das curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante químico, respectivamente.

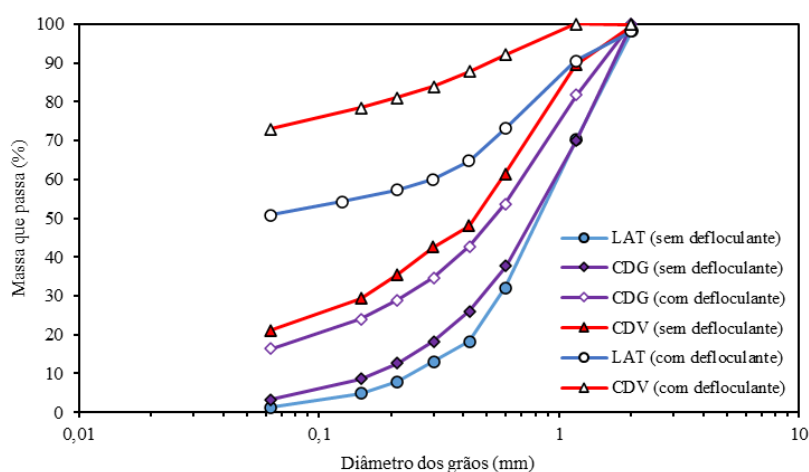
Ng *et al.* (2019) utilizaram a mesma abordagem de Otálvaro *et al.* (2015) no estudo da compressibilidade de três solos intemperizados, são eles: laterítico (LAT), originados da decomposição de rochas vulcânicas (CDV) e de rochas graníticas (CDG) (Tabela 1). Em todos esses solos a agregação ocorre na fração grossa, ou seja, partículas de argila e silte se unem formando partículas do tamanho de areia (Figura 9).

Tabela 1. Dados de caracterização dos solos LAT, CDV e CDG (adaptado de NG *et al.*, 2019).

	LAT	CDV	CDG
Porcentagem de areia: %	42	25	53
Porcentagem de silte: %	16	65	12
Porcentagem de argila: %	42	10	14
Limites de Atterberg			
Limite de liquidez: %	44	48	-
Limite de plasticidade: %	24	35	-
Índice de plasticidade: %	20	13	-
Classificação unificada (USCS)	CL	ML	SW

Os valores das agregações para os solos LAT, CDV e CDG foram de 52%, 38% e 21%, respectivamente. Como já era esperado, o solo LAT, que é classificado segundo a USCS como uma argila arenosa de baixa compressibilidade (CL), apresentou o maior valor de agregação devido ao seu elevado percentual de argila (42%). Dentre os três solos, o CDG, cuja classificação unificada se trata de uma areia argilosa bem graduada (SW), obteve a menor agregação. Ressalta-se que esse último solo, granulometricamente, é o que mais se aproxima daquele que ocorre no perfil estudado neste trabalho.

Ng *et al.* (2019) também realizaram ensaios de difração de raios-x (DRX) para identificar os minerais presentes nesses solos (Figura 10). Os minerais quartzo, hematita e caulinita foram encontrados em todos os solos investigados, enquanto a goethita foi encontrada apenas no solo LAT. Os elevados percentuais de agregação relativa desses solos, em especial o LAT e o CDV, podem estar relacionados a presença de goethita e hematita, que aumentam a sua formação e estabilidade.



Classificação: NBR 7181 (ABNT, 2018)

Silte	Areia			Pedregulho
	Fina	Média	Grossa	

Figura 9. Curvas granulométrica com e sem o uso de defloculante químico para os solos LAT, CDV e CDG (adaptado de NG *et al.*, 2019).

Apesar dos três solos apresentarem índices de vazios iniciais semelhantes, o solo LAT demonstrou-se menos compressível devido ao elevado teor de sesquióxidos. De acordo com os autores, a baixa compressibilidade desse solo também se deve a presença de goethita.

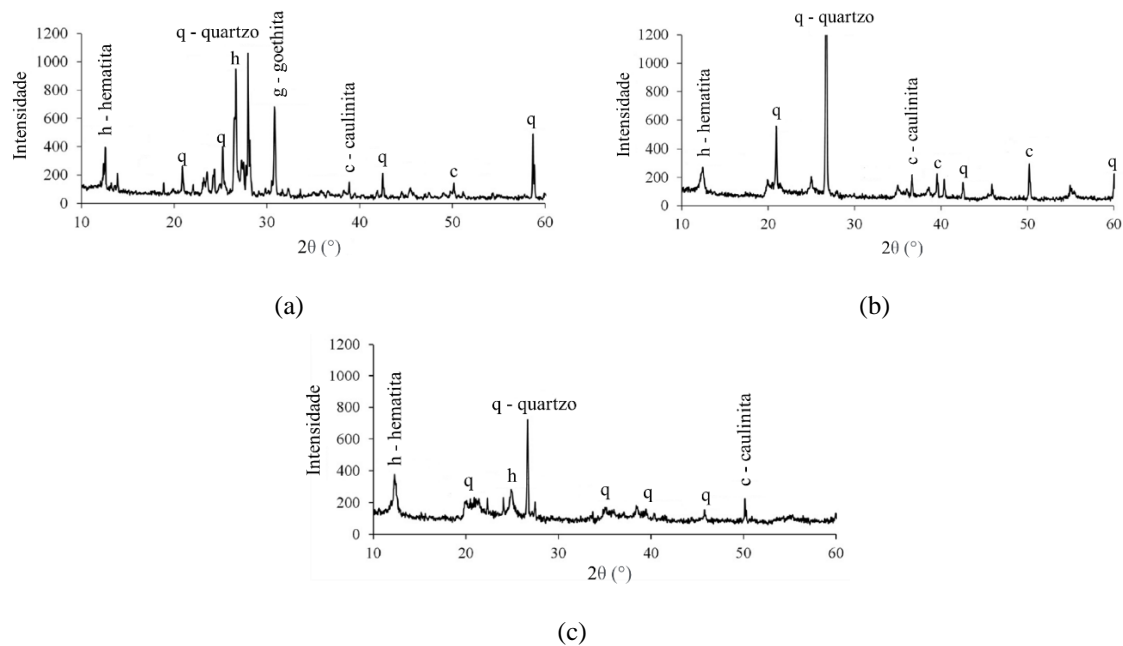


Figura 10. Difratomogramas de raios-x para os solos: (a) LAT, (b) CDV e (c) CDG (adaptado de NG *et al.*, 2019).

A amostragem de solo e a qualidade da amostra são fundamentais no estudo do comportamento mecânico dos solos tropicais, visto que a estrutura destes materiais deve ser preservada para garantir a determinação de suas propriedades em laboratório. A técnica de amostragem por bloco é utilizada quando se pretende retirar amostras com a menor perturbação possível. Ressalta-se ainda que o processo de moldagem do corpo de prova em laboratório pode alterar o comportamento do material (VIANA DA FONSECA, 2008).

## 2.2 SOLOS NÃO SATURADOS E SUCÇÃO

Os solos não saturados apresentam comportamento diferenciado devido à presença da fase gasosa e à interação entre a fase gasosa e a fase líquida nos seus poros. Libardi (2012) define solo não saturado como aquele que possui espaço poroso com solução aquosa ou água no solo e solução gasosa ou ar no solo em quantidades que variam com o tempo. Para Muñoz (2006), a fase sólida é constituída de minerais, a fase líquida de água e ar dissolvido, e a fase gasosa corresponde a uma mistura de ar seco e vapor d'água, conforme é observado na Figura 11. As interações entre as fases líquida, gasosa e sólida proporcionam o surgimento da sucção, que corresponde a avidez que um solo tem por água.

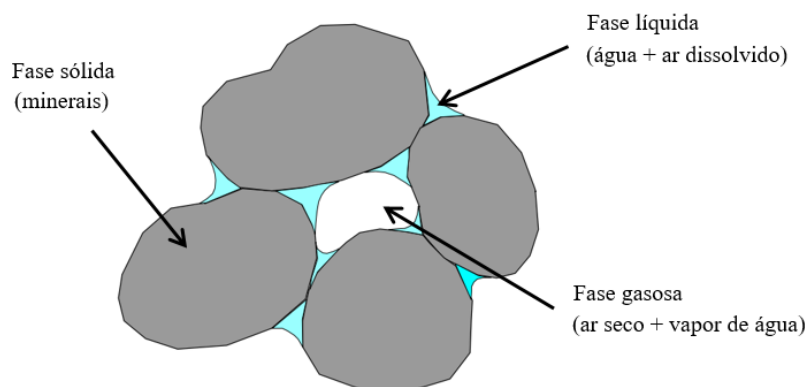


Figura 11. Esquema de um solo não saturado (adaptado de MUÑOZ, 2006).

Fredlund (2006) relata a existência de uma quarta fase denominada membrana contráctil, que corresponde a interface entre a água livre e o ar livre, e sua importância na resistência a tração. Trata-se de uma película de propriedades distintas da água e do ar que não será considerada neste trabalho, já que sua utilização não influencia de maneira significativa no comportamento dos solos não saturados.

A Mecânica dos Solos Não Saturados surge como alternativa para uma melhor compreensão das peculiaridades desses materiais, visto que a Mecânica dos Solos tradicional proposta por Karl Terzaghi em 1936 foi desenvolvida para regiões de clima temperado e frio, onde é grande a ocorrência de solos saturados (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; VILAR, 2004). Entre os motivos que contribuíram para que os princípios da mecânica dos solos fossem estabelecidos para solos saturados, de acordo com Machado (1998) e Vilar (2004), destacam-se as informações disponíveis nos países do hemisfério norte em sua maioria onde a mecânica dos solos começou a evoluir; o reconhecimento da condição saturada como condição mais crítica numa diversidade de situações; o alcance do princípio das tensões efetivas; o fato de que, normalmente, a ocorrência de solos não saturados encontra-se em regiões menos desenvolvidas; e a complexidade associada ao comportamento desses solos.

A condição de não saturação é comum em regiões de clima árido, semiárido e tropical. Segundo Rodrigues (2007), a verificação de problemas geotécnicos nessas regiões tem despertado a atenção da comunidade geotécnica. Em regiões de clima árido e semiárido, o autor cita como principal característica do solo o baixo teor de umidade nos horizontes superficiais e, em algumas regiões de clima tropical, a alternância de ciclos de umedecimento e secagem. Os perfis de solos não saturados podem atingir grandes profundidades e são limitados pela região próxima ao nível freático.

Em regiões de climas mais secos e em regiões em que os períodos chuvosos e secos são bem definidos, há uma variação significativa do teor de umidade nas camadas mais superficiais devido à influência da interação solo-atmosfera. Isso se deve à alternância entre os períodos de evaporação da água (fluxo ascendente) e de infiltração (fluxo descendente) nas estações secas e chuvosas, respectivamente.

Um perfil típico de solos tropicais, por exemplo, quando identificado a posição do nível d'água, é constituído de solo não saturado e saturado. A condição de não saturação compreende àquela em que os vazios do solo não estão completamente preenchidos por água e as pressões geradas na água intersticial são negativas. A região saturada do solo encontra-se abaixo do nível d'água e acima dele, a uma altura que depende do tipo de solo e que corresponde a zona de ascensão capilar (ou franja capilar). Nesta última, a saturação ocorre pelo efeito da capilaridade nos poros do solo e é representada pelo movimento ascendente da água num tubo capilar.

Na Figura 12 é ilustrado um perfil de solo com as camadas de solo não saturado e saturado, bem como a variação das pressões geradas na água intersticial com a profundidade.

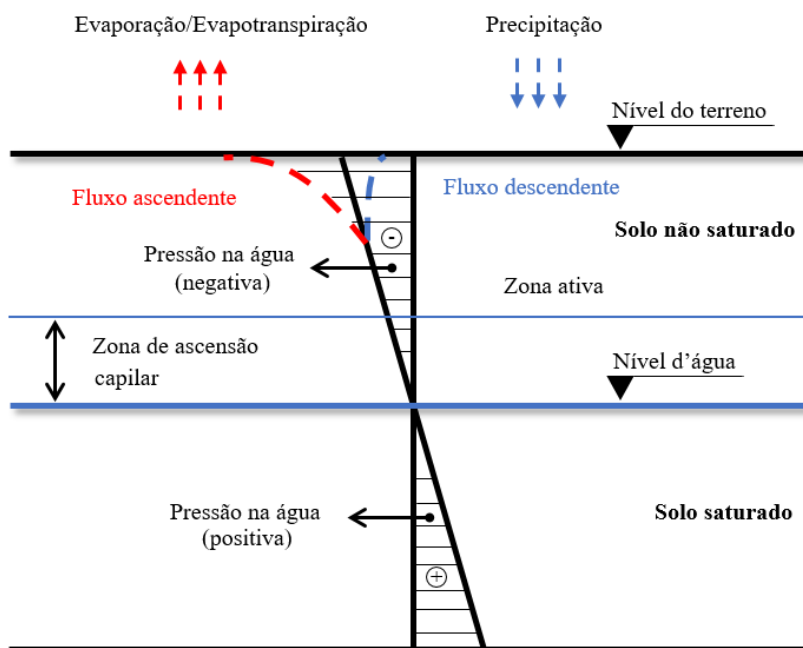


Figura 12. Distribuição da pressão na água em um perfil de solo (adaptado de FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

A intensidade da pressão na água depende da variação do teor de umidade na região que se encontra na condição de não saturação, ou seja, acima da zona de ascensão capilar, denominada zona ativa, conforme demonstrado na Figura 12. Nesta região, o grau de

saturação do solo entrará em equilíbrio na condição hidrostática quando não houver fluxo na superfície do terreno. Em períodos de evaporação/evapotranspiração, haverá diminuição do teor de umidade e, conseqüentemente, da pressão na água, enquanto em períodos de precipitação o teor de umidade e a pressão na água aumentam (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). A região acima do nível d'água, que abrange a zona de ascensão capilar e a zona ativa, denomina-se zona vadosa. Além da história geológica e do ambiente de formação, a variabilidade sazonal também influencia nas propriedades dos solos não saturados.

A variabilidade espacial está relacionada às alterações das propriedades dos materiais geotécnicos de um lugar para outro e afeta não apenas a geometria das camadas como também as propriedades físicas e mecânicas do solo, dificultando a determinação precisa de seus parâmetros. Além desse tipo de variabilidade, que também ocorre nos solos saturados, há a variabilidade sazonal dos parâmetros dos solos não saturados que dependem dos fenômenos meteorológicos-atmosféricos entre o solo e a atmosfera e é ainda mais complexa (RODRIGUES, 2018).

Reichardt *et al.* (1993) e Fuentes *et al.* (2005) estudaram a dinâmica da água e a condutividade hidráulica em solos não saturados e apontaram dificuldades na aplicação de modelos numéricos, principalmente, devido à variabilidade espacial das propriedades desses materiais.

A variação do teor de umidade decorrente da alternância de estações de seca e intensas precipitações e as propriedades intrínsecas dos solos não saturados afetam a resistência mecânica e os parâmetros de deformabilidade desses materiais. Entre as características marcantes de perfis de solos tropicais, destaca-se a sazonalidade do lençol freático e os efeitos de propagação de tensões na condição de não saturação.

Segundo Vieira e Marinho (2001), as variações climáticas são responsáveis pelas alterações no balanço de água no solo e pela variação sazonal da sucção, em virtude da troca de água por meio da evaporação ou da infiltração. Ou seja, a quantidade de água que entra ou sai do sistema, em um determinado intervalo de tempo, provoca variações no perfil de sucção.

Para Rodrigues (2007) houve um avanço nos estudos geotécnicos dos solos não saturados, apesar de sua complexidade, decorrente da busca por soluções para os problemas relacionados ao comportamento tensão-deformação-fluxo desses solos, que apresentam padrões típicos de comportamento associados com suas condições de estabilidade volumétrica. Em argilas plásticas expansivas, por exemplo, há tendência para expansão e

contração, enquanto em depósitos coluvionares e para os solos naturalmente cimentados, ambos de estrutura aberta, é comum a ocorrência de colapso.

Os estudos relacionados ao cálculo das tensões efetivas em solos não saturados começaram nas décadas de 50 e 60 com Bishop (1956), Aitchinson (1961), Jennings e Burland (1962) e Bishop e Blight (1963), mas as equações propostas não apresentaram relação entre a tensão efetiva e a deformabilidade de parte desses materiais. Rodrigues (2018) considera haver lacunas de conhecimento sobre os solos não saturados, principalmente em relação a essa temática.

A Equação (2) foi proposta por Bishop e Blight (1963) e mostra que a tensão efetiva  $\sigma'$  diminui à medida que a sucção é reduzida ( $u_a - u_w$ ), em uma situação em que a tensão  $(\sigma - u_a)$  permanece constante. Isso provocará, em solos não saturados colapsíveis, uma redução de seu volume em virtude do colapso do solo. De acordo com o princípio das tensões efetivas, a deformação não ocorre em função da redução da tensão efetiva e sim do seu incremento.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (2)$$

Em que,  $(\sigma - u_a)$  é a tensão total líquida,  $(u_a - u_w)$  é a sucção e,  $\chi$  é o parâmetro que relaciona a variação da tensão efetiva com a sucção e que está associado ao grau de saturação do solo.

Análises mais confiáveis do comportamento de solos não saturados dependem, entre outros fatores, da curva de retenção de água no solo e dos conceitos básicos relacionados à Mecânica dos Solos Não Saturados, que considera a existência de novas variáveis de estado independentes que passam a governar o comportamento dos solos, como a tensão média líquida  $p - u_a$  e a sucção  $s = u_a - u_w$ . De acordo com Blatz *et al.* (2009) e Chen *et al.* (2019), estas variáveis de estado independentes são essenciais para o aprofundamento dos estudos dos solos não saturados, bem como o desenvolvimento de ensaios laboratoriais que permitem o controle tanto da tensão líquida quanto da sucção.

Os modelos elastoplásticos surgiram na década de 90 com Alonso *et al.* (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Wheeler (1996), etc. A introdução de novos conceitos, o desenvolvimento de técnicas de ensaios e até mesmo os ajustes nos equipamentos convencionais possibilitaram a determinação do comportamento mecânico e dos parâmetros de compressibilidade dos solos não saturados, seja em laboratório ou em campo.

Como o material estudado é a água no solo, a energia total corresponde à somatória da energia cinética com a energia potencial. No entanto, considerando-se que a velocidade de percolação de um fluido qualquer nos vazios do solo é extremamente baixa e, portanto, a

parcela de energia cinética é desprezível, o estado de energia da água no solo é constituído apenas pela energia potencial.

Segundo Hillel (1971) e Machado (1998), a energia mínima necessária para o transporte reversível e isotérmico de uma unidade de massa de água de um ponto A qualquer, situado em um reservatório que contém água pura e aberto à atmosfera, até a água no solo em um ponto B, que apresenta uma cota de interesse, pressão  $u_B$  e solutos, corresponde à energia potencial total da água no solo. Resumidamente, o potencial de um solo é definido como a energia disponível na água em seu interior na forma de pressão. Os diferentes tipos de potenciais são descritos no trabalho de Vilar (1996).

Para facilitar o entendimento da ocorrência de sucção no solo, considera-se um sistema constituído de água, solo e vegetação, em que a incorporação e retenção de água ocorre acima do nível freático na condição de não saturação. Se as forças gravitacionais fossem as únicas responsáveis pela movimentação da água no solo, o nível freático representaria o limite entre o solo na condição saturada e o solo na condição de não saturação. Ou seja, abaixo do nível freático o solo estaria com os vazios completamente preenchidos com água e acima da superfície freática o solo estaria em estado seco. Porém, a realidade é outra, visto que há forças de maiores intensidades que atuam em sentido contrário às forças gravitacionais e que possibilitam o armazenamento de água acima do nível freático a uma altura que varia de acordo com o tipo de solo.

O conceito de sucção corresponde à afinidade que o solo na condição de não saturação tem por água e é resultado das forças capilares, de adsorção e da concentração de solutos. Além disso, a sucção também está relacionada a mineralogia, a massa específica e a distribuição dos poros e do conteúdo de água no solo.

A sucção total no solo compreende a somatória de duas parcelas de sucção: a matricial e a osmótica. A sucção matricial está relacionada com as forças capilares e de adsorção e é a mais relevante na engenharia geotécnica quando se trata de solos na condição de não saturação devido as mudanças sazonais que ocorrem em um determinado período de tempo, relativamente curto (ALONSO *et al.*, 1987; RAMÍREZ *et al.*, 2017; PÉREZ, 2018). Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), a sucção osmótica depende das características químicas e da presença de solutos na água intersticial e, portanto, é relevante na análise de problemas geoambientais relacionados à propagação de contaminantes no solo, por exemplo. Caso contrário, esta parcela de sucção pode ser desprezada.

A Equação (3) relaciona a sucção total no solo ( $\psi$ ) com o teor de umidade relativo do ar por meio da Lei Psicrométrica, que é baseada nos princípios de trabalho e energia livre de Gibbs.

$$\psi = s + \pi = \frac{-RT}{V_w M_w} \ln \left( \frac{p_v}{p_{vs}} \right) \quad (3)$$

Em que,  $s$  é a sucção matricial,  $\pi$  é a sucção osmótica,  $R$  é a constante dos gases ideais ( $8,3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ ),  $T$  é a temperatura absoluta (293 K),  $V_w$  é o volume específico da água,  $M_w$  é a massa molecular da água ( $0,018 \text{ kg.mol}^{-1}$ ),  $p_v$  é a pressão parcial de vapor e  $p_{vs}$  é a pressão de vapor de saturação.

De acordo com Alonso *et al.* (1987), a sucção matricial ( $s$ ) corresponde à diferença entre a pressão no ar ( $u_a$ ) e a pressão na água intersticial do solo ( $u_w$ ), conforme a Equação (4):

$$s = u_a - u_w \quad (4)$$

Sabe-se que para ocorrer a movimentação de partículas de água em um solo na condição de não saturação, é necessário que as forças atuantes sejam maiores do que as forças de retenção. Se a sucção matricial depende da pressão do ar nos poros do solo, conforme demonstrado na Equação (4), é possível movimentar as partículas de água a partir da aplicação de pressões de ar, que consiste na técnica de translação de eixos introduzida por Hilf (1956). De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), o equilíbrio das pressões no ar e na água intersticial do solo ocorrerá a partir de um intervalo de tempo que depende do tipo de solo, da sucção aplicada, e do equipamento e metodologia utilizados.

### 2.2.1 Retenção de água no solo

A curva de retenção de água no solo ou simplesmente curva de retenção de água ou ainda curva característica é uma ferramenta importante para o estudo do comportamento dos solos na condição de não saturação, visto que relaciona a sucção com o conteúdo de água presente em seus vazios. Trata-se da única maneira de analisar a variação da sucção em função de um índice físico do solo, que pode ser expresso em teor de umidade volumétrico, teor de umidade gravimétrico ou grau de saturação.

Fredlund e Xing (1994) apresentam um exemplo típico de curva de retenção de água no solo, em que a sucção total (ou matricial) aparece no eixo das abscissas em escala logarítmica, enquanto o conteúdo de água é expresso em teor de umidade volumétrico, em

escala linear. No entanto, a apresentação da curva não segue uma padronização e pode ser realizada de diferentes formas e escalas, com exceção ao conteúdo de água que deve aparecer sempre em escala linear. Segundo Vanapalli *et al.* (1999), as características do solo, a textura, a mineralogia, o teor de umidade inicial, o índice de vazios e a história de tensões influenciam na forma da curva de retenção de água no solo. Em casos que analisam a deformação em solos na condição de não saturação, recomenda-se apresentar a curva em termos de teor de umidade volumétrico, enquanto para problemas relacionados à ruptura o conteúdo de água deve aparecer na forma de teor de umidade gravimétrico.

A curva de retenção de água no solo é um instrumento bastante utilizado na geotecnia e na agricultura para a resolução de problemas relacionados ao fluxo e à retenção. van Genuchten (1980) relata a importância da mesma na estimativa da condutividade hidráulica de solos na condição de não saturação para diferentes valores de sucção.

De acordo com Vivian (2008), as curvas de retenção de água no solo podem ser classificadas como curvas unimodais (em formato de S) ou curvas bimodais (em formato de sela). As curvas unimodais compreendem o formato mais comum de solos compactados. Já as curvas bimodais são identificadas em solos residuais e coluvionares de regiões tropicais e subtropicais.

Vanapalli *et al.* (1999) apresentaram uma curva de retenção de água no solo típica de solos compactados, com formato unimodal (Figura 13). Neste caso, o conteúdo de água está representado no eixo das ordenadas na forma de grau de saturação e a sucção está representada no eixo das abscissas em escala logarítmica. Este tipo de curva possui apenas um valor de entrada de ar, que corresponde a sucção a partir do qual o ar começa a expulsar a água presente nos maiores vazios do solo. O teor de umidade que limita a zona de transição e a zona residual de não saturação é denominado ponto de saturação residual e compreende ao valor a partir do qual é necessária uma grande variação de sucção para que ocorra a drenagem da água ainda presente nos vazios do solo em virtude da descontinuidade da fase líquida (FREDLUND; XING, 1994).

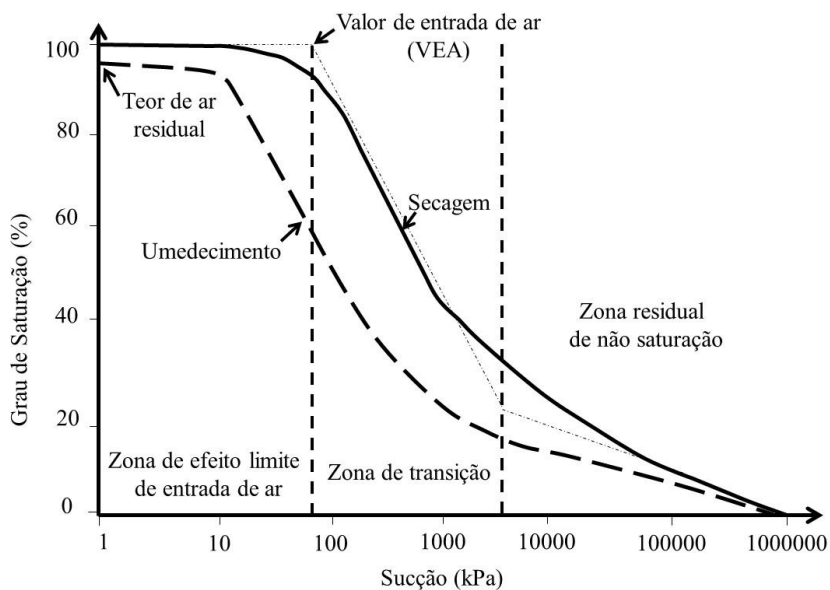


Figura 13. Curva de retenção de água no solo típica de solos compactados (adaptado de VANAPALLI *et al.*, 1999).

A curva de secagem apresenta pequena redução do grau de saturação no trecho correspondente à zona de efeito limite de entrada de ar, ou seja, quase todos os poros do solo continuam preenchidos por água. Neste primeiro estágio, aplicam-se os conceitos básicos da Mecânica dos Solos tradicional, já que o solo está na condição saturada. A maior variação do grau de saturação decorrente do aumento da sucção ocorre na zona de transição, a partir da qual a fase líquida começa a ficar descontínua. A zona residual de não saturação encontra-se entre o ponto de saturação residual e a máxima sucção. Neste estágio, ocorrem aumentos significativos da sucção para variações muito pequenas no grau de saturação e o fluxo existente é em forma de vapor (Figura 13).

Entre as curvas de secagem e de umedecimento existem ramos secundários (*scanning curves*). Em termos práticos, estes ramos determinam a variação do teor de umidade e a trajetória de sucção do solo em campo.

A curva de retenção de água no solo com distribuição de poros bimodal é caracterizada por apresentar formato de sela, dois valores distintos de entrada de ar e um patamar intermediário. Esta curva é comum em amostras indeformadas de solos que possuem macroporos e microporos bem definidos, isto é, a maioria dos solos residuais e coluvionares oriundos de regiões tropicais e subtropicais.

O detalhamento dos trechos da curva de retenção de água no solo com distribuição de poros bimodal é apresentado na Figura 14.

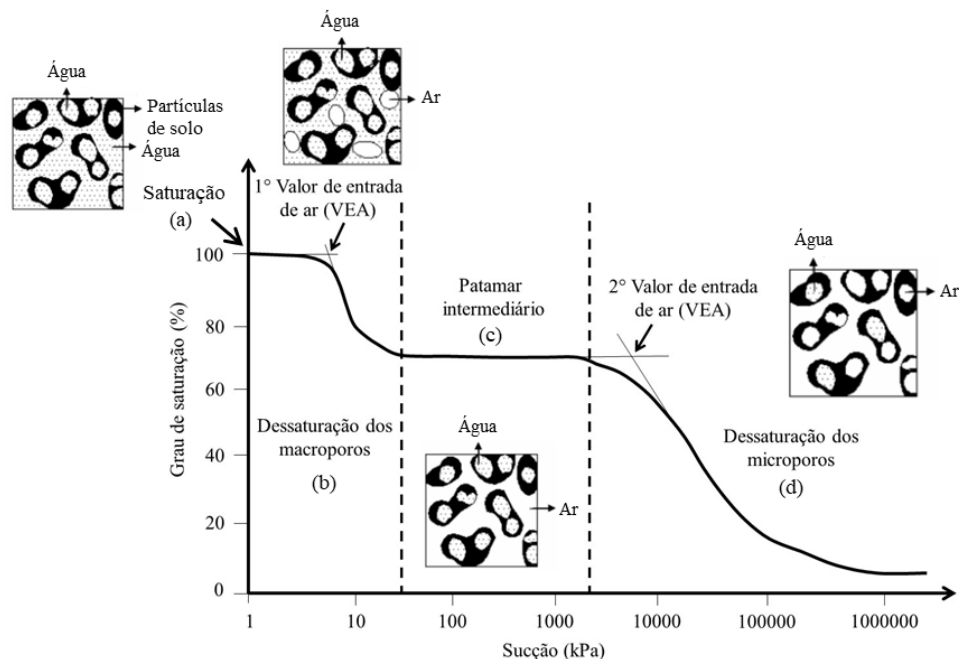


Figura 14. Curva de retenção de água no solo com formato bimodal (adaptado de FEUERHARMEL, 2007).

Bastos (1999) e Bortoli (1999) obtiveram curvas bimodais de amostras indeformadas de um solo laterítico argilo-arenoso avermelhado e de um colúvio arenoso, respectivamente. Feuerharmel (2003) determinou as curvas de retenção de água de dois solos coluvionares indeformados, ambas com formato bimodal.

Feuerharmel (2003) sugere um modelo físico para explicar a curva de retenção de água no solo com formato bimodal. Para um melhor entendimento do modelo, a estrutura do solo é dividida em macroestrutura e microestrutura. Conforme demonstrado na Figura 14, a dessaturação inicia-se na macroestrutura devido à existência de agregados de argila que se comportam como grãos de areia. O primeiro valor de entrada de ar é registrado neste trecho da curva. No patamar intermediário, há uma pequena variação do grau de saturação apesar do aumento da sucção. Isso se deve às partículas intermediárias e à elevada capacidade de retenção de água pela microestrutura. O último trecho da curva, onde a dessaturação é governada pela microestrutura, tem início no segundo valor de entrada de ar. Neste caso, a drenagem de água ocorre no interior dos agregados de argila.

Conforme demonstrado na Figura 15, o valor de entrada de ar e o formato da curva de retenção de água no solo variam de acordo com o tipo de solo.

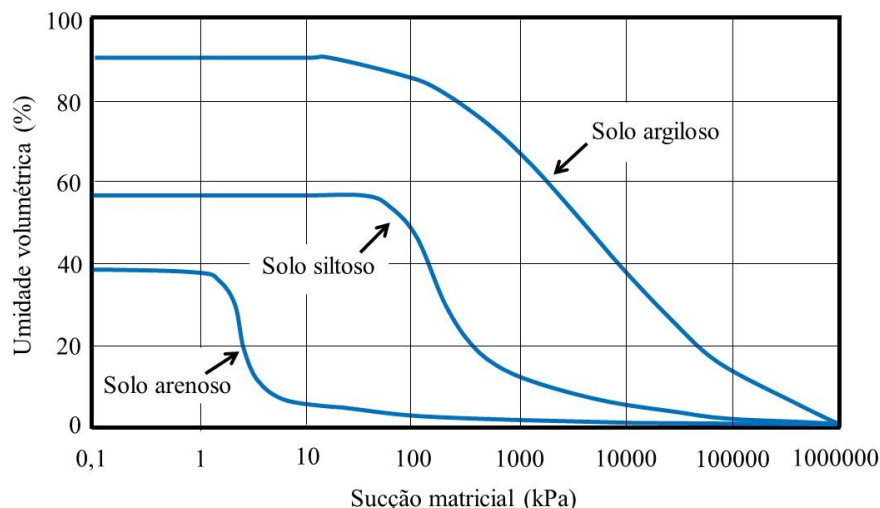


Figura 15. Curvas de retenção de água no solo típicas para solos argilosos, siltosos e arenosos (adaptado de FREDLUND; XING, 1994).

Modelos matemáticos, em geral empíricos, foram desenvolvidos para representar a curva de retenção de água no solo por meio de correlações da sucção com o conteúdo de água nos vazios (expresso em teor de umidade ou grau de saturação). A maioria das equações encontradas na literatura considera o tamanho dos poros e a forma da curva (VAN GENUCHTEN, 1980; FREDLUND; XING, 1994). Há modelos que desprezam a influência da estrutura do solo, do teor de umidade inicial, do histórico de tensões e da energia de compactação, ou seja, as previsões são baseadas apenas na granulometria e nas propriedades físicas do solo.

Um modelo matemático bastante utilizado para representar a curva de retenção de água no solo é dado pela Equação (5), proposta por van Genuchten (1980).

$$w = w_r + \frac{w_s - w_r}{[1 + (a\psi)^n]^{(1 - \frac{1}{n})}} \quad (5)$$

Em que,  $a$  e  $n$  são parâmetros relacionados ao ajuste da curva.

### 2.2.2 Técnicas para medida e controle da sucção

O propósito desta seção é apresentar as técnicas comumente utilizadas em laboratório para medir e controlar a sucção, devido a sua importância no comportamento de solos na condição de não saturação. Entre elas, destacam-se a de papel filtro, funil de placa porosa e translação de eixos. A aplicação de cada técnica depende de alguns fatores, como o tipo de

equipamento, a parcela de sucção que será medida ou controlada e a faixa de pressão. As formas de obtenção das medidas de sucção variam de acordo com a técnica empregada, podendo ser realizada diretamente no solo ou por meio da calibração de dispositivos.

### 2.2.2.1 Papel filtro

A técnica de papel filtro possibilita a obtenção da sucção de forma indireta a partir da transferência do teor de umidade da amostra de solo para o papel filtro calibrado. Esta técnica é a mais utilizada para a determinação da curva de retenção de água no solo devido à simplicidade de execução e ao baixo custo. A medida da sucção é dada após o equilíbrio de sucções do papel filtro e do solo de duas maneiras distintas: (i) quando o papel filtro é colocado em contato direto com o solo (sucção matricial); (ii) quando não há contato direto entre ambos e o equilíbrio ocorre por meio da troca de vapor d'água (sucção total).

O ensaio é padronizado pela ASTM D5298 (2010) e os papéis filtro mais utilizados são os quantitativos do tipo II, como o *Whatman* No. 42 ou o *Schleicher e Schuell* No. 589 (SS 589). De acordo com a norma, os valores de sucção que podem ser determinados com esta técnica variam de 10 a  $10^5$  kPa.

Chandler *et al.* (1992) e ASTM (2010) propuseram curvas de calibração para o teor de umidade do papel filtro e a sucção (Figura 16 e Figura 17).

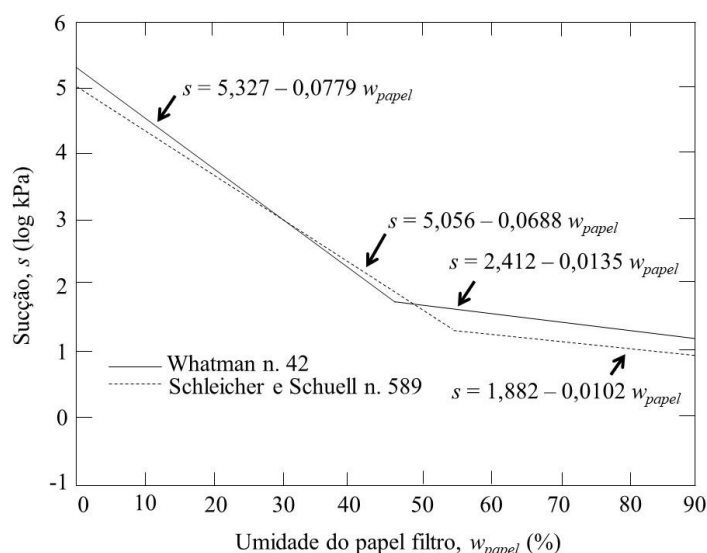


Figura 16. Calibração dos papéis filtro (adaptado de ASTM D5298, 2010).

A norma apresenta as curvas de calibração dos papeis mais utilizados nesta técnica, conforme demonstrado na Figura 16. Chandler *et al.* (1992) sugerem a curva de calibração do papel *Whatman* No. 42 (Figura 17).

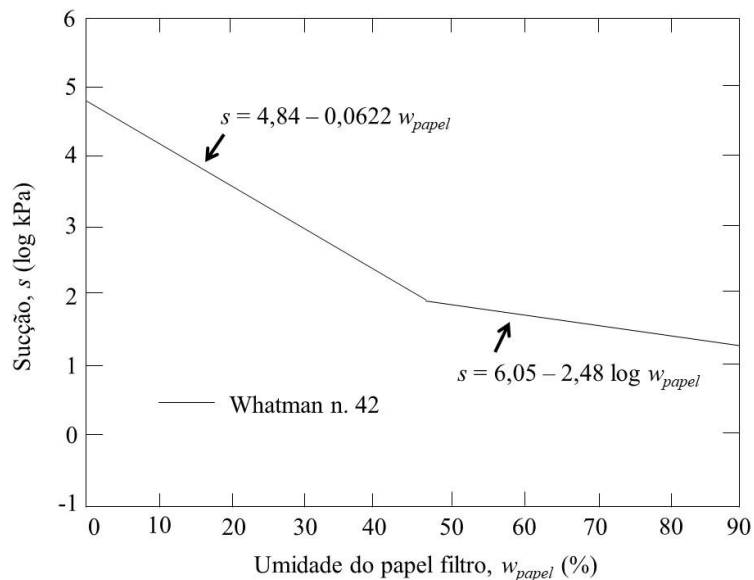


Figura 17. Calibração do papel *Whatman* No. 42 (adaptado de CHANDLER *et al.*, 1992).

Power *et al.* (2008) e Marinho e Gomes (2011) ressaltam os cuidados que devem ser tomados nos ensaios com a técnica de papel filtro, principalmente, ao colocar o papel em contato com o solo e quanto à calibração do papel.

Rodrigues (2007) descreve os procedimentos necessários para a obtenção da curva de retenção de água no solo por meio da técnica de papel filtro. O autor moldou 15 corpos de prova em anéis de plástico com 50 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Em seguida, determinou-se os índices físicos e as amostras foram colocadas para saturar por capilaridade em um período de 24 horas. Após a saturação, cada corpo de prova foi colocado para secar ao ar livre com o intuito de atingir uma determinada massa. Na sequência, posicionou-se o papel filtro no topo e na base de cada amostra envolvendo-a com filme plástico. O contato entre o solo e o papel foi garantido por discos de PVC e fita adesiva. As amostras permaneceram durante 14 dias em um recipiente isolado e, após esse período, o teor de umidade do papel filtro foi determinado. O arranjo do corpo de prova é ilustrado na Figura 18.

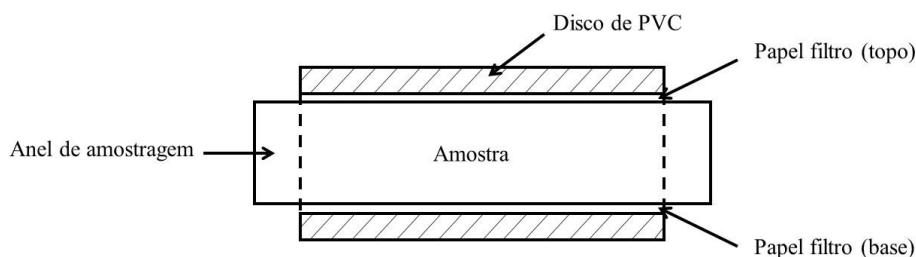


Figura 18. Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica de papel filtro (adaptado de RODRIGUES, 2007).

### 2.2.2.2 Funil de placa porosa

O funil de placa porosa ou funil de Haines é uma técnica direta para medir e controlar a sucção matricial no solo. O equipamento consiste em um funil conectado a um reservatório de água através de um tubo flexível. A amostra saturada é colocada no funil sobre uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar, também saturada, e a imposição da sucção se dá por uma determinada altura negativa  $h$  (Figura 19B). Maior detalhamento do equipamento é encontrado no trabalho de Libardi (2012).

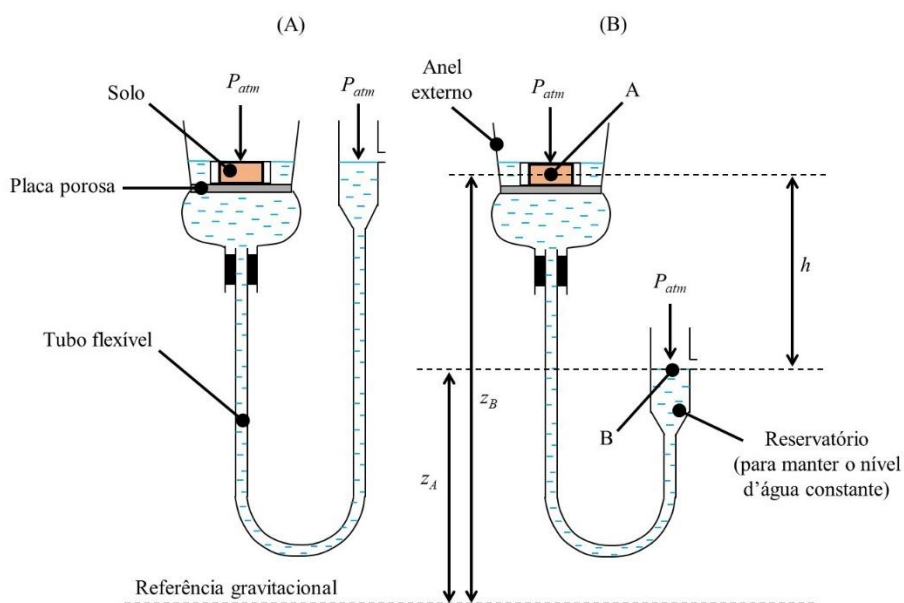


Figura 19. Esquema do funil de placa porosa: (A) Sucção = 0; (B) Sucção =  $h$  (adaptado de LIBARDI, 2012).

Esta técnica é recomendada para sucções inferiores a 10 kPa em virtude da sensibilidade do equipamento. Algumas limitações impedem a utilização do funil de placa

porosa para sucções maiores do que 20 kPa devido à cavitação e à altura negativa máxima que se consegue atingir em laboratório ( $h_{máx} = 2$  m).

### 2.2.2.3 *Translação de eixos*

A técnica de translação de eixos, proposta por Hilf (1956), é comumente utilizada quando se pretende medir e controlar a sucção em solos na condição de não saturação. As câmaras edométricas convencionais, por exemplo, foram adaptadas para controlar a sucção por meio desta técnica (Figura 23), que consiste na alteração do referencial de pressão (isto é,  $P_{atm}$  para  $P_{atm} + P$ ). O equipamento conta com uma câmara e uma placa cerâmica de alta pressão de entrada de ar, que impede o fluxo de ar. A amostra é disposta sobre a placa cerâmica, ambas saturadas, no interior da câmara. Com o ambiente hermeticamente fechado, aplica-se a pressão no ar ( $u_a$ ) para que ocorra o fluxo da água intersticial. A pressão na água ( $u_w$ ) é admitida igual a pressão no ar ( $u_a$ ) e estas são mantidas constantes até atingir o equilíbrio da sucção.

A sucção matricial ( $s$ ) é obtida por meio da Equação (6).

$$s = u_a - u_w = (P_{atm} + P) - P_{atm} \quad ; \quad s = P \quad (6)$$

Em que,  $P$  é a pressão de ar no interior da câmara.

As placas cerâmicas restringem a passagem de ar, como já mencionado, por apresentarem vazios muito pequenos e devido à saturação dela. O fluxo de ar só será possível quando os incrementos de pressão ultrapassarem o valor de entrada de ar característico da placa utilizada (MARINHO *et al.*, 2006).

Outro equipamento bastante difundido é a câmara de Richards, também conhecido como câmara de pressão (Figura 20). Além de impedir a cavitação, possibilita a imposição da sucção em mais de uma amostra de solo ao mesmo tempo. O equipamento é utilizado em laboratório para a determinação da curva de retenção de água no solo em um intervalo de sucção de 20 a 1500 kPa. As câmaras de pressão comerciais apresentam diferentes configurações e tamanhos, dependendo da capacidade desejada.

Bocking e Fredlund (1980) sugerem a aplicação da técnica de translação de eixos apenas quando a fase gasosa nos vazios do solo for contínua, visto que a presença de bolhas de ar aprisionadas afeta a estimativa da sucção.

Outros ensaios também utilizam a técnica de translação de eixos, como é o caso dos ensaios de cisalhamento direto e os triaxiais com sucção controlada.

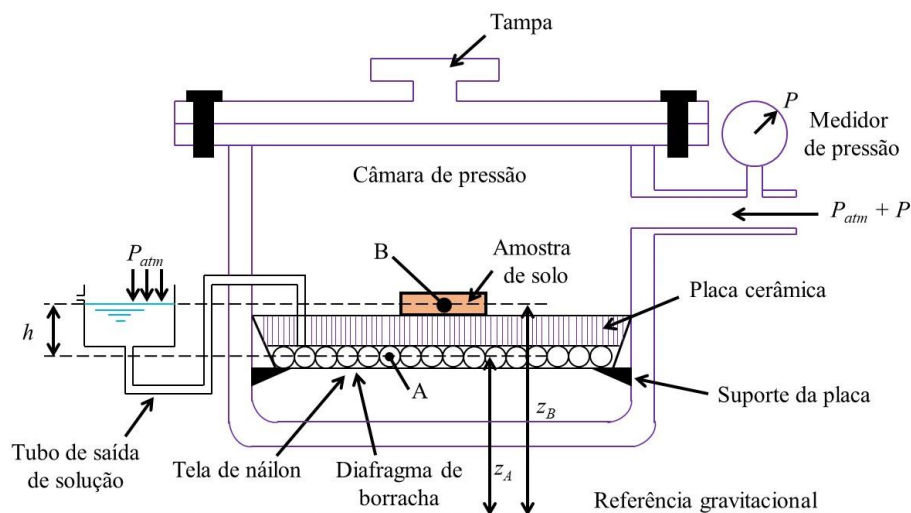


Figura 20. Câmara de pressão (adaptado de LIBARDI, 2012).

## 2.3 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis são constituídos de estruturas com elevados valores de porosidade, geralmente maiores de 40% (RODRIGUES; VILAR, 2014), com conteúdo de água inferior à quantidade necessária para a sua saturação, ou seja, valores de graus de saturação que variam de 60% a 70%, e apresentam características peculiares quando submetidos a determinadas condições (HOUSTON *et al.*, 2001; RAO; REVANASIDDAPPA, 2002; PEREIRA *et al.*, 2005; ZENG; MENG, 2006; ZORLU; KASAPOGLU, 2009; LI; VANAPALLI; LI, 2016). Segundo Rodrigues e Vilar (2014), a maior parte dos solos colapsíveis apresentam graus de saturação inferiores a 60%.

O colapso é um fenômeno que corresponde à redução de volume no solo sem que haja sobrecargas atuantes. Os solos colapsíveis são encontrados em diversas partes do mundo, especialmente em países de clima tropical. De acordo com Clemente e Finbarr (1981), Rogers *et al.* (1994) e Gao (1996), estes materiais estão presentes em cerca de 17% do território norte-americano, 17% da Europa, partes da Alemanha, França e Europa Oriental, 15% da Rússia e Sibéria, além de grandes áreas da China. Os solos colapsíveis também são encontrados na América do Sul, como por exemplo, na Argentina e no Uruguai, e no sul da África (NOUAOURIA *et al.*, 2008). No Brasil, a ocorrência deste tipo de solo se dá em grande faixa territorial (FERREIRA *et al.*, 1989), abrangendo os estados de Amazonas, Piauí, Pernambuco, Bahia, Minas Gerais, Tocantins, Mato Grosso, São Paulo, Paraná e Rio Grande do Sul (FERREIRA; FUCALE, 2013).

A infiltração de água no solo, seja ela natural por meio da chuva ou acidental com o rompimento de tubulações de água e de esgotos, é responsável pelo surgimento de trincas em obras construídas sobre solos colapsíveis. A estabilidade do solo é garantida por uma estrutura metaestável enquanto este se encontra no estado não saturado e pode ser facilmente quebrada pela interferência de um agente externo como a água, por exemplo. O desequilíbrio gerado provoca o deslizamento dos grãos para os vazios e, conseqüentemente, o colapso do solo (DUDLEY, 1970).

A resistência destes solos é temporária e atribuída ao equilíbrio eletromagnético, às substâncias cimentantes, à concentração de íons e à capilaridade. De acordo com Monacci (1995), o processo de evaporação da água intersticial em solos arenosos provoca a redução dos raios de curvatura dos meniscos e o conseqüente aumento da influência da capilaridade. Diz ainda que o aumento da resistência temporária dos solos devido à capilaridade se deve também ao fato da resistência ao cisalhamento ser proporcional à tensão efetiva atuante.

Geralmente, os solos colapsíveis possuem grãos de areia envolvidos por partículas menores (argila e silte) devido às forças de atração ou ligações iônicas. Conforme já mencionado, estas forças resultam em um equilíbrio eletromagnético que contribui com a resistência do solo e têm a sua influência reduzida no caso de aumento do grau de saturação, ocasionando o colapso (DUDLEY, 1970; COLLINS; MCGOWN, 1974).

Os solos possuem diferentes quantidades de óxidos de ferro, alumínio, manganês e titânio, que funcionam como agentes cimentantes. Os grãos de areia estão circundados por estes agentes originando a cimentação. Dudley (1970) e Collins e McGown (1974) salientam que este fenômeno é responsável pelo aumento da resistência do solo.

A colapsibilidade é um fenômeno comumente encontrado em solos residuais, bem como em depósitos coluviais, aluviais, eólicos e, ainda, de aterros compactados (MONACCI, 1995; GUTIERREZ, 2005; RODRIGUES, 2007; BENATTI *et al.*, 2011; FERREIRA; FUCALE, 2013; SAAB, 2016; OLIVEIRA, 2019). Os solos vulcânicos também sofrem deformações com seu próprio peso após o aumento do conteúdo de água em seus vazios. Dentre os solos colapsíveis que aparecem com frequência na literatura, destaca-se os solos tipo *loess* (LIU *et al.*, 2016). Estes solos são predominantemente constituídos de grãos finos, que estão presos uns aos outros por carbonatos de cálcio (MONACCI, 1995).

Sabe-se que grande parte do território brasileiro é constituído de solos colapsíveis. De acordo com Monacci (1995), há ocorrência de colapso em pelo menos metade da área do Estado de São Paulo. Os problemas ocasionados em obras construídas sobre estes solos culminaram no final da década de 1950 em estudos para a identificação e a caracterização

de seu comportamento. Porém, foi apenas no final da década de 1970 que as pesquisas foram impulsionadas devido ao desenvolvimento do país (VARGAS, 1977; PINTO, 1978; VILAR, 1979). Pesquisas relacionadas à colapsibilidade em fundações apoiadas diretamente em solos porosos são encontradas em diversos trabalhos (LOBO, 1991; AGNELLI, 1992; TEIXEIRA, 1993; SOUZA, 1993).

A seguir serão apresentadas algumas pesquisas disponíveis na literatura geotécnica brasileira acerca dos solos colapsíveis.

Gutierrez (2005) estudou a influência dos aspectos estruturais no comportamento colapsível de três perfis de solos tropicais com ocorrência na região norte do Paraná, sendo dois deles Latossolos Vermelhos e o terceiro perfil, um Nitossolo Vermelho. Foram realizados ensaios edométricos simples e duplo em amostras indeformadas para a verificação da compressibilidade dos solos estudados. As mudanças na macro e microestrutura dos solos antes e depois do colapso foram observadas por meio de análises micromorfológicas. Os perfis dos Latossolos apresentaram comportamento colapsível em todos os níveis. Isso não foi identificado no perfil de Nitossolo. Este comportamento se deve à influência da tensão de pré-adensamento virtual e dos fatores pedogenéticos na variação das características físicas dos solos e, conseqüentemente, na intensidade do colapso. De acordo com a autora, a magnitude do colapso tende a ser maior em solos com estruturas constituídas de elevada porosidade e de macroporos.

Rodrigues (2007) apresentou uma modelação dos recalques reais de edificações do município de Pereira Barreto, interior de São Paulo, provocados pelo colapso dos solos. As avarias das construções começaram a surgir após a instalação da UHE Três Irmãos e o enchimento do reservatório, que culminou na ascensão do lençol freático. O autor reuniu um conjunto de dados que já existia e os resultados obtidos de um amplo programa experimental com ensaios de campo e de laboratório para a estimativa do potencial de risco às edificações afetadas. Utilizou-se o Modelo Básico de Barcelona (ALONSO *et al.*, 1990) e o programa de Elementos Finitos *Code\_Bright* para a modelagem numérica dos casos de colapso. Os resultados demonstraram um aumento nos recalques por colapso à medida que a sucção era reduzida sem necessariamente atingir a saturação do solo. Em alguns casos, o colapso se deu em função do peso-próprio do solo, visto que o bulbo de tensões das fundações superficiais das edificações atingiu uma profundidade inferior à espessura da camada colapsível.

Benatti *et al.* (2011) estudaram o potencial de colapso de um perfil de solo tropical não saturado de Campinas, interior de São Paulo, a partir de ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada. O solo foi classificado como argila siltosa colapsível até 6,5 m de

profundidade, onde tem-se um colúvio. As amostras indeformadas foram coletadas a 1,5 m de profundidade e as sucções impostas foram de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. As tensões verticais líquidas aplicadas variaram de 6 a 1600 kPa, em um total de nove carregamentos. De acordo com os autores, os valores do potencial de colapso (PC) estiveram na faixa de 2 a 18,7%, indicando colapso. Os resultados experimentais foram inseridos em um modelo teórico proposto por Alonso *et al.* (1990) para a previsão das curvas de escoamento LC (*loading-collapse*) e aplicação em solos lateríticos.

Ferreira e Fucale (2013) estudaram a colapsibilidade dos solos do semiárido brasileiro, no estado de Pernambuco, por meio de ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios de campo foram os de sondagens SPT e Expansocolapsômetro. Em laboratório, realizou-se ensaios de caracterização física do solo e ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada. Verificou-se que o comportamento colapsível do solo analisado quando inundado depende da tensão vertical de consolidação, sucção e estrutura do material.

Saab (2016) estudou a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo tropical não saturado de Bauru, interior de São Paulo, por meio de ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada. As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas de metro a metro até 5m de profundidade, que compreende a zona ativa do perfil analisado, onde a variabilidade sazonal é intensa. O solo apresentou comportamento colapsível até a profundidade analisada. No entanto, o potencial de colapso e a variabilidade dos parâmetros de compressibilidade do solo foram maiores na região próxima a superfície do terreno em virtude da influência da interação solo-atmosfera. Constatou-se também que esta influência diminui com a profundidade e com a redução da sucção inicial do solo. Os resultados simulados numericamente pelo Modelo Básico de Barcelona, desenvolvido por Alonso *et al.* (1990) e modificado por Wheeler *et al.* (2002), apresentaram boa concordância com os resultados experimentais.

Oliveira (2019) avaliou a colapsibilidade de um perfil de solo evoluído a partir de ensaios edométricos duplos (condições de teor de umidade natural e saturado) realizados em amostras indeformadas ao longo do perfil. A autora utilizou a proposta de Vargas (1978) e observou que todas as profundidades investigadas apresentaram valores de índice de colapso estrutural maiores ou iguais a 2% para o nível de tensão aplicado de 50 a 1600 kPa, demonstrando-se apresentar possível comportamento colapsível.

### 2.3.1 Critérios para identificar solos colapsíveis

O surgimento e o agravamento de avarias em diversas obras de engenharia apoiadas em solos colapsíveis tem despertado a atenção da comunidade geotécnica para a elaboração de critérios que possibilitam a identificação prévia da potencialidade de colapso de um solo, visto que esta informação é relevante na elaboração de um projeto de uma fundação. A norma brasileira ABNT NBR 6122/2019 alerta sobre a possibilidade de colapso por encharcamento em solos de elevada porosidade, não saturados, e recomenda evitar fundações superficiais apoiadas neste tipo de solo a não ser que sejam feitos estudos que levam em consideração as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de umedecimento do solo.

A previsão do comportamento colapsível de um solo por meio dos sistemas de classificação utilizados em mecânica dos solos (AASHTO, HRB e USCS) não é possível, já que estes sistemas são embasados na granulometria e nas propriedades plásticas dos solos e não preservam a estrutura desses materiais.

Apesar da complexidade do fenômeno de colapso do solo, principalmente quanto a sua microestrutura, a comunidade geotécnica tem utilizado critérios de identificação de solos colapsíveis que são baseados em ensaios simples de laboratório. Os primeiros critérios surgiram nas décadas de 50 e 60 e se restringiam a aplicações regionais dependendo exclusivamente dos índices físicos e limites de consistência dos solos para os quais foram desenvolvidos (DENISOV, 1951; PRIKLONSKIJ, 1952 *apud* BENATTI, 2010; FEDA, 1966; GIBBS; BARA, 1967; SULTAN, 1971).

Normalmente, os critérios empíricos consideram a baixa densidade dos solos colapsíveis. Gibbs (1961), por exemplo, estabelece uma relação entre a massa específica seca *in situ* e a massa específica seca máxima com o desvio do teor de umidade, ou seja, a diferença entre o teor de umidade do solo *in situ* e o teor de umidade ótimo. Além disso, o autor propõe um critério alternativo para solos finos que relaciona o peso específico seco *in situ* com o limite de liquidez. Este último ficou conhecido como critério de Gibbs e Bara.

Apesar da aceitação da comunidade geotécnica, o critério de Gibbs e Bara (1967) não identifica solos pouco plásticos e, por isso, não é recomendado para a identificação de alguns solos colapsíveis. Com base nas limitações deste critério e nas características físicas dos solos colapsíveis encontrados na literatura, Vilar e Rodrigues (2015) propuseram um critério assumindo que o fenômeno de colapso ocorre devido à baixa densidade desses solos. Além da proposta de Gibbs e Bara (1967), os autores também recuperaram a proposta de Mello

(1973), atualizando-as com informações de solos colapsíveis de várias partes do mundo (Figura 21).

O critério expedito proposto por Vilar e Rodrigues (2015) é baseado no grau de compactação natural ( $GC_n$ ), determinado em ensaio de compactação Proctor Normal, e no desvio do teor de umidade ( $\Delta w$ ), conforme as Equações (7) e (8).

$$GC_n(\%) = \frac{\rho_d}{\rho_{d,max}} \times 100 \quad (7)$$

Em que,  $\rho_d$  é a massa específica seca *in situ* ( $\text{g/cm}^3$ ) e  $\rho_{d,max}$  é a massa específica seca máxima do solo ( $\text{g/cm}^3$ ).

$$\Delta w = w - w_{ot} \quad (8)$$

Em que,  $w$  é o teor umidade do solo *in situ* e  $w_{ot}$  é o teor umidade ótimo.

Para Vilar e Rodrigues (2015), solos com grau de compactação natural ( $GC_n$ ) igual a 90% e valores de teor de umidade de campo próximos ao teor de umidade ótimo não são colapsíveis (Figura 21).

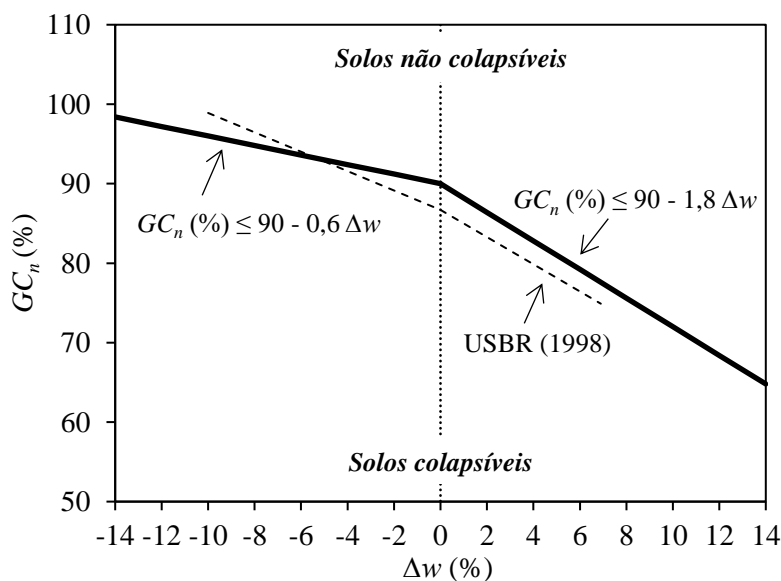


Figura 21. Relação entre o grau de compactação natural ( $GC_n$ ) e o desvio do teor de umidade ( $\Delta w$ ) na identificação de solos colapsíveis (modificado de VILAR; RODRIGUES, 2015).

A caracterização do colapso em laboratório é comumente realizada por meio de ensaios edométricos, sejam os convencionais ou com sucção controlada. Estes ensaios possibilitam a quantificação do colapso a partir das deformações axiais oriundas da inundação de corpos de prova indeformados ou compactados submetidos a um determinado estado de tensões. Sendo assim, diversos autores desenvolveram critérios baseados em

ensaios edométricos com o intuito de avaliar o comportamento colapsível do solo (DENISOV, 1951; DUDLEY, 1970; REGINATTO; FERRERO, 1973; JENNINGS; KNIGHT, 1975; VARGAS, 1978; LUTENEGGER; SABER, 1988).

Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um critério capaz de avaliar qualitativamente o comportamento colapsível do solo por meio de ensaios edométricos duplos. A Equação (9) apresenta o coeficiente de colapso ( $C$ ) definido pelos autores.

$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma'_v}{\sigma_{fn} - \sigma'_v} \quad (9)$$

Em que,  $\sigma_{fs}$  é a tensão de pré-adensamento do solo na condição inundada,  $\sigma_{fn}$  é a tensão de pré-adensamento do solo com teor de umidade natural e  $\sigma'_v$  é a tensão vertical geostática.

Ainda segundo os autores, o solo será verdadeiramente colapsível quando o coeficiente de colapso ( $C$ ) for menor do que zero. Para valores de  $C$  maiores do que zero e menores do que 1, tem-se um solo condicionalmente colapsível, enquanto para  $C$  maior do que um, o solo será considerado não colapsível.

Vargas (1978) avaliou o colapso a partir de ensaios edométricos simples, considerando apenas o efeito da inundação no solo (Equação (10)). De acordo com o autor, solos que apresentam coeficientes de colapso estrutural  $i > 2\%$  podem ser considerados colapsíveis.

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (10)$$

Em que,  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios pela inundação e  $e_i$  é o índice de vazios inicial antes da inundação.

Nos ensaios duplos, os coeficientes de colapso podem ser obtidos pelas expressões descritas a seguir:

$$i (\%) = \frac{\Delta e_c}{1 + \left(\frac{e_{nat}}{e_{0(nat)}}\right) * e_{0(médio)}} * 100 \quad (11)$$

$$\Delta e_c = \left[ \left(\frac{e_{nat}}{e_{0(nat)}}\right) - \left(\frac{e_{inund}}{e_{0(inund)}}\right) \right] * e_{0(médio)} \quad (12)$$

$$e_{0(médio)} = \frac{e_{0(nat)} + e_{0(inund)}}{2} \quad (13)$$

Em que,  $e_{nat}$  e  $e_{inund}$  correspondem aos índices de vazios finais do solo para uma determinada tensão aplicada (ensaio no teor de umidade natural e inundado, respectivamente), e  $e_{0(nat)}$  e

$e_{0(inund)}$  são os índices de vazios iniciais do solo para o ensaio no teor de umidade natural e inundado, respectivamente.

A aplicação de critérios como Reginatto e Ferrero (1973) e Vargas (1978), por exemplo, possibilitam avaliar o colapso de forma indireta, visto que não há inundação em uma determinada tensão de interesse.

Em campo, a quantificação do colapso pode ser realizada pelo Expansocolapsômetro (FERREIRA; FUCALÉ, 1999), pelo ensaio pressiométrico (OLIVEIRA *et al.*, 2000) e por meio de provas de carga, seja sobre estaca (CARVALHO; SOUZA, 1990) seja sobre placa (CARVALHO; SOUZA, 1990; FERREIRA *et al.*, 1990), entre outros.

### 2.3.2 Ensaios edométricos

Os ensaios edométricos (também conhecidos como ensaios de compressão confinada ou unidirecional) têm sido os mais utilizados em laboratório para avaliar a possibilidade de ocorrência de colapso no solo. Estes ensaios podem ser executados de duas maneiras distintas: com a preparação de dois corpos de prova idênticos, sendo um com teor de umidade natural e o outro inundado desde o início do ensaio (ensaio edométrico duplo - Figura 22a) ou com a preparação de um único corpo de prova com teor de umidade natural que, durante o ensaio, é inundado em uma determinada tensão de interesse e, após a estabilização das deformações, prossegue-se com carregamentos progressivos (ensaio edométrico simples - Figura 22b). Uma descrição mais detalhada desse ensaio é encontrada em ASTM D2435:2011.

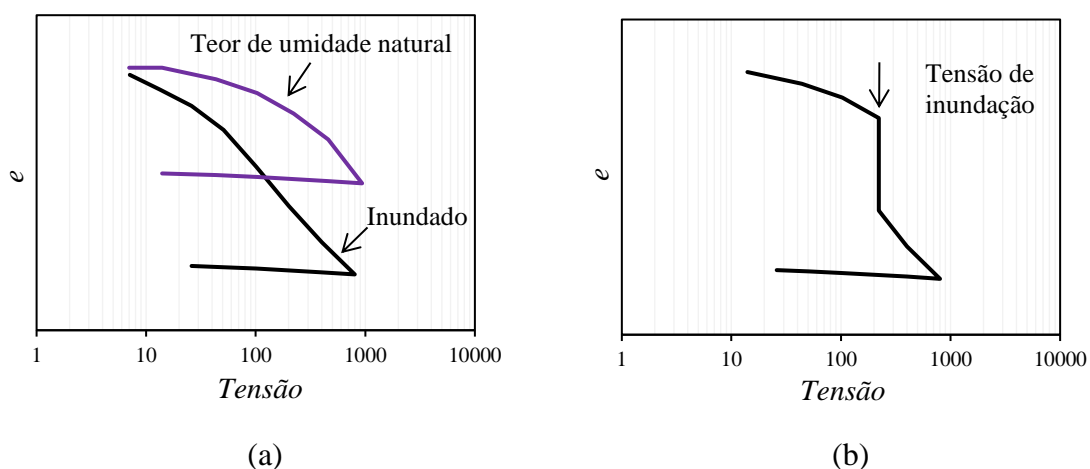


Figura 22. Curvas de compressão confinada dos ensaios edométricos: (a) duplo; (b) simples.

Neste trabalho, foram realizados apenas ensaios edométricos duplos, que consiste na aplicação de carregamentos progressivos em dois corpos de prova idênticos a cada 24 horas para garantir a estabilização das deformações axiais do carregamento anterior. Após a estabilização das deformações do último carregamento, realiza-se o descarregamento. Terminados os ensaios, são traçadas as curvas de compressão confinada referentes aos dois corpos de prova, em termos de índice de vazios *versus* logaritmo da tensão (ASTM D2435:2011).

Como mencionado anteriormente, edômetros adaptados para a aplicação da técnica de translação de eixos de Hilf (1956) possibilitam a realização de ensaios edométricos com sucção controlada (ESCARIO; SAEZ, 1973; MACHADO, 1995). Neste caso, o ensaio edométrico duplo consiste na preparação de dois corpos de prova idênticos com sucções constantes, sendo um na condição saturada (sucção nula) e o outro na condição não saturada (sucção maior do que zero).

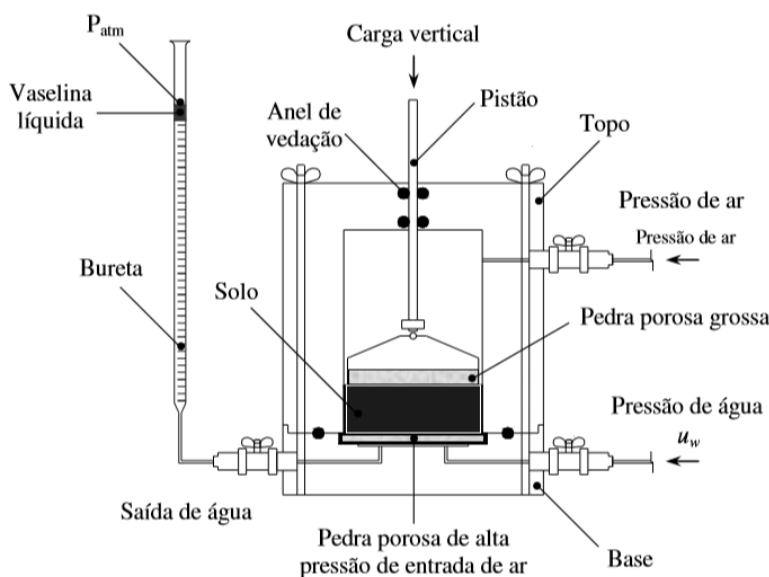


Figura 23. Câmara edométrica adaptada para o controle de sucção por meio da técnica de translação de eixos (adaptado de MACHADO, 1995).

Machado (1998) estudou a compressibilidade de um perfil de solo tropical não saturado de São Carlos, interior de São Paulo. O solo que ocorre no local é classificado como areia argilosa, porosa e colapsível, com possível comportamento laterítico até cerca de 7m de profundidade. Em seguida, encontra-se uma linha de seixos e, abaixo desta, um horizonte de solo residual jovem de arenito do Grupo Bauru. O autor realizou ensaios edométricos

convencionais (saturado), no teor de umidade natural e com sucção controlada em amostras indeformadas coletadas a 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8m de profundidade (Figura 24).

Nota-se na Figura 25 a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade do solo. De acordo com Machado (1998), incrementos de sucção provocaram aumento nas tensões de pré-adensamento, bem como mudanças nos índices de recompressão e compressão do solo. O solo deformou menos quando submetido a maiores valores de sucção, visto que o aumento da sucção torna o material mais rígido. Os valores do índice de compressão do solo apresentaram pouca variação até 5m de profundidade (entre 0,3 e 0,4), tanto para o corpo de prova saturado quanto para o corpo de prova no teor de umidade natural. Uma redução significativa do índice de compressão foi observada no horizonte abaixo da linha de seixos (valores da ordem de 0,19), onde se tem o solo residual de arenito.

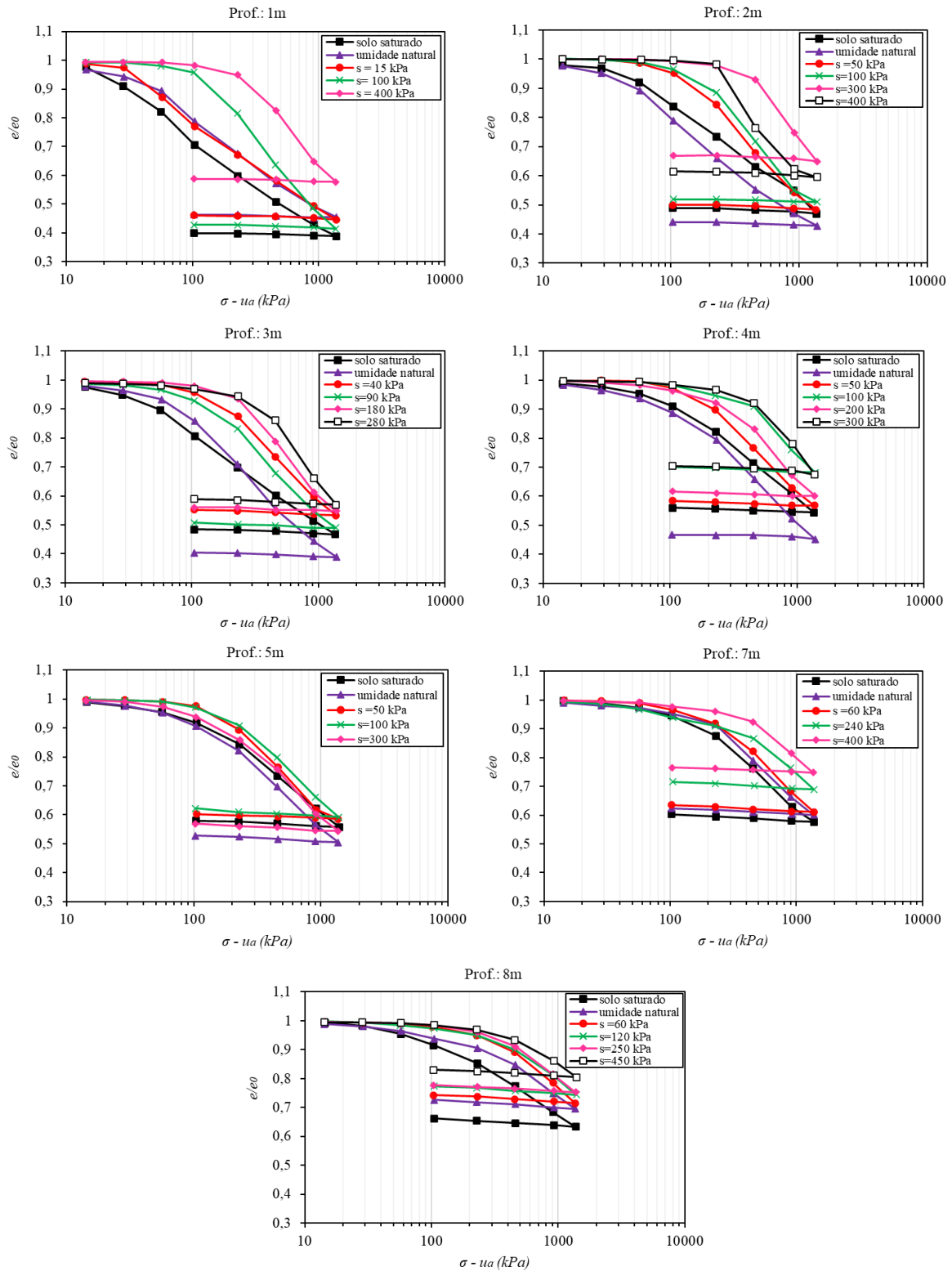


Figura 24. Ensaios edométricos para amostras indeformadas coletadas a 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8m de profundidade (adaptado de MACHADO, 1998).

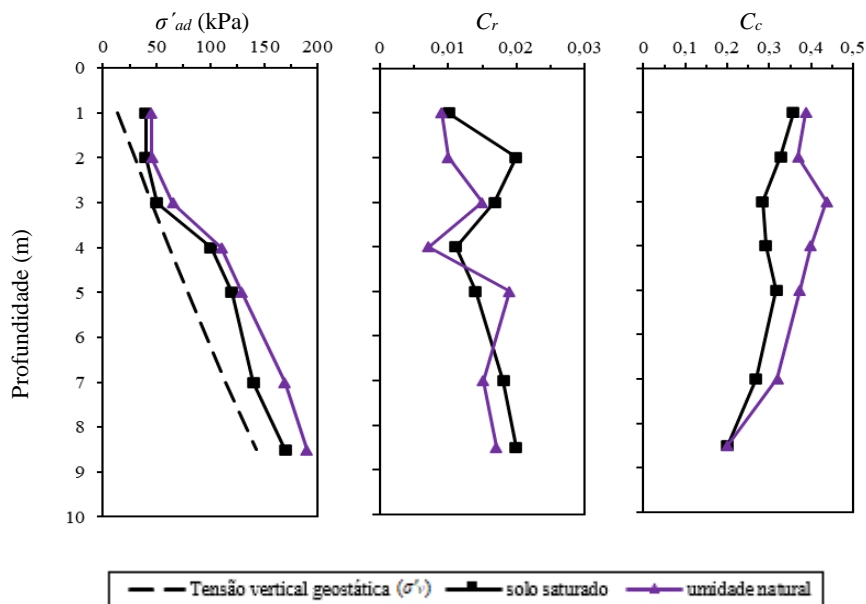


Figura 25. Perfis de tensão de pré-adensamento, índice de recompressão e índice de compressão em função da sucção ao longo do perfil de solo (adaptado de MACHADO, 1998).

Gutierrez (2005) determinou as tensões de pré-adensamento e os índices de compressão de um perfil de solo evoluído no norte do Paraná. O solo que ocorre no local é classificado como argila siltosa porosa, que se originou do processo de decomposição de um basalto. Foram realizados ensaios edométricos duplos (nas condições de teor de umidade natural e saturado) em sete amostras indeformadas coletadas ao longo do perfil (Figura 26).

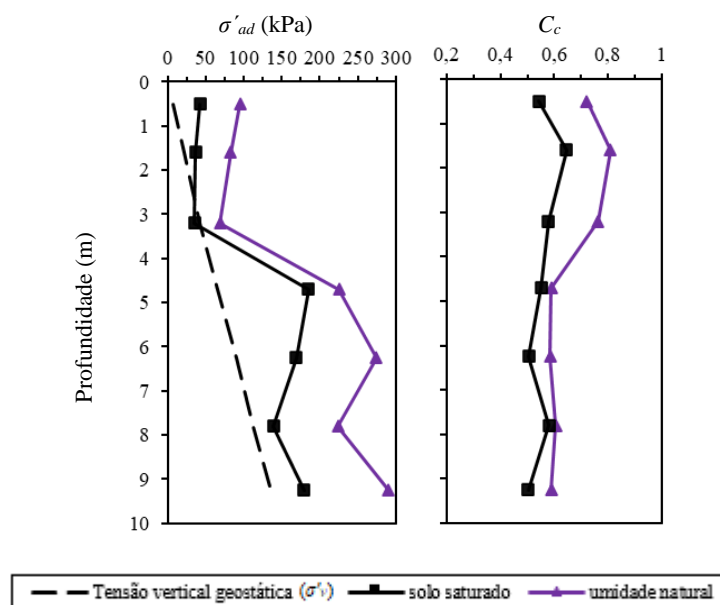


Figura 26. Perfis de tensão de pré-adensamento e índice de compressão (adaptado de GUTIERREZ, 2005).

De acordo com a autora, apesar desse perfil de solo ser constituído basicamente por argila, o seu comportamento é de um material mais granular. Esse fato se deve a presença de agregações decorrentes do intenso processo de intemperismo tropical.

Observa-se na Figura 26 que os valores das tensões de pré-adensamento do solo na condição de teor de umidade natural foram maiores do que as tensões verticais geostáticas ao longo de todo perfil, indicando a presença de um solo pré-adensado. O comportamento sobreadensado nesse perfil é ainda mais intenso nos horizontes mais superficiais (até 1,60m) devido as interações solo-atmosfera. Em geral, os valores dos índices de compressão do solo decresceram com a profundidade, variando entre 0,809 a 0,585 para os corpos de prova na condição de teor de umidade natural e de 0,646 a 0,502 para os corpos de prova saturados.

Além disso, Gutierrez (2005) também realizou ensaios de difração de raios-X. Os minerais identificados no horizonte de solo evoluído foram caulinita, hematita, magnetita, gibbsita e quartzo.

Heidemann (2015) estudou a compressibilidade dos solos de uma encosta instável em São José-SC. O autor realizou apenas ensaios edométricos convencionais (saturados) em amostras indeformadas de quatro solos residuais, são eles: granito amarelo (GrAm), vermelho (GrVm), com biotita (GrBt) e laterizado (GrLt). As curvas de compressão confinada para os quatro solos residuais estão representadas na Figura 27 em termos de índice de vazios normalizado ( $e/e_0$ ) em função do logaritmo da tensão vertical (kPa).

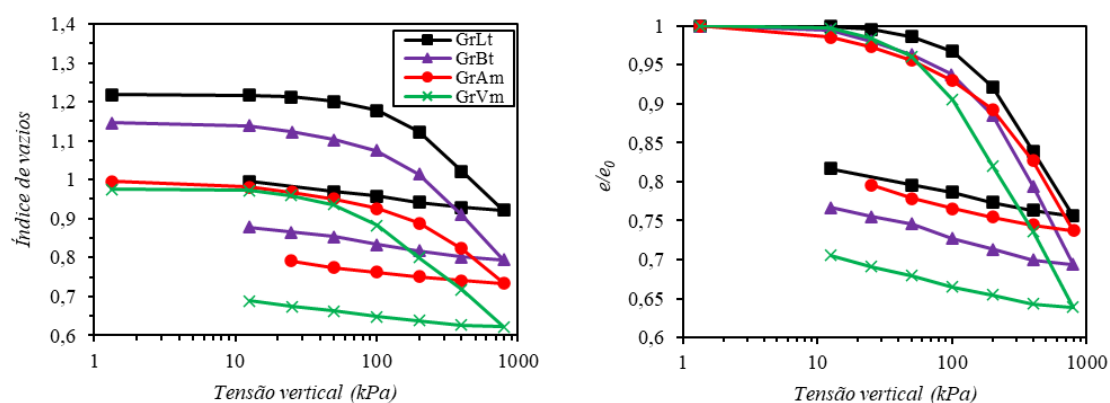


Figura 27. Curvas tensão *versus* índice de vazios normalizado (adaptado de HEIDEMANN, 2015).

Nota-se que, dentre todos os solos investigados, o GrAm demonstrou-se mais rígido. Enquanto isso, o solo GrVm, que tem índice de vazios inicial semelhante ao do solo GrAm e menor do que os demais, foi o que mais se deformou.

Oliveira (2019) estudou a compressibilidade de um perfil de solo evoluído oriundo da decomposição de uma rocha basáltica, localizado em uma área próxima aquela utilizada por Gutierrez (2005). Trata-se de uma argila silto-arenosa, marrom-avermelhada, porosa, com tendência de redução dos índices de vazios e da porosidade ao longo do perfil. Ensaios edométricos duplos (condições de teor de umidade natural e saturado) foram realizados de metro a metro entre 2 e 7m de profundidade, determinando-se as tensões de pré-adensamento e os índices de compressão do solo (Figura 28).

O índice de compressão possibilitou avaliar o quanto compressível é o solo. Observa-se na Figura 28 que esse índice tende a diminuir ao longo do perfil, independente da condição de teor de umidade. Isso significa que nos horizontes mais profundos o solo se torna mais denso e, portanto, menos compressível. Para as amostras coletadas a 5 e 7m de profundidade, os índices de compressão do solo foram maiores para os corpos de prova na condição saturada quando comparados com os corpos de prova na condição de teor de umidade natural. De acordo com a autora, isso se deve à maior rigidez inicial do solo que, ao ser inundado, sofreu maiores deformações por colapso. Nas demais profundidades investigadas, o solo deve ter se deformado mais antes mesmo de atingir a tensão de pré-adensamento por estar menos rígido.

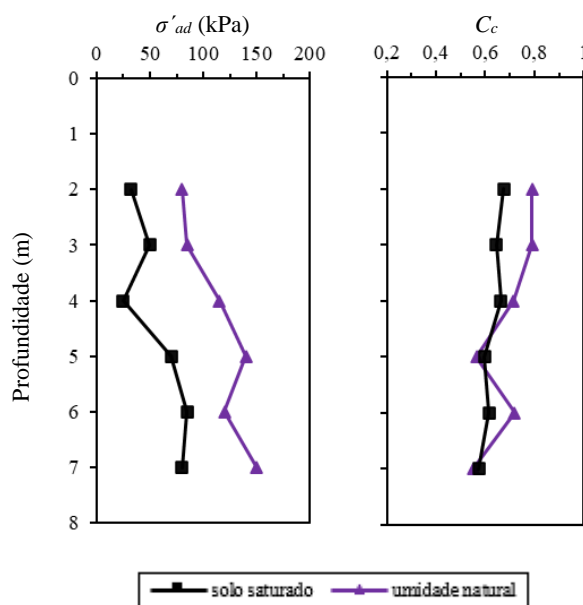


Figura 28. Perfis de tensão de pré-adensamento e índice de compressão (adaptado de OLIVEIRA, 2019).

### 3 ÁREA DE ESTUDO E HISTÓRICO DE INFORMAÇÕES

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se encontra no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru (Figura 29). Nesse local predomina solos tropicais não saturados, típicos daqueles encontrados em grande área do Estado de São Paulo. O município de Bauru, localizado no centro-oeste do Estado, a 327 km da capital, pertence a Bacia Sedimentar do Paraná e está inserido no Planalto Ocidental Paulista, sendo constituído por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina) que recobrem as rochas ígneas extrusivas da Formação Serra Geral (FERREIRA *et al.*, 1993).

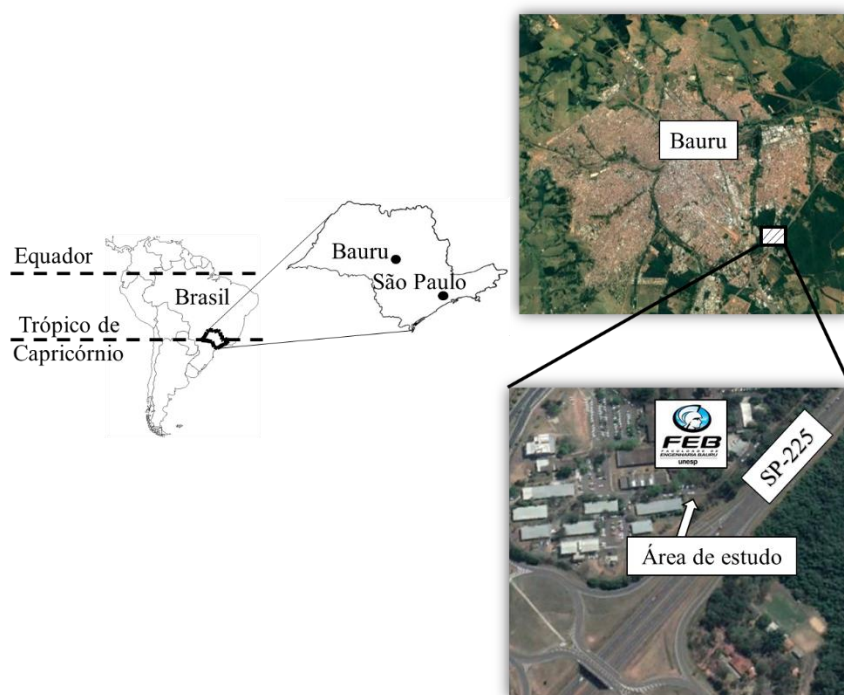


Figura 29. Localização da área de estudo - 22°21'06.0"S e 49°01'56.1"W (GOOGLE EARTH, 2020).

As unidades litoestratigráficas aflorantes do Grupo Bauru foram identificadas nas proximidades desse campo experimental, sendo uma camada de 52m da Formação Marília, seguida de uma camada de 98m da Formação Adamantina e, abaixo, a Formação Serra Geral (GIACHETI, 2001). A Formação Marília aflora em praticamente metade da área do município de Bauru e é composta por arenitos de granulação fina a grossa, conglomerados e lamitos intercalados. A Formação Adamantina aflora nas regiões mais baixas, abrangendo a

outra metade da área do município, e é constituída por arenitos de granulação fina a média, siltitos arenosos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos. Quase todas as obras de engenharia em Bauru possuem suas fundações apoiadas em solos oriundos da decomposição desses materiais, seja da Formação Marília ou da Formação Adamantina. Uma descrição detalhada da geologia da região de Bauru se encontra no trabalho de Cavaguti (1981).

Diversos estudos foram conduzidos na cidade de Bauru (LOBO, 1991; AGNELLI, 1992; AGNELLI, 1997; GIACHETI *et al.*, 1998; GIACHETI *et al.*, 2000; GIACHETI, 2001; DE MIO, 2005; VITALI, 2011; FERNANDES, 2012; FERNANDES, 2016; SAAB, 2016; ROCHA *et al.*, 2016; ROCHA, 2018; GIACHETI *et al.*, 2019).

O solo que ocorre no campo experimental é classificado como areia fina pouco argilosa, marrom avermelhada, colapsível, com compactidade crescente com a profundidade. Basicamente, o perfil de solo estudado é constituído de uma camada de areia fina a média argilosa, que se originou do processo de decomposição do arenito Bauru. Segundo Agnelli (1997) e Giacheti *et al.* (2000), este solo é classificado pedologicamente como um latossolo vermelho escuro à amarelo. Quanto à classificação unificada, trata-se de um solo do grupo SM-SC e na HRB pertence ao grupo A-2-4. Quanto a gênese, tem-se um solo com comportamento laterítico até cerca de 13m de profundidade e, abaixo, não laterítico (GIACHETI *et al.*, 1998).

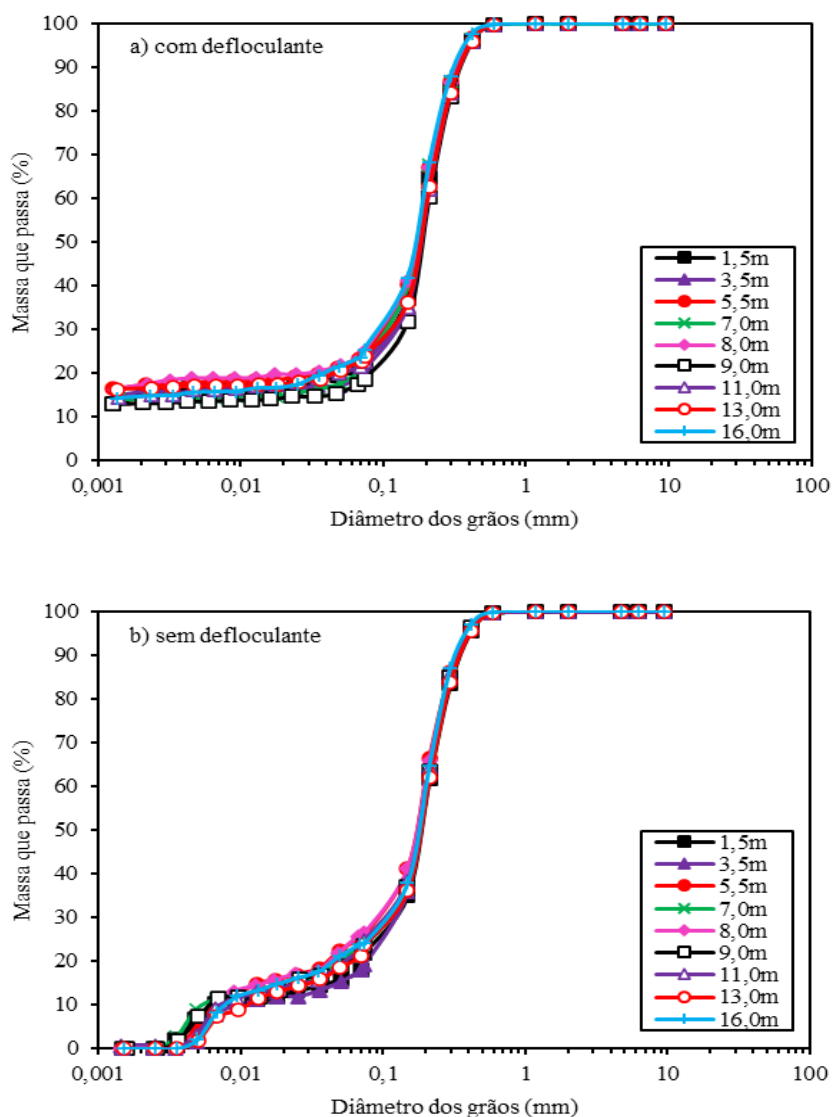
### **3.2 HISTÓRICO DE INFORMAÇÕES**

Fernandes (2018), Rocha (2018) e Da Silva *et al.* (2019) realizaram ensaios de caracterização física e de mineralogia ao longo do perfil de solo estudado a partir de amostras deformadas coletadas em diferentes profundidades.

Saab (2016) realizou ensaios de laboratório em amostras indeformadas coletadas até 5m de profundidade a fim de avaliar a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado. Fernandes (2018) e Da Silva *et al.* (2019) analisaram as características de retenção de água desse solo. Neste item, serão apresentados os resultados destes ensaios, ou seja, curvas granulométricas, ensaios de compactação Proctor Normal, difração de raios-X (*DRX*), microscopia eletrônica de varredura (*MEV*), curvas de retenção de água no solo e ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada. E, por fim, será apresentada a zona ativa do perfil (GIACHETI *et al.*, 2019).

### 3.2.1 Curvas granulométricas

Na Figura 30 tem-se as curvas granulométricas do solo com e sem o uso de defloculante químico para diferentes profundidades, realizadas previamente por Fernandes (2018), Rocha (2018) e Da Silva *et al.* (2019).



Classificação: NBR 7181 (ABNT, 2018)

Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	

Figura 30. Curvas granulométricas determinadas para amostras coletadas a 1,5; 3,5; 5,5; 7, 8, 9, 11, 13 e 16m de profundidade (adaptado de FERNANDES, 2018; ROCHA, 2018; DA SILVA *et al.*, 2019).

As curvas granulométricas apresentadas na Figura 30 indicam a presença de um solo arenoso, com textura homogênea ao longo da profundidade. Em geral, constata-se que há cerca de 81% de areia, com graduação variando entre média a fina, 4% de silte e 15% de

argila. As curvas com e sem o uso de defloculante para as profundidades investigadas mostram uma diferença significativa nas frações de silte e argila. Vale ressaltar que essa diferença influencia diretamente na classificação do solo. Para a profundidade de 16m, por exemplo, com o uso de defloculante o solo é classificado como areia argilosa (77,5% de areia, 8,1% de silte e 14,4% de argila), enquanto sem o uso de defloculante o solo é classificado como areia siltosa (78% de areia e 22% de silte) (Figura 30). Este fato se deve à existência de uma estrutura com microagregações da fração argila que formam grumos (ou flocos) em virtude das atrações físico-químicas e das propriedades cimentantes presentes em solos tropicais. As curvas granulométricas com o uso de defloculante apresentam maiores quantidades de frações argila devido à desagregação dos grumos.

Rocha (2018) determinou as curvas granulométricas do solo da área de estudo com e sem o uso de defloculante nas profundidades de 1,5, 3,5, 5,5 e 8,0m. De acordo com esse autor, os solos finos se comportam como siltes ou até mesmo como areias finas diferentemente do que se observa na textura do solo após o uso de defloculante.

### 3.2.2 Ensaios de compactação Proctor Normal

Giacheti *et al.* (1998) estudaram a influência da gênese no comportamento do solo em um outro campo experimental, próximo ao local estudado, com as mesmas características quanto à formação e textura do material. Dentre os ensaios realizados, estão os de compactação Proctor Normal, compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão. Os autores utilizaram os resultados desses ensaios para calcular os índices de classificação *MCT* (NOGAMI; VILLIBOR, 1981) e o índice de laterização do solo (IGNATIUS, 1991).

Segundo a classificação *MCT*, esse solo apresenta possível comportamento laterítico até cerca de 13m de profundidade e, a partir daí, não laterítico.

Nos horizontes mais superficiais (até 4m de profundidade), o índice de laterização do solo variou entre 0,5 e 1,0, enquanto nos horizontes mais profundos (entre 4 e 16m de profundidade) os valores mantiveram-se constantes em torno de 0,3, limite entre solos lateríticos (>0,3) e não lateríticos. De acordo com os autores, esse índice apresentou 90% de concordância com a classificação *MCT* para o solo investigado.

A Figura 31 apresenta os resultados dos ensaios de Proctor Normal utilizados neste trabalho, ou seja, massa específica seca máxima ( $\rho_{d,max}$ ) e o teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ),

além da massa específica seca *in situ* ( $\rho_d$ ), com a profundidade em perfil do subsolo representativo desse campo experimental.

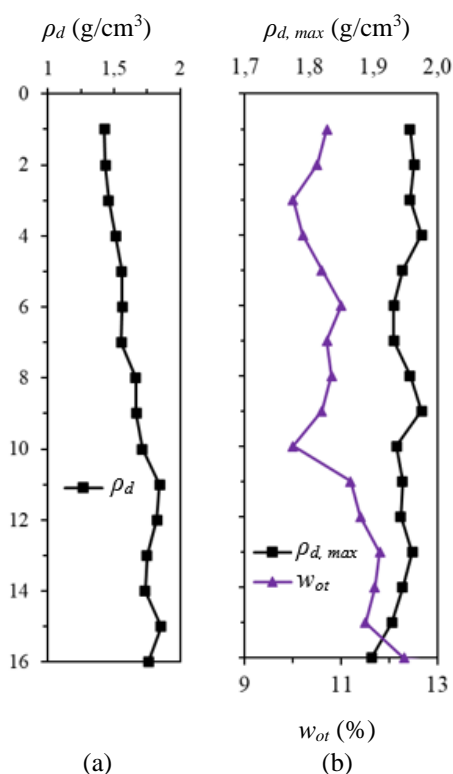


Figura 31. Perfis de (a) massa específica seca *in situ* ( $\rho_d$ ); (b) massa específica seca máxima ( $\rho_{d,max}$ ) e teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) em perfil do subsolo representativo desse campo experimental (adaptado de GIACHETI *et al.*, 1998).

### 3.2.3 Difração de raios-X (DRX)

Rocha (2018) utilizou a técnica de difração de raios-X (DRX) para identificar os possíveis minerais presentes na fração fina do solo. Amostras coletadas a 2, 5 e 8m de profundidade continham minerais típicos daqueles que ocorrem em solos tropicais evoluídos com comportamento laterítico, como: goethita, ferrihidrita e hematita (óxidos e hidróxidos de ferro), gibbsita e diásporo (óxidos e hidróxidos de alumínio) e caulinita (argilomineral), além do quartzo, mineral primário que resistiu ao processo de intemperismo tropical (Figura 32, Figura 33 e Figura 34).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio interferem na estrutura e no comportamento hidromecânico dos solos tropicais. A presença de gibbsita, caulinita e hematita indicam solos altamente intemperizados. Ressalta-se que as

interações entre os óxidos de ferro e alumínio e a caulinita são relevantes na definição das características físicas e na agregação dos solos tropicais evoluídos.

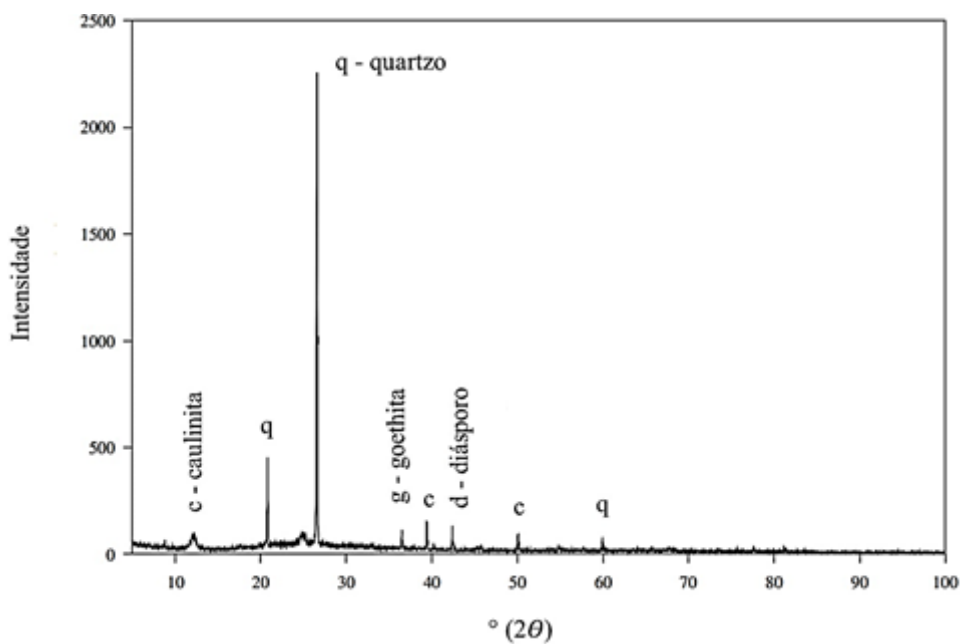


Figura 32. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 2m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).

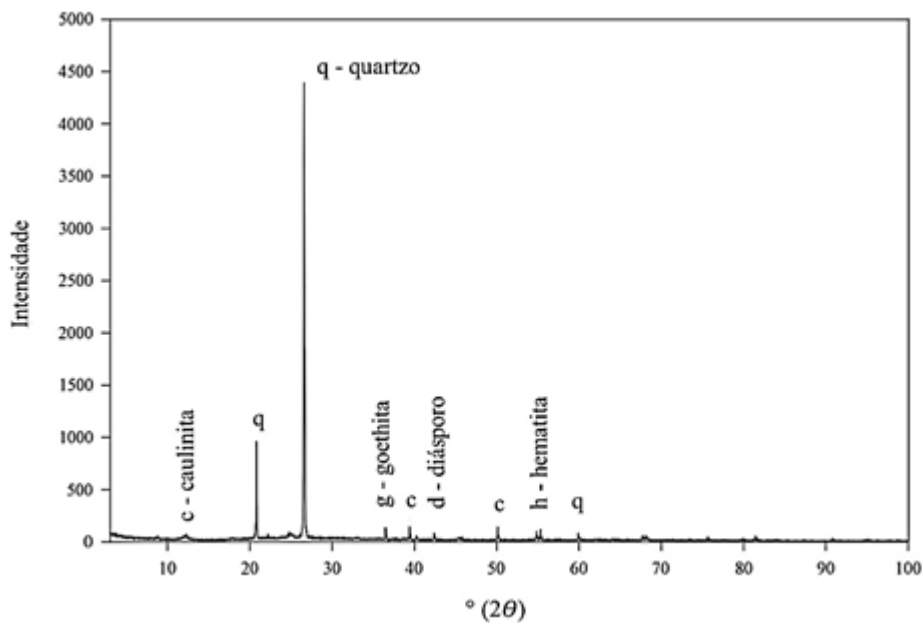


Figura 33. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 5m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).

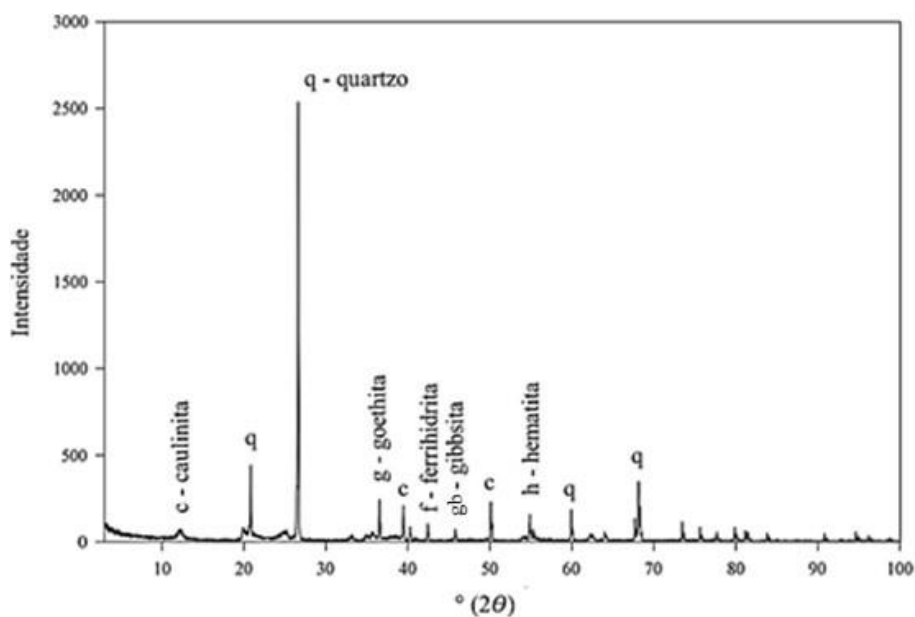


Figura 34. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 8m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).

### 3.2.4 Microscopia eletrônica de varredura (*MEV*)

Agnelli (1997) realizou ensaios de microscopia eletrônica de varredura (*MEV*) em amostras indeformadas coletadas de metro a metro, entre 1 e 5m de profundidade. As imagens obtidas possibilitaram a análise estrutural do solo a partir da observação de seu arranjo, formatos e tamanhos das partículas e dos argilominerais presentes.

Segundo o autor, o arranjo estrutural é constituído basicamente de partículas de areia de formato subangular que se encontram parcialmente cimentadas por partículas de argila, e possui elevada porosidade (Figura 35a). Além disso, as partículas de argila também se encontram agregadas e se comportam como silte ou areia fina (Figura 35b). Isso se deve à presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nesse solo. Observou-se ainda elevada quantidade de microporos (Figura 35c).

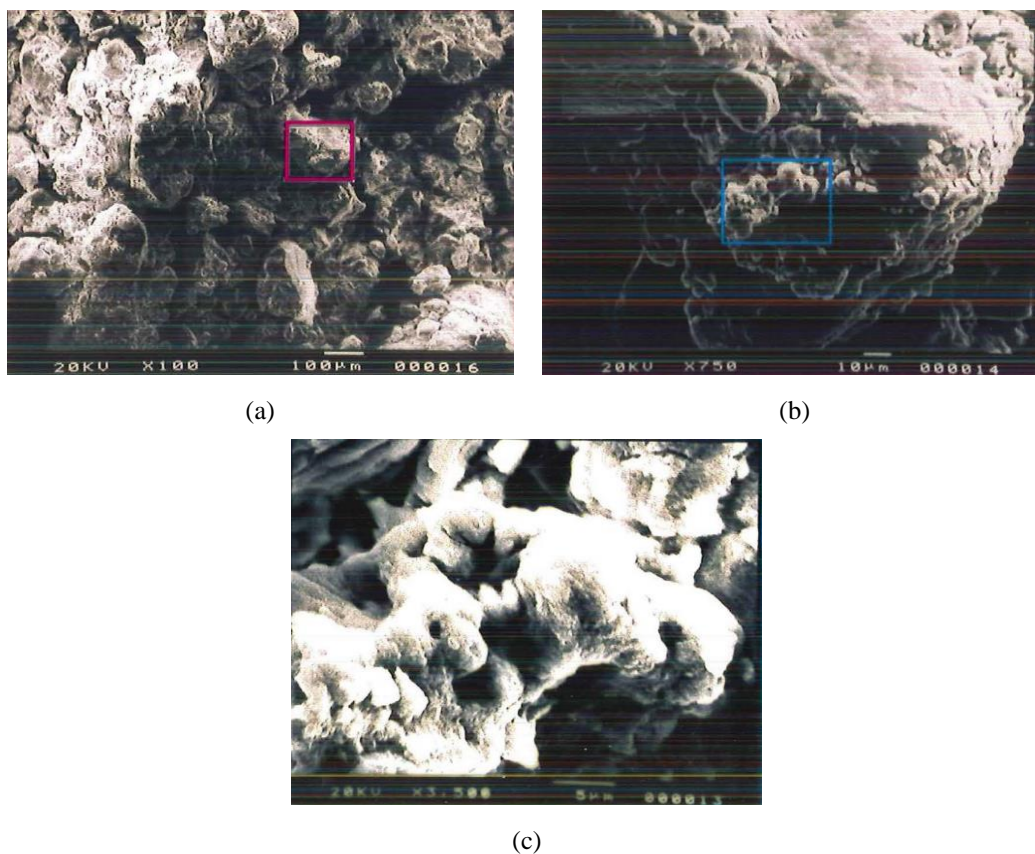


Figura 35. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 4m de profundidade com aumentos de: (a) x100, (b) x750 e (c) x3500 (adaptado de AGNELLI, 1997).

### 3.2.5 Curvas de retenção de água no solo

Os blocos de amostras indeformadas foram coletados por Saab (2016) nas profundidades de 1, 2, 3, 4 e 5m por meio da cravação de uma caixa metálica em forma de cubo com 0,25m de lado. Retiraram-se três blocos para cada profundidade, que foram protegidos com pano e parafina e armazenados em uma câmara úmida para que não houvesse variação do teor de umidade de campo. As curvas de retenção de água no solo foram determinadas apenas com trajetórias de secagem para as amostras coletadas a 1, 3 e 5m de profundidade, utilizando-se as técnicas de papel filtro e funil de placa porosa (ou placa de sucção). Além das duas técnicas mencionadas, a curva do solo referente à profundidade de 1m foi determinada pela câmara de pressão (SAAB, 2016). Os resultados experimentais foram ajustados pela equação de van Genuchten (1980) para as profundidades de 1, 3 e 5m, respectivamente. A sobreposição das três curvas determinadas pelo modelo é apresentada na Figura 36.

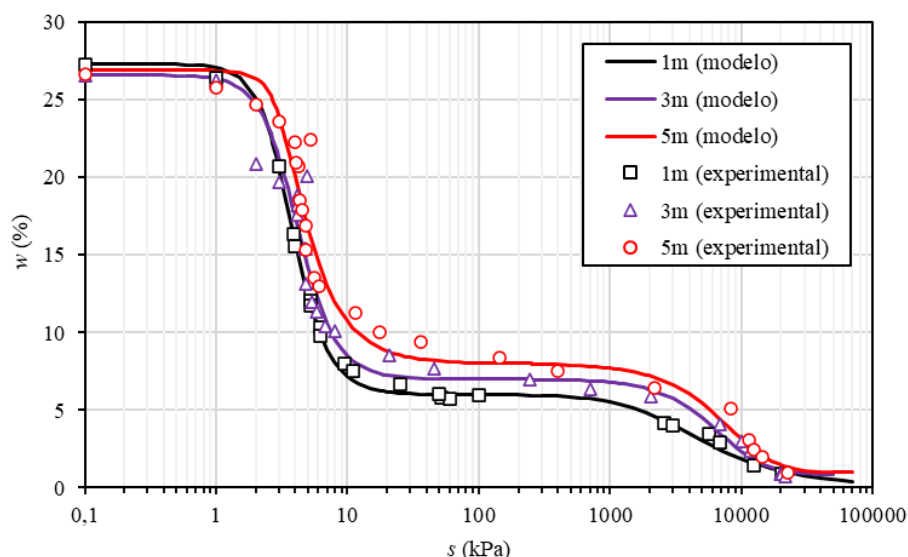


Figura 36. Curvas de retenção de água no solo determinadas para 1, 3 e 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

As curvas de retenção de água no solo foram ajustadas pela equação de van Genuchten (1980) em dois trechos (trecho 1 e trecho 2), em virtude do seu formato bimodal. A Tabela 2 apresenta os parâmetros de ajuste e os valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) referentes as curvas obtidas em 1, 3 e 5m de profundidade.

Tabela 2. Parâmetros de ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo de 1, 3 e 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Prof. (m)	Trecho	$\alpha$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m$	$n$	$w_r$ (%)	$w_s$ (%)	$R^2$
1	1	0,2997	0,7233	3,6134	6,0	27,3	0,99
	2	0,0002	0,4700	2,2000	0,0	6,0	
3	1	0,2592	0,8398	3,1438	7,0	26,6	0,96
	2	0,0001	2,0001	1,7723	0,8	7,0	
5	1	0,3042	0,3394	5,1039	8,0	26,9	0,95
	2	0,0001	3,9011	1,5165	1,0	8,0	

Fernandes (2018) e Da Silva *et al.* (2019) determinaram as curvas para 7, 11 e 16m de profundidade. Na Figura 37 é apresentado os resultados dos ajustes obtidos pela equação de van Genuchten (1980) para as diferentes profundidades. Os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) ficaram acima de 0,90, conforme se observa na Tabela 3.

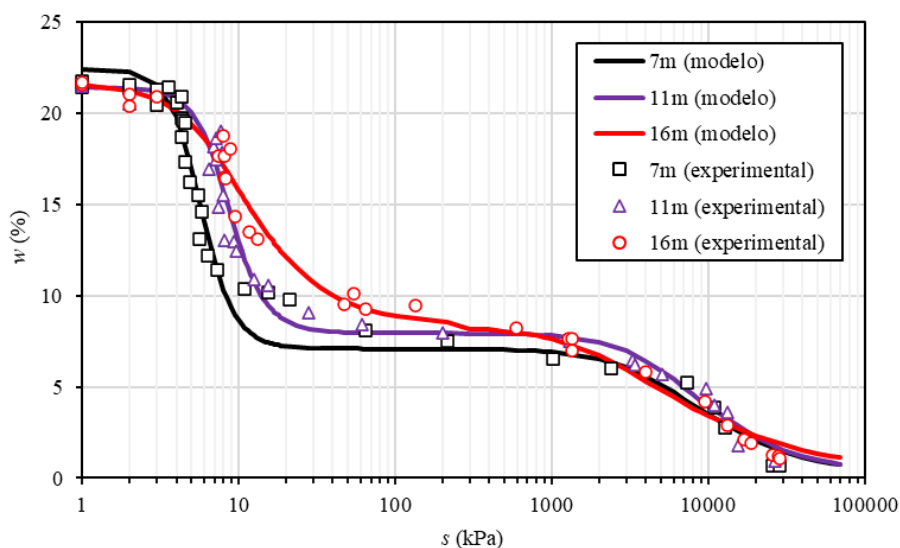


Figura 37. Curvas de retenção de água no solo determinadas para 7, 11 e 16m de profundidade (adaptado de FERNANDES, 2018; DA SILVA *et al.*, 2019).

Tabela 3. Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água no solo de van Genuchten (1980) para as profundidades de 7, 11 e 16m (adaptado de FERNANDES, 2018; DA SILVA *et al.*, 2019).

Prof. (m)	Trecho	$\alpha$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m$	$n$	$w_r$ (%)	$w_s$ (%)	$R^2$
7	1	0,1880	0,7792	4,5285	7,1	22,4	0,90
	2	0,0002	0,4644	1,8671	0,0	7,1	
11	1	0,1263	0,7597	4,1622	7,9	21,4	0,96
	2	0,0002	0,4947	1,9789	0,1	7,9	
16	1	0,1315	0,5498	2,2211	8,3	21,6	0,98
	2	0,0004	0,3787	1,6095	0,1	8,3	

De modo geral, as curvas definidas ao longo do perfil de solo são típicas de solos arenosos porosos com baixa capacidade de retenção de água. Como já mencionado, estas curvas possuem formato bimodal devido à existência de dois valores de entrada de ar, sendo o primeiro associado à dessaturação dos macroporos e o segundo relacionado à drenagem dos microporos dos agregados compostos pela fração fina. Uma pequena variação da sucção (de 1 a 10 kPa) causou uma grande variação do teor de umidade nas curvas ilustradas na Figura 36. No patamar intermediário da curva, que compreende a uma faixa de sucções de 10 kPa a 2 MPa, a variação do teor de umidade é muito pequena (Figura 36). O segundo valor de entrada de ar é identificado em um terceiro trecho da curva devido à dessaturação do teor de umidade residual existente nos microporos da fração fina agregada do solo.

Ainda na Figura 36, observa-se com a sobreposição das curvas uma pequena variação da capacidade de retenção de água com a profundidade, com valores de teor de umidade entre 6 e 8%. Entre os fatores que influenciam neste comportamento, destacam-se a granulometria, massa específica do solo, composição mineralógica e distribuição dos poros (SAAB, 2016).

Em geral, o primeiro valor de entrada de ar ocorre para pequenos valores de sucção, variando entre 1 e 4 kPa (Figura 36 e Figura 37), em função da textura arenosa e da elevada porosidade do solo e, uma vez atingido, a dessaturação acontece rapidamente. O aumento do valor de entrada de ar e da capacidade de retenção de água com a profundidade se deve a diminuição no diâmetro dos macroporos. Nota-se na Figura 37 que o patamar intermediário é praticamente horizontal, ou seja, uma variação do teor de umidade de 3% pode elevar a sucção de 20 kPa até cerca de 3 MPa.

### 3.2.6 Ensaios edométricos

Ensaios edométricos convencionais (saturação) e com sucção controlada foram realizados por Saab (2016) em amostras indeformadas coletadas a 1, 2, 3, 4 e 5m de profundidade. No total, foram cinco ensaios para cada profundidade, com sucções de 0 kPa (saturação), 50, 100, 200 e 400 kPa. As curvas de compressão confinada foram obtidas com trajetórias de carregamento-descarregamento e expressas em termos de índices de vazios normalizados ( $e/e_0$ ) versus tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ), possibilitando a determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo como: a tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e módulo de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ). Vale lembrar que os solos tropicais possuem uma tensão de pré-adensamento virtual (independentemente de sua história de tensões) quando carregados em câmaras edométricas, comportando-se de maneira semelhante aos solos sedimentares pré-adensados. Neste trabalho, essa tensão em que ocorre a plastificação ou escoamento será chamada de tensão de escoamento, ao invés de tensão de pré-adensamento virtual.

O agrupamento das curvas de compressão confinada para cada profundidade analisada possibilitou avaliar o efeito da sucção (Figura 38). Observa-se que incrementos de sucção acarretaram o aumento nas tensões de escoamento e a variação nos índices de compressão do solo ( $C_c$ ), indicando a influência da sucção na compressibilidade do solo. O deslocamento

vertical do solo foi menor para maiores valores de sucção. Portanto, o aumento da sucção resultou em um material mais rígido.

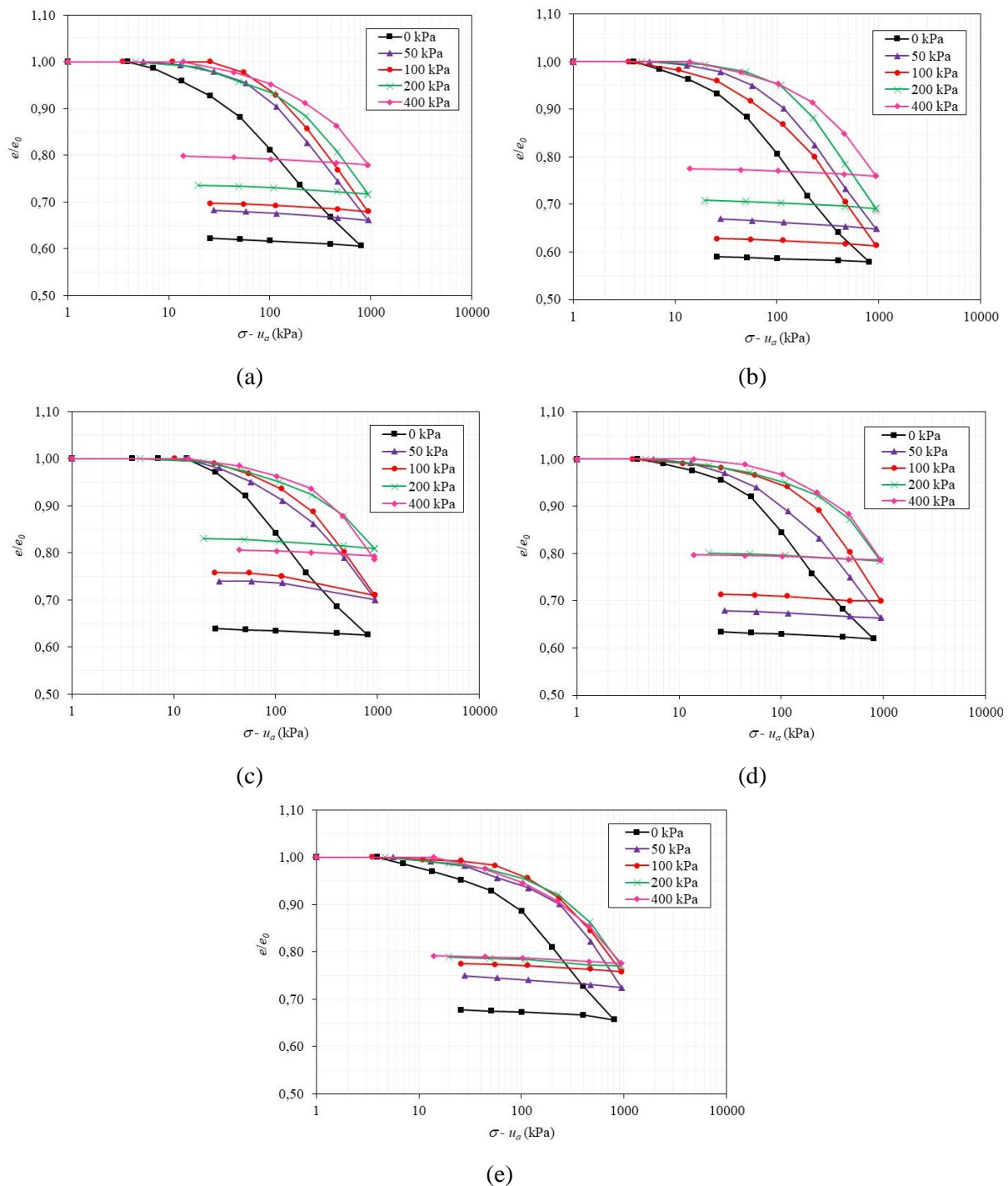


Figura 38. Ensaio edométrico para amostras coletadas a (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Analisou-se também a variabilidade espacial agrupando as curvas para uma mesma sucção. As mudanças das curvas apontaram uma variação do comportamento do solo com a

profundidade, sendo maior na região próxima à superfície do terreno. A Figura 39 apresenta os valores das tensões de escoamento e dos índices de compressão em função da sucção ao longo da profundidade. Verifica-se um aumento no valor da tensão de escoamento para cada incremento de sucção com a profundidade. Em 5m de profundidade, por exemplo, a tensão de escoamento variou de 70 kPa (sucção nula) até 230 kPa (sucção de 400 kPa). Conclui-se que a tensão de escoamento do solo é influenciada tanto pela sucção quanto pela profundidade (SAAB, 2016).

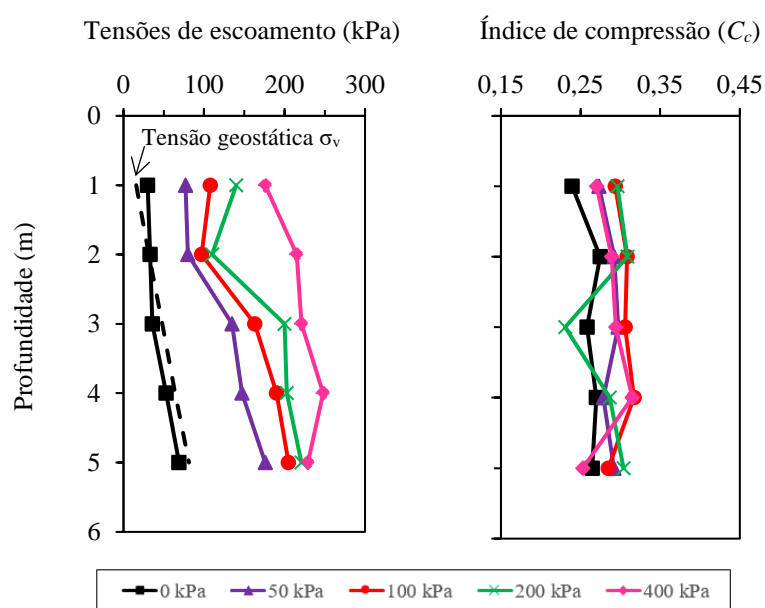


Figura 39. Tensões de escoamento e índices de compressão em função da sucção e da profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Nota-se que a tensão vertical geostática ( $\sigma'_v$ ) apresenta valores bem próximos aos da tensão de escoamento do solo para a condição de sucção nula (saturação), o que indica que há possibilidade de ocorrência de deformações por colapso devidas ao peso próprio. Porém, tal situação só ocorreria caso houvesse a saturação do solo, conforme discutido por Saab (2016).

Os potenciais de colapso ( $PC$ ) foram determinados por meio de dois métodos distintos: Jennings e Knight (1975) e Reginatto e Ferrero (1973). Os potenciais de colapso determinados indiretamente por meio do método de Jennings e Knight (1975) estão apresentados nas Figura 40.

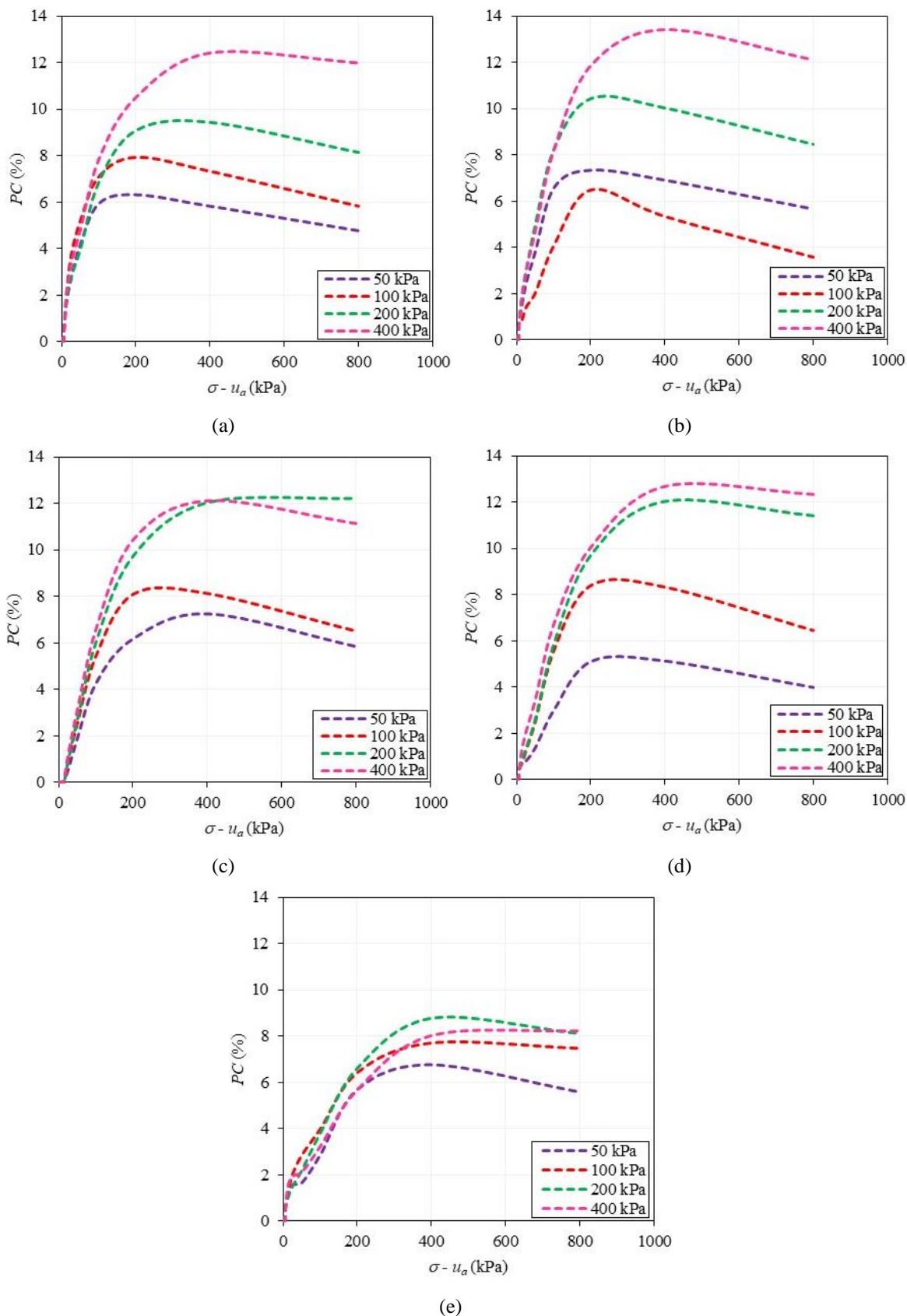


Figura 40. Potenciais de colapso determinados por meio do método de Jennings e Knight (1975) para: (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Saab (2016) destaca que, geralmente, os potenciais de colapso aumentam em função da tensão vertical líquida atingindo picos de 5 a 14% para tensões entre 200 a 400 kPa. Os maiores potenciais de colapso são registrados nas amostras com sucções mais elevadas, visto que o solo se encontra mais seco e, portanto, mais rígido e menos compressível. Ou seja, as camadas mais próximas da superfície do terreno apresentam maiores potenciais de colapso devido à interação solo-atmosfera e por possuírem maiores índices de vazios, diminuindo com a profundidade.

O método de Reginatto e Ferrero (1973) é baseado na tensão vertical geostática ( $\sigma'_v$ ) e nas tensões de escoamento para o solo saturado ( $\sigma_{fs}$ ) e não saturado ( $\sigma_{fn}$ ), permitindo uma avaliação qualitativa do colapso do solo. Os resultados obtidos por Saab (2016) apontam solos com comportamento condicionalmente colapsível ( $0 < C < 1$ ) até 2m de profundidade e, abaixo, solos com comportamento verdadeiramente colapsível ( $C < 0$ ) independente da sucção inicial do solo, conforme destacado por Saab (2016), por meio da Tabela 4. Nota-se, na Figura 39, que a tensão de escoamento do solo saturado é numericamente maior à tensão vertical geostática até a profundidade de 2m.

Tabela 4. Coeficiente de colapso em função da sucção ao longo da profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Prof. (m)	Coeficiente de colapso (C)			
	50 kPa	100 kPa	200 kPa	400 kPa
1	0,2	0,2	0,1	0,1
2	0,0	0,0	0,0	0,0
3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
4	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
5	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1

O módulo confinado ( $M_d$ ) também foi determinado por Saab (2016) para diferentes valores de sucção ao longo da profundidade (Figura 41). De modo geral, os valores encontrados foram relativamente baixos até uma tensão vertical líquida de 200 kPa, e aumentam para tensões maiores. Deste modo, pressupõe-se que até 200 kPa de tensão vertical, os solos tendem a apresentar maiores deformações por colapso.

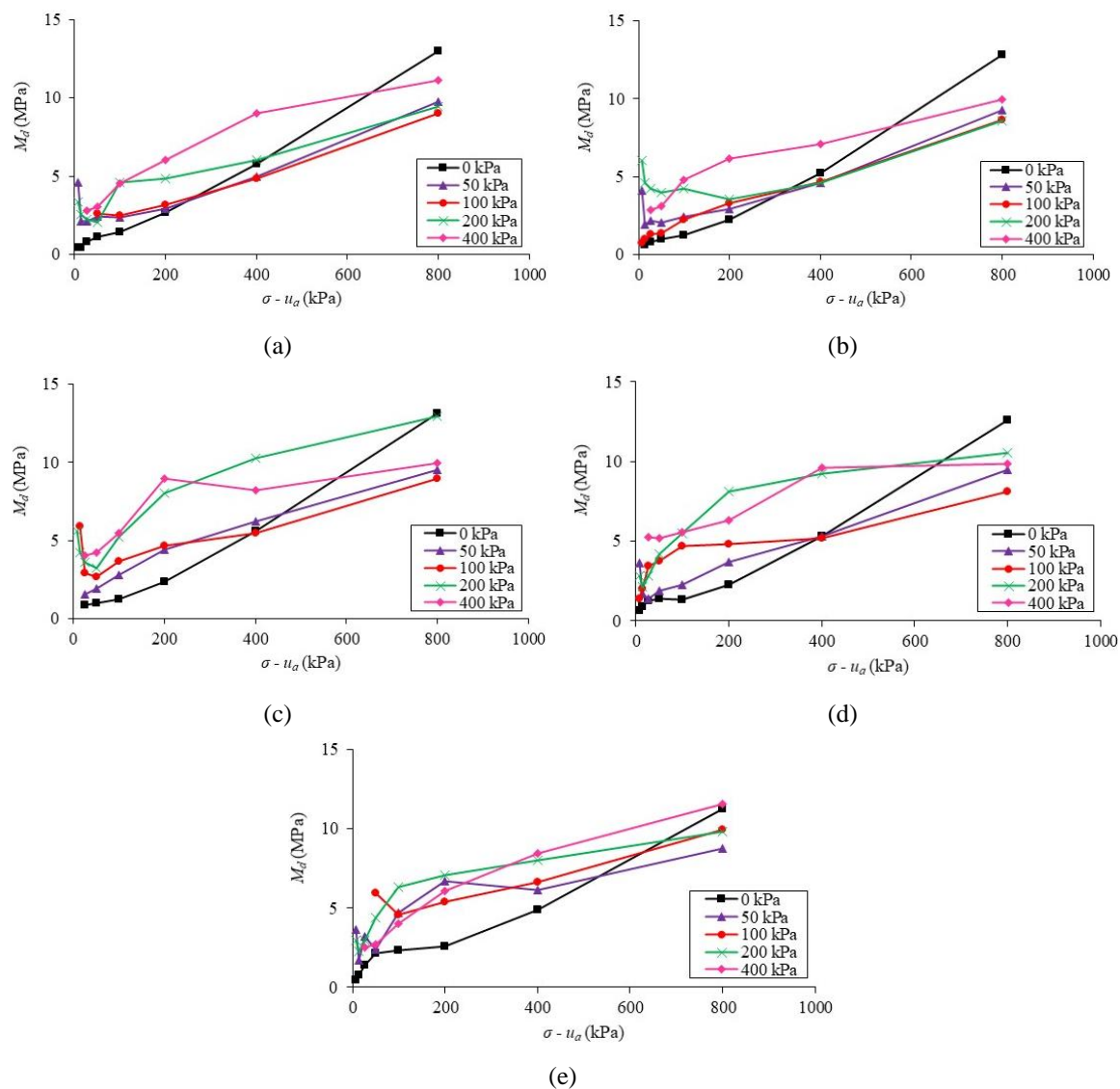


Figura 41. Módulos edométricos em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para as amostras coletadas a: (a) 1m; (b) 2m; (c) 3m; (d) 4m e (e) 5m de profundidade (adaptado de SAAB, 2016).

Verifica-se que os valores de  $M_d$  aumentaram para cada incremento de tensão vertical independente da sucção e da profundidade, principalmente nas amostras mais úmidas e superficiais. As amostras menos deformáveis foram aquelas com maior sucção inicial e massa específica seca (maior compactidade). Em 1m de profundidade, a amostra saturada quando submetida a uma tensão vertical de 200 kPa obteve  $M_d$  igual a 2,7 MPa. Outra amostra coletada na mesma profundidade e submetida a mesma tensão vertical, porém com sucção de 400 kPa, obteve  $M_d$  igual a 6,0 MPa.

### 3.2.7 Zona ativa do perfil

Giacheti *et al.* (2019) investigaram a influência da condição não saturada no comportamento do solo a partir de perfis de teor de umidade e de resultados de ensaios *CPT* (*Cone Penetration Test*), determinados em meses secos e úmidos em uma área arborizada nesse mesmo campo experimental.

Nota-se na Figura 42a uma grande variação do teor de umidade até 4m de profundidade, diminuindo ao longo do perfil. O mesmo comportamento foi observado nos perfis médios de  $q_c$  e  $f_s$ , cuja variação foi maior até cerca de 4m de profundidade (Figura 42b). Isso se deve ao fato de que os solos tropicais não saturados tendem a sofrer variações sazonais de teor de umidade nos horizontes mais superficiais devido as interações solo-atmosfera, afetando a sucção e, portanto, o comportamento desses materiais.

Ainda segundo os autores, as propriedades desses solos dependem não apenas da história geológica e do ambiente de formação, mas também da variabilidade sazonal, fato que muitas vezes é negligenciado na prática da engenharia.

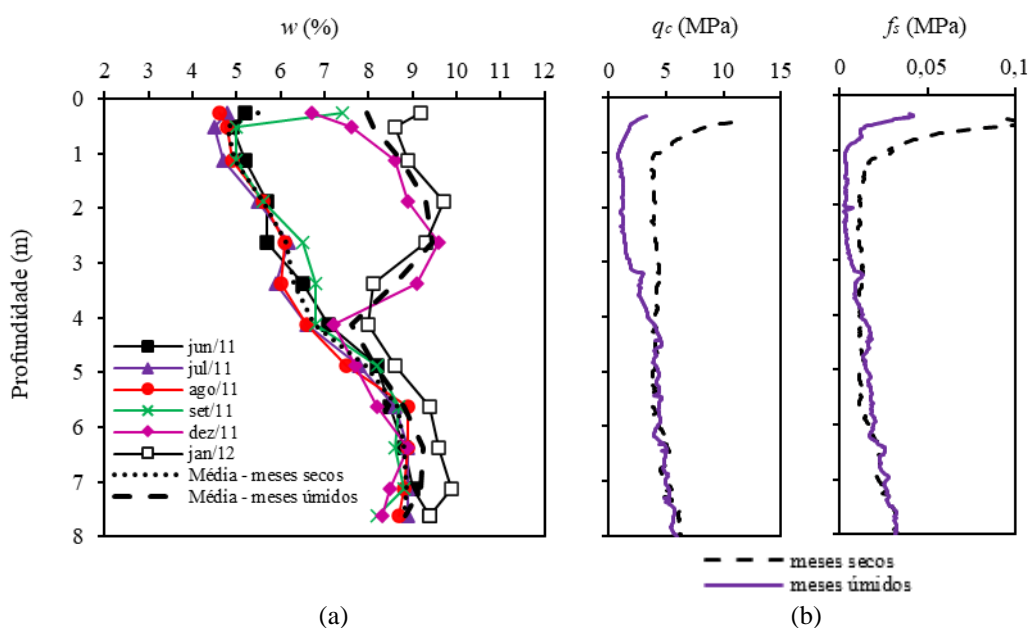


Figura 42. Perfis em meses secos e úmidos de: (a) teor de umidade; (b) média dos dados de *CPT* (adaptado de GIACHETI *et al.*, 2019).

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental foi conduzido com o intuito de melhor caracterizar e estudar a compressibilidade e a colapsibilidade de um perfil de solo arenoso não saturado para dar suporte a interpretação de resultados de ensaios de campo. Neste contexto, foram realizados ensaios de caracterização física e mineralógica em amostras deformadas e ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada em amostras indeformadas coletadas por meio de poço exploratório. Este capítulo apresenta as etapas de coleta e armazenamento das amostras e os procedimentos de execução dos ensaios.

### 4.1 COLETA DE AMOSTRAS

As coletas das amostras deformadas e indeformadas foram realizadas por meio da escavação de um poço exploratório, seguindo-se as recomendações estabelecidas pela NBR 9604/2016. O processo de escavação contou com uma cavadeira manual articulada, um guincho manual e uma plataforma, além de outras ferramentas como pá, espátula, faca e colher de pedreiro (Figura 43).



Figura 43. Poço exploratório escavado até 16m de profundidade na área estudada.

As amostras indeformadas foram retiradas das paredes do poço, escavando e esculpindo o bloco. Utilizou-se caixas metálicas cúbicas de 0,25m de lado com faces removíveis. Ao término da escavação, a superfície da base do bloco foi rasada e protegida

com parafina. Em seguida, retiraram-se as faces da caixa metálica protegendo o bloco com camadas de pano e parafina. Os blocos indeformados foram etiquetados e armazenados em uma câmara climatizada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru. Foram tomados os cuidados necessários durante a escavação e transporte do bloco de amostra indeformada para evitar perturbações em sua estrutura e variações do teor de umidade. No total, foram coletados dois blocos para cada profundidade: 7, 9, 11, 13 e 16m. O processo de coleta das amostras deformadas é mais simples e rápido, visto que não há necessidade de preservar a estrutura do material. Nesse caso coletaram-se amostras deformadas de metro a metro até a profundidade de 16m. As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e etiquetadas.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

As amostras deformadas coletadas de metro a metro, entre 6 e 16m de profundidade, foram submetidas a secagem ao ar para a realização dos ensaios de caracterização física. Os ensaios executados foram os de análise granulométrica conjunta (NBR 7181/2018), massa específica dos sólidos (NBR 6458/2016), teor de umidade natural (NBR 6457/2016), limites de liquidez (NBR 6459/2017) e limites de plasticidade (NBR 7180/2016). Realizaram-se também ensaios de adsorção de azul de metileno conforme a proposta de Pejon (1992), obtendo-se quatro parâmetros que foram utilizados para a caracterização da fração fina do perfil de solo estudado: a superfície específica ( $SE$ ), o valor de azul de metileno ( $V_b$ ), a capacidade de troca catiônica ( $CTC$ ) e o índice de atividade da fração argila ( $Acb$ ).

Além das classificações tradicionais, utilizou-se também a metodologia *MCT* (Miniatura, Compactado e Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1981). Ensaios de compactação Mini-MCV (método DNER-ME 258) e de perda de massa por imersão (método DNER-ME 256), ambos constam nas normas do DNER (1994), foram realizados em amostras deformadas coletadas de metro a metro, entre 12 e 16m de profundidade (Figura 44 e Figura 45). Os valores de teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) foram obtidos de Giacheti *et al.* (1998) a partir de ensaios de compactação Proctor Normal realizados em um outro campo experimental próximo ao local estudado (Figura 31).



Figura 44. Sequência e equipamentos utilizados no ensaio de compactação mini-MCV: (a) montagem; (b) e (c) equipamentos; (d) e (e) moldagem; (f) medidor de deslocamento vertical; (g), (h) e (i) extração.



Figura 45. Ensaio de perda de massa por imersão.

Os ensaios de difração de raios-x (*DRX*) foram realizados pelo Instituto de Física de São Carlos (IFSC) da Universidade de São Paulo (USP) em amostras deformadas coletadas de metro a metro, entre 9 e 15m de profundidade. Rocha (2018) apresenta uma breve descrição deste ensaio, assim como a metodologia para a sua interpretação com base na lei de Bragg.

Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura (*MEV*) foram realizados no Instituto de Química da Universidade Estadual Paulista (UNESP) de Araraquara, utilizando-se o

equipamento *JEOL* modelo 7500F. As análises foram feitas em amostras deformadas coletadas a 2, 7, 9, 11, 13, 14 e 16m de profundidade. O objetivo deste ensaio foi verificar os formatos e tamanhos das partículas de areia, assim como a microestrutura dos argilominerais presentes na fração fina do solo. Ao *MEV*, estava acoplado o espectrômetro de energia dispersiva (*EDS*), onde foi possível identificar os elementos químicos presentes nas amostras. Uma breve descrição do ensaio e do equipamento utilizado é encontrada no trabalho de Barreto *et al.* (2019).

As imagens obtidas no *MEV* para x50 de aumento foram processadas no *software ImageJ* (RASBAND, 2004) para a determinação das características morfológicas das partículas de areia (retidas na peneira #200). Para cada amostra, foram analisadas 40 partículas de areia, totalizando 280 partículas. Vale lembrar que não há um consenso quanto a metodologia relativa à quantidade de partículas e à fração granulométrica a ser analisada (DIAS, 2004; COX; BUDHU, 2008). Primeiramente, as imagens foram tratadas de forma manual no *software Gimp* a partir do desenho e preenchimento de cada partícula por polígono de vetores. Em seguida, utilizou-se o *ImageJ* para a obtenção dos índices de circularidade (arredondamento de COX, 1927) e arredondamento (circularidade de PENTLAND, 1927), cujos valores variam entre 0 e 1, sendo 1 uma esfera circular perfeita. Ressalta-se que o conceito de arredondamento está relacionado com o grau de maturidade das partículas (DIAS, 2004), enquanto a circularidade pode ser interpretada como sinônimo de esfericidade (RIBEIRO; BONETTI, 2013).

### **4.3 ENSAIOS EDMÉTRICOS**

O Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru possui três prensas para ensaios edométricos. O programa experimental desenvolvido inclui a execução de ensaios edométricos convencionais com sucção nula (saturados) e ensaios edométricos com sucção controlada para 7, 9, 11, 13 e 16m de profundidade. Os ensaios edométricos com sucção controlada foram realizados com sucções de 50, 100 e 200 kPa. Maiores valores de sucção não foram empregados nesse trabalho devido a história de sucção das camadas mais profundas, o que poderia modificar a estrutura do solo.

### 4.3.1 Ensaios edométricos convencionais

Os corpos de prova foram moldados por meio da cravação de anéis edométricos rígidos com 75mm de diâmetro e 19mm de altura em blocos indeformados, aferindo-se a massa e o volume para a determinação dos índices físicos. Na Figura 46 são apresentados os materiais utilizados na montagem do ensaio edométrico convencional.



Figura 46. Materiais usados na montagem do ensaio edométrico convencional.

Após a moldagem, o corpo de prova foi colocado em uma câmara edométrica convencional entre duas pedras porosas comuns. Em seguida, um cabeçote de distribuição de carga (*top cap*) foi posicionado sobre o conjunto. A câmara foi colocada sobre a prensa e, na sequência, adicionou-se gradativamente água destilada e deaerada pela lateral para a saturação do corpo de prova (Figura 47).

Após a saturação, iniciaram-se os carregamentos e o deslocamento vertical foi medido por um medidor de deslocamento digital posicionado sobre o pistão da prensa edométrica. Durante o ensaio, o cabeçote de distribuição de carga possibilitou a distribuição uniforme das tensões no solo e as pedras porosas garantiram o fluxo de água do topo para a base do corpo de prova.

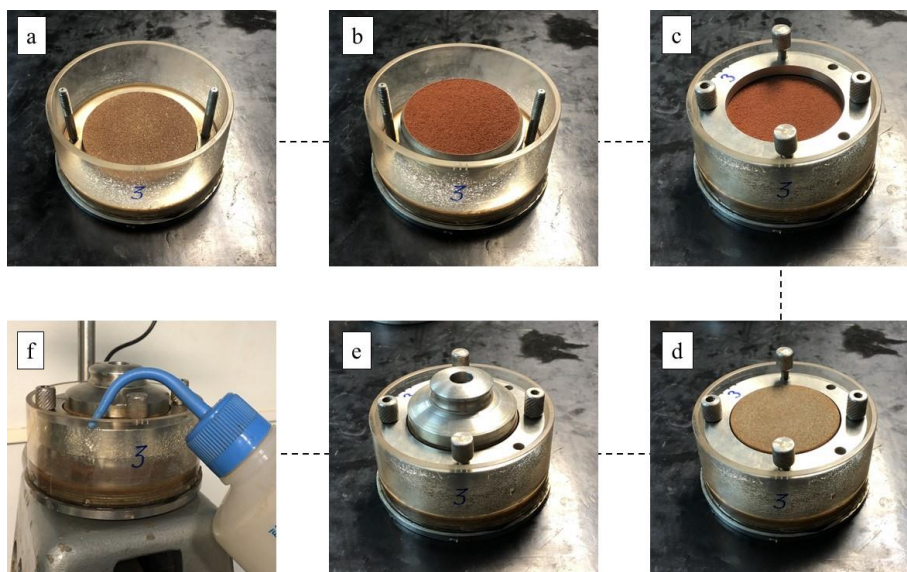


Figura 47. Procedimentos realizados para a montagem do ensaio edométrico convencional: (a) pedra porosa comum na base; (b) corpo de prova; (c) suporte metálico; (d) pedra porosa comum no topo; (e) cabeçote de distribuição de carga (*top cap*); (f) saturação do corpo de prova na própria câmara edométrica.

Os carregamentos foram feitos com anilhas de ferro de massa conhecida no braço de alavanca da prensa edométrica. No total, foram realizados nove carregamentos que correspondiam a tensões variando entre 4 kPa e 800 kPa. O tempo entre um carregamento e outro possibilitou a estabilização das deformações. As deformações provocadas no solo pelas tensões de 4 e 7 kPa foram desconsideradas por se tratar de tensões de ajuste da curva.

#### 4.3.2 Ensaios edométricos com sucção controlada

Nestes ensaios foram utilizados edômetros desenvolvidos para imposição e controle da sucção pela técnica de translação de eixos de Hilf (1956). O Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru dispõe de câmaras edométricas de duralumínio com placas porosas de alta pressão de entrada de ar e um sistema de compressores com manômetro digital, que possibilitam o controle da pressão no ar. Tais câmaras apresentam três orifícios, sendo um na parte superior destinado à entrada de ar comprimido e, outros dois na parte inferior, para entrada de água na base e saída de água dos corpos de prova (Figura 48). Basicamente, o ensaio foi executado em quatro etapas: saturação da pedra porosa, montagem do ensaio, imposição da sucção e aplicação de cargas.

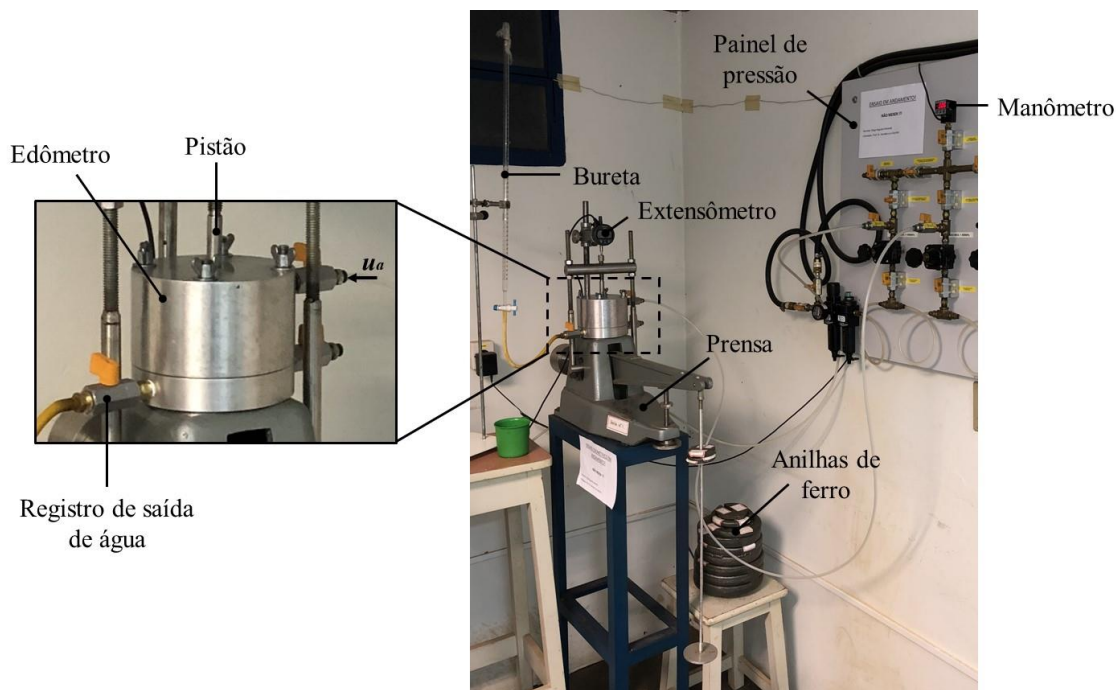


Figura 48. Edômetro montado numa prensa para a realização do ensaio edométrico com sucção controlada.

Os ensaios edométricos com sucção controlada dependem de uma série de procedimentos anteriores ao início dos carregamentos para garantir a imposição e o controle da sucção desejada, entre eles, a saturação da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar e dos capilares situados abaixo dela. Com a base do edômetro em mãos, conectou-se uma mangueira de água destilada e deaerada no orifício correspondente enquanto o registro de saída de água foi aberto para que ocorresse o fluxo de água pelos capilares por alguns segundos. Em seguida, colocou-se uma determinada quantidade de água destilada e deaerada no interior do edômetro sem o corpo de prova. As mangueiras de ar comprimido e de saída de água foram conectadas no edômetro fechado, aplicando-se uma pressão de ar de 200 kPa. A água deaerada percolou pela placa porosa de alta pressão de entrada de ar em direção à bureta graduada (Figura 49). Estes procedimentos foram repetidos por duas ou três vezes até o equilíbrio da vazão.

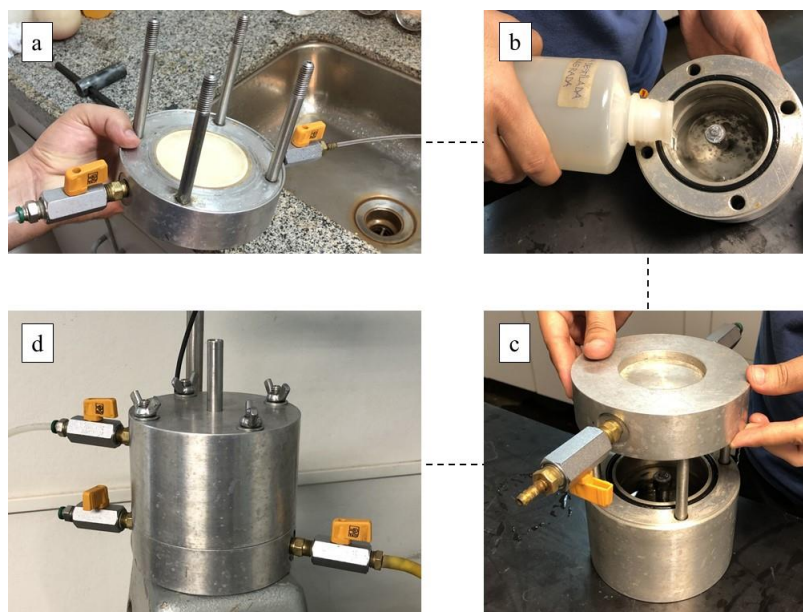


Figura 49. Processo de saturação da placa porosa de alto valor de entrada de ar do edômetro: (a) fluxo de água pelos capilares da base do edômetro; (b) colocação de água deaerada no interior da câmara edométrica; (c) fechamento do edômetro; (d) aplicação de ar comprimido para percolação de água pela placa porosa.

Antes da moldagem dos corpos de prova, foram medidos o diâmetro, a altura e a massa dos anéis metálicos com o auxílio de um paquímetro digital e uma balança digital com precisão de 0,01g. Em seguida, moldaram-se os corpos de prova com a cravação estática de anéis metálicos de aproximadamente 70mm de diâmetro e 25mm de altura em blocos indeformados. Neste momento, calculou-se o teor de umidade do corpo de prova usando três cápsulas metálicas de tara conhecida, uma balança digital e uma estufa elétrica. Após a moldagem, aferiu-se a massa do corpo de prova para a determinação da massa específica do solo. Com os dados obtidos e a massa específica dos sólidos já conhecida, foram calculados o índice de vazios, a massa específica seca e o grau de saturação.

Os corpos de prova foram colocados sobre papeis filtros e placas porosas comuns parcialmente submersas em uma bandeja com água destilada e deaerada, saturando-os por capilaridade durante um período de 24 horas. E, após, foram posicionados sobre as pedras porosas de alta pressão de entrada de ar, também saturadas, dos edômetros. Além disso, colocou-se uma pedra porosa comum sobre o corpo de prova e, depois, um cabeçote de distribuição de carga (*top cap*) para distribuir uniformemente as tensões provenientes do pistão do edômetro (Figura 50). A estanqueidade dos edômetros foi garantida com a lubrificação dos anéis de vedação (*o-rings*) e dos pistões.

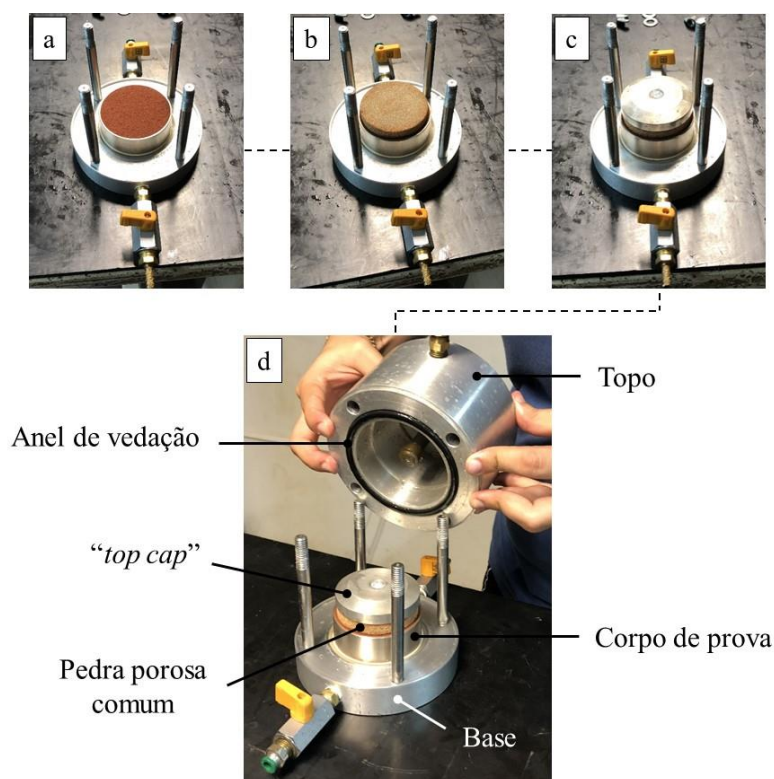


Figura 50. Esquema de montagem dos corpos de prova no edômetro: (a) corpo de prova é posicionado sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar; (b) pedra porosa comum no topo; (c) cabeçote de distribuição de carga (*top cap*); (d) fechamento do edômetro.

Os edômetros foram posicionados sobre as prensas e os braços de alavanca foram alinhados horizontalmente com o auxílio de um instrumento conhecido como nível. Após o equilíbrio do sistema, os pistões dos edômetros foram colocados em contato com as prensas e as mangueiras de entrada de ar comprimido e saída de água para as buretas graduadas foram conectadas nos orifícios correspondentes, mantendo-se os registros fechados. Após, posicionaram-se os medidores de deslocamento digitais sobre os pistões dos edômetros encerrando a etapa de montagem do ensaio.

Antes de prosseguir com a imposição da sucção, ressalta-se a necessidade da correção do empuxo gerado no pistão do edômetro ao aplicar uma determinada pressão de ar e a saturação da mangueira que interliga o edômetro à bureta graduada. Os procedimentos referentes à calibração dos edômetros foram realizados antes da montagem do ensaio. Com uma planilha eletrônica e as equações de calibração já conhecidas, calcularam-se as cargas a serem aplicadas previamente aos pistões.

Prosseguindo-se com o ensaio, aplicou-se uma pressão de ar no interior do edômetro correspondente à sucção desejada. A pressão de ar foi controlada por meio de um painel de pressão com manômetro digital e a expulsão de água do corpo de prova foi monitorada a

partir de uma bureta graduada ligada à base do edômetro e posicionada ao lado da prensa. O topo da bureta foi coberto com filme plástico com um pequeno furo para evitar a evaporação da água, mantendo-a aberta à atmosfera. Um cronômetro foi utilizado durante as leituras da variação do volume de água na bureta graduada, obtendo-se um gráfico do volume de água eliminado pelo corpo de prova em função do tempo. Foi necessário verificar periodicamente a eventual ocorrência de ar aprisionado na mangueira de saída de água para evitar a obstrução do fluxo e garantir a imposição da sucção desejada. O equilíbrio da sucção do solo se deu quando o volume de água na bureta graduada permaneceu constante. O tempo de equilíbrio do teor de umidade ou da sucção do solo variou de 15 a 45 dias, dependendo da pressão de ar aplicada e do valor de entrada de ar da placa porosa.

Além dos edômetros, utilizou-se também a câmara de Richards (ou câmara de pressão) para a imposição da sucção em razão do número de ensaios e do tempo necessário para atingir o equilíbrio (Figura 51). Com o auxílio deste equipamento, foi possível equilibrar a sucção em até cinco corpos de prova simultaneamente. A saturação da pedra porosa contida no interior da câmara foi realizada por submersão e injeção de água destilada e deaerada através de um orifício na própria placa. Uma vez atingido o equilíbrio na câmara de Richards, os corpos de prova foram rapidamente colocados nos edômetros e, na sequência, aplicou-se uma pressão de ar correspondente a sucção desejada. Para garantir que a sucção fosse imposta, os carregamentos só foram iniciados após pelo menos 8 horas realizando-se o monitoramento da variação de água na bureta graduada.

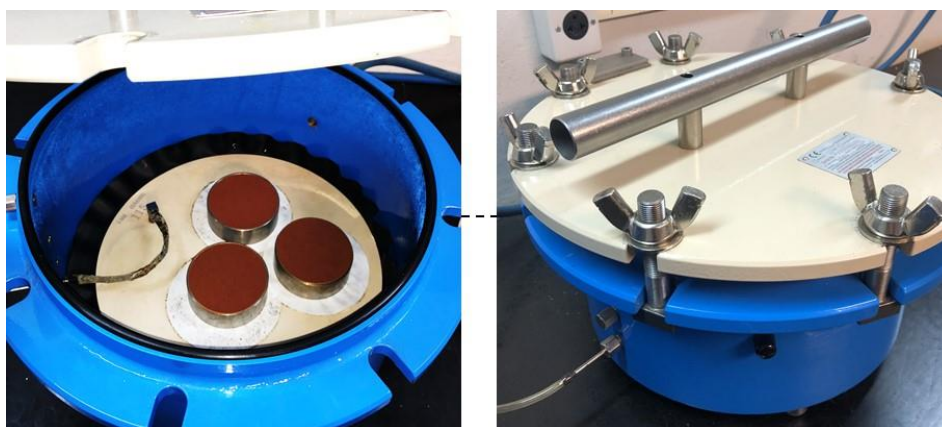


Figura 51. Utilização da Câmara de Richards para imposição da sucção nos corpos de prova.

Após o equilíbrio da sucção, iniciou-se a etapa de aplicação de cargas axiais aos corpos de prova. Assim como nos ensaios edométricos convencionais, os carregamentos ocorreram com a colocação de anilhas de ferro de massa conhecida no braço de alavanca do sistema. A

tensão correspondente ao carregamento aplicado foi transferida da prensa edométrica para o interior do edômetro através do pistão e, em seguida, distribuída no corpo de prova por meio de um cabeçote de distribuição de carga (*top cap*). As tensões verticais líquidas ( $\sigma - u_a$ ) aplicadas foram de 4, 7, 12, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa e o tempo entre um carregamento e outro foi de 24 horas para que ocorresse a estabilização das deformações axiais do carregamento anterior. Após a estabilização das deformações do último carregamento, realizou-se o descarregamento. Ressalta-se que as tensões verticais líquidas de 4 e 7 kPa correspondem as tensões de ajuste da curva.

Medidores de deslocamento digitais forneceram as medidas dos deslocamentos verticais, que foram coletadas e armazenadas em um computador por meio de um sistema de aquisição de dados. Ao término do ensaio, realizou-se a despressurização e a desmontagem do edômetro. A massa do corpo de prova e o teor de umidade do solo foram determinadas para cálculo dos índices físicos pós-ensaio.

### 4.3.3 Parâmetros de compressibilidade do solo

As curvas de compressão confinada foram representadas em termos de índices de vazios normalizados ( $e$ ) em função do logaritmo da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ). A tensão de escoamento do solo ( $\sigma'_{ad}$ ) foi determinada pelo método de Pacheco Silva a partir das curvas de compressão confinada não normalizadas. Outros quatro parâmetros de compressibilidade foram calculados, são eles:

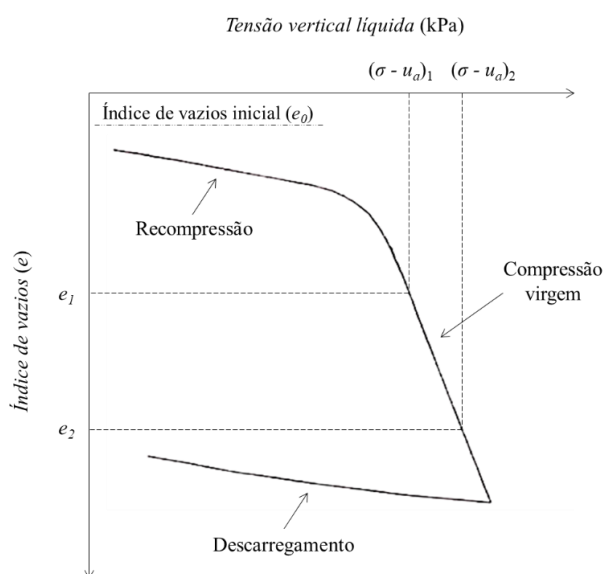


Figura 52. Determinação do índice de compressão ( $C_c$ ) do solo (adaptado de BELINCANTA, 1992).

a) Índices de recompressão ( $C_r$ ) e compressão ( $C_c$ ) do solo (PINTO, 2006), conforme a Equação (14):

$$C_r = C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma - u_a)_2 - \log(\sigma - u_a)_1} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma - u_a)} \quad (14)$$

Em que,  $e_1$  e  $e_2$  são os índices de vazios correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem ( $C_c$ ) ou do trecho de recompressão ( $C_r$ ); e  $(\sigma - u_a)_1$  e  $(\sigma - u_a)_2$  são as tensões verticais líquidas associadas aos índices de vazios  $e_1$  e  $e_2$ , respectivamente.

b) Módulo edométrico ou módulo de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) (PINTO, 2006), conforme a Equação (15):

$$M_d = \frac{(1 + e_0) * \Delta(\sigma - u_a)}{\Delta e} \quad (15)$$

Em que,  $e_0$  é o índice de vazios inicial do solo,  $\Delta(\sigma - u_a)$  é o incremento de tensão vertical líquida e  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios correspondente ao incremento de tensão.

c) Razão de pré-adensamento do solo ( $OCR$ ) (PINTO, 2006), conforme a Equação (16):

$$OCR = \frac{\sigma'_{ad}}{\sigma'_v} \quad (16)$$

Em que,  $\sigma'_{ad}$  é a tensão de escoamento do solo e  $\sigma'_v$  é a tensão vertical geostática do solo.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

A Tabela 5 apresenta os valores médios da massa específica do solo ( $\rho$ ), do teor de umidade ( $w$ ), das massas específicas seca ( $\rho_d$ ) e dos sólidos ( $\rho_s$ ), do índice de vazios ( $e$ ), da porosidade ( $n$ ), do grau de saturação ( $S_r$ ) e a distribuição granulométrica (com defloculante) do perfil de solo estudado. Os índices físicos até 5m de profundidade foram determinados por Saab (2016) para a completa caracterização do perfil de solo estudado.

Tabela 5. Índices físicos, limite de liquidez e distribuição granulométrica dos solos ao longo do perfil do campo experimental da Unesp de Bauru.

Prof. (m)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$	$n$ (%)	$S_r$ (%)	$LL$ (%)	Granulometria (%)		
									Areia	Silte	Argila
1	1,580	8,0	1,464	2,696	0,842	45,7	25,6	18,0	83,5	3,1	13,4
2	1,564	9,5	1,427	2,690	0,890	47,1	28,7	20,0	83,2	3,9	12,9
3	1,662	8,8	1,528	2,683	0,758	43,1	31,1	19,0	82,8	5,1	12,1
4	1,617	9,0	1,484	2,690	0,812	44,8	29,8	22,0	81,9	3,5	14,6
5	1,712	10,1	1,555	2,690	0,731	42,2	37,2	21,0	80,3	5,5	14,2
6	1,770	10,5	1,602	2,662	0,662	39,8	42,2	23,0	80,5	5,4	14,1
7	1,768	10,1	1,631	2,634	0,652	39,5	43,7	21,0	80,8	5,3	13,9
8	1,811	9,7	1,651	2,606	0,579	36,7	43,6	22,0	82,0	3,7	14,3
9	1,779	10,0	1,686	2,624	0,615	38,1	40,5	23,0	83,1	3,8	13,1
10	1,856	9,9	1,690	2,641	0,563	36,0	46,2	22,0	79,9	3,4	16,7
11	1,829	10,3	1,692	2,645	0,587	37,0	44,5	22,0	79,2	6,1	14,7
12	1,856	10,4	1,681	2,648	0,575	36,5	47,7	23,0	78,8	5,7	15,5
13	1,876	11,1	1,688	2,616	0,538	35,0	50,2	24,0	78,4	5,2	16,4
14	1,861	11,2	1,674	2,584	0,544	35,2	53,2	24,0	80,0	4,6	15,4
15	1,926	11,3	1,731	2,599	0,502	33,4	58,5	24,0	76,4	7,4	16,2
16	1,874	12,3	1,683	2,614	0,553	35,6	53,6	24,0	77,5	8,1	14,4

A massa específica do solo ( $\rho$ ) e o teor de umidade ( $w$ ) das amostras indeformadas coletadas no poço exploratório da área de estudo foram determinadas durante a preparação dos corpos de prova para os ensaios edométricos. As amostras deformadas possibilitaram a determinação da massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ), e os demais índices físicos foram calculados por meio de correlações.

A Figura 53 apresenta a distribuição granulométrica, os índices físicos do solo e os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno ao longo da profundidade.

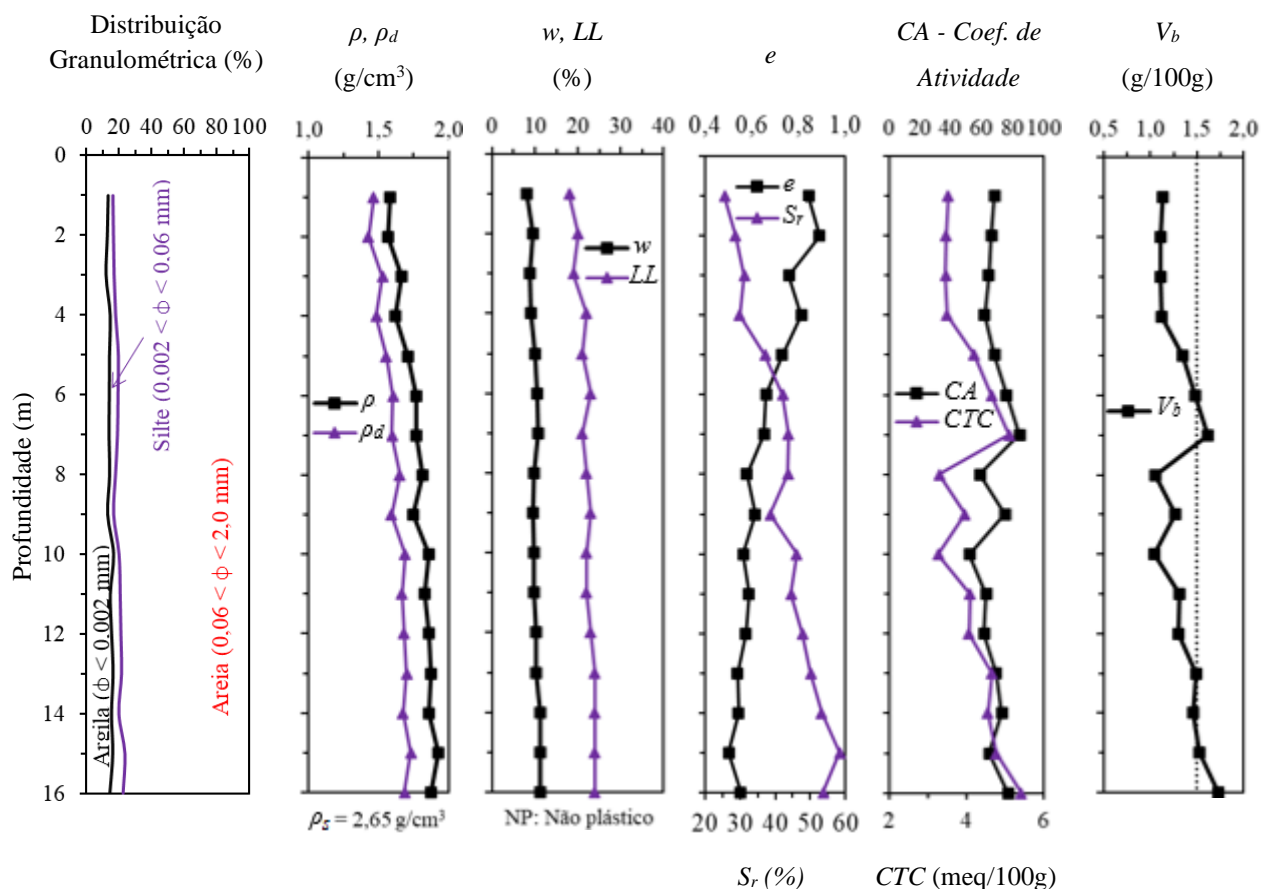


Figura 53. Perfis com os dados de caracterização, índices físicos do solo e adsorção de azul de metileno do campo experimental da Unesp de Bauru.

Observa-se que até cerca de 5m de profundidade, praticamente região que compreende a zona ativa do perfil (GIACHETI *et al.*, 2019), os índices de vazios são maiores do que 0,7, e decrescem com o aumento da profundidade. Nesta mesma região, os valores de grau de saturação são inferiores a 40%, e aumentam com a profundidade, chegando até cerca de 60%. De modo geral, o solo apresenta elevados índices de vazios e baixo grau de saturação, típicos de solos tropicais evoluídos. A massa específica dos sólidos é praticamente constante ao longo da profundidade, da ordem de  $2,65\text{ g/cm}^3$ , pela presença de quartzo na fração arenosa. A massa específica seca apresenta um leve aumento com a profundidade.

Os valores de teor de umidade determinados ao longo do perfil variaram entre 8 e 12%. O teor de umidade e o grau de saturação sofreram variações sazonais significativas na região próxima à superfície do terreno (zona ativa) devido à interação solo-atmosfera, conforme discutido por Giacheti *et al.* (2019).

O limite de liquidez apresenta pequenas variações ao longo da profundidade, mantendo-se em torno de 20%. O limite de plasticidade não pode ser determinado, pois a porção fina deste solo é predominantemente não plástica (óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e caulinita).

As curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante para as profundidades estudadas (Figura 30) possibilitaram a determinação das agregações no solo por meio da abordagem de Otálvaro *et al.* (2015) e Ng *et al.* (2019). Os valores de agregação relativa (AR) ao longo do perfil de solo estudado são apresentados na Figura 54.

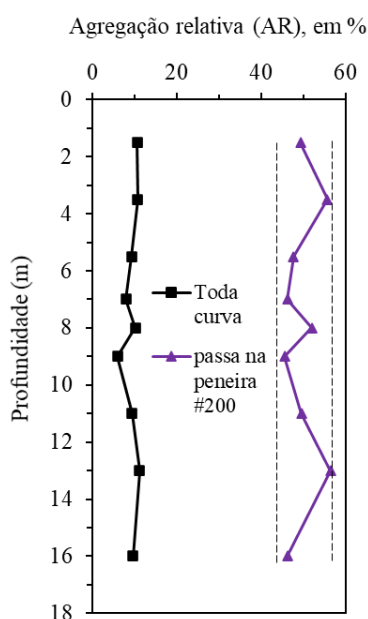


Figura 54. Agregação relativa (AR) do solo ao longo do perfil estudado.

Tem-se baixos valores de agregação relativa (AR) quando a análise é feita considerando a área abaixo de toda curva granulométrica (em média, 10%) e aumenta quando a agregação é calculada para fração fina do solo (em média, 50%). Isso significa que as agregações ocorrem na fração fina (silte e argila), conforme já discutido por Rocha (2018). Assim, as partículas com tamanho de argila se unem formando partículas com tamanho silte. Essa informação vem ao encontro dos resultados dos ensaios de difração de raios-x que apontam a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio ao longo de todo perfil.

A fração fina presente no perfil de solo estudado foi caracterizada por meio da técnica de adsorção de azul de metileno. Na Tabela 6 são apresentados os resultados obtidos desses ensaios. O argilomineral presente na fração argila do solo possui valores de *CTC* relativamente baixos, indicando a predominância de caulinita, e é classificado como de

atividade normal e ativa com  $Acb$  variando entre 8 e 12 g/100g de argila. As amostras coletadas até 13m apresentaram valores de  $V_b$  inferiores a 1,5 g/100g de solo, indicando solo de comportamento laterítico, com exceção a 7m de profundidade. Já, as amostras coletadas a 16m de profundidade apresentaram  $V_b$  igual a 1,73 g/100g de solo e, portanto, são de comportamento não laterítico. Giacheti *et al.* (1998) utilizaram a metodologia *MCT* (NOGAMI; VILLIBOR, 1981) para a classificação do perfil de solo do campo experimental, indicando que o solo desse perfil possui comportamento laterítico até cerca de 13m de profundidade.

Tabela 6. Resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru.

Parâmetros	Profundidade (m)							
	1	3	5	7	9	11	13	16
<i>CTC</i> (meq/100g)	3,53	3,47	4,21	5,06	3,96	4,09	4,67	5,41
$V_b$ (g/100g)	1,13	1,11	1,35	1,62	1,27	1,31	1,49	1,73
<i>Acb</i> (g/100g)	8,42	9,16	9,47	11,64	9,67	8,89	9,10	12,02
<i>SE</i> (m <sup>2</sup> /ml)	29,26	36,58	43,89	58,53	43,89	43,89	51,21	58,54
Argilomineral mais provável Atividade	95% caulinita e 5% ilita Normais e ativas							

Os ensaios de adsorção de azul de metileno e a *MCT* podem indicar comportamentos distintos para os solos que ocorrem no perfil estudado devido a sua granulometria de areia, curva contínua e pequena quantidade de finos (FABBRI, 1994).

Fabbri (1994) relata a simplicidade da técnica de adsorção de azul de metileno e a importância do ensaio de sedimentação para a obtenção de informações adicionais referentes à mineralogia da fração argila visando uma melhor identificação do comportamento laterítico dos solos tropicais. O autor propõe o coeficiente de atividade (*CA*) para avaliar o grau de atividade dos argilominerais presentes no solo (Figura 53), por meio da relação entre o valor de azul ( $V_a$ ) e a porcentagem da fração fina ( $\% < 0,005\text{mm}$ ). Esse coeficiente é dado pela Equação (17):

$$CA = \frac{100 \cdot V_a}{\% < 0,005\text{mm}} \quad (17)$$

Em que,  $V_a$  corresponde ao valor de azul, ou seja, a quantidade de azul de metileno consumida em gramas, por 1 grama da amostra de solo.

Segundo Fabbri (1994), para  $CA > 80$  considera-se a presença de argilominerais muito ativos (montmorilonitas, vermiculitas, etc.), enquanto para  $11 < CA < 80$  argilominerais ativos (grupo das caulinitas e/ou ilitas ou combinações destes) e para  $CA < 11$  tem-se argilominerais pouco ativos (materiais inertes e argilominerais laterizados ou combinações destes).

Nota-se na Figura 53 que o perfil de solo estudado tem um  $CA$  médio de 67 e, portanto, segundo Fabbri (1994), apresenta argilominerais ativos, como a caulinita e minerais que apresentam baixa expansão. Observou-se ainda uma tendência de aumento do valor de  $CA$  a partir de 13m de profundidade. De acordo com Giacheti *et al.* (1998), amostras mais profundas (18 a 20m) coletadas neste mesmo perfil possuem argilominerais muito ativos.

Na Figura 55 tem-se a posição de cada uma das amostras do perfil de solo estudado no ábaco proposto por Fabbri (1994).

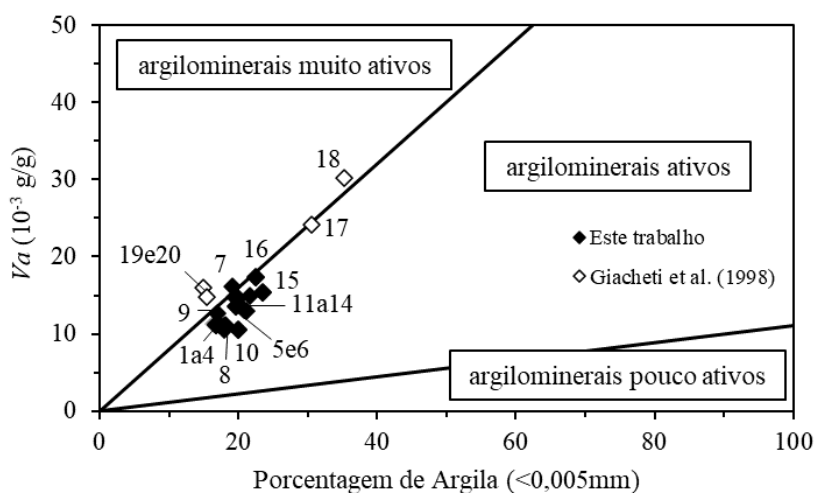


Figura 55. Posição das amostras coletadas até 20m de profundidade no ábaco do coeficiente de atividade ( $CA$ ) proposto por Fabbri (1994).

Segundo a proposta de Fabbri (1994), o perfil de solo estudado possui comportamento laterítico até 16m de profundidade. Assim, pode-se concluir que os dados de caracterização, índices físicos e adsorção de azul de metileno ao longo da profundidade (Figura 53) não possibilitaram identificar eventual mudança de comportamento no perfil de solo estudado.

Para uma melhor caracterização do perfil, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de *MCT* (Miniatura, Compactado e Tropical), difração de raios-x (*DRX*), microscopia eletrônica de varredura (*MEV*) e espectroscopia por energia dispersiva (*EDS*).

Vale ressaltar que a metodologia *MCT* foi utilizada por Giacheti *et al.* (1998) para a classificação deste perfil, indicando comportamento laterítico até cerca de 13m de

profundidade. Por isso, neste trabalho os ensaios de *MCT* foram realizados, de metro a metro, apenas entre 12 e 16m de profundidade, tendo em vista que se houver mudança de comportamento devido a gênese do solo, é possível que ela ocorra nos horizontes mais profundos, como sugerem os resultados de *CTC* e  $V_b$  ao longo do perfil (Figura 53).

Observa-se na Figura 56 que os valores do índice  $e'$  para as profundidades estudadas foram aproximadamente iguais a 1,15, limite que separa os solos de comportamento laterítico e não laterítico. Deste modo, há fortes indícios de que o solo nestas profundidades possa apresentar comportamento não laterítico, como indicado por Giacheti *et al.* (1998).

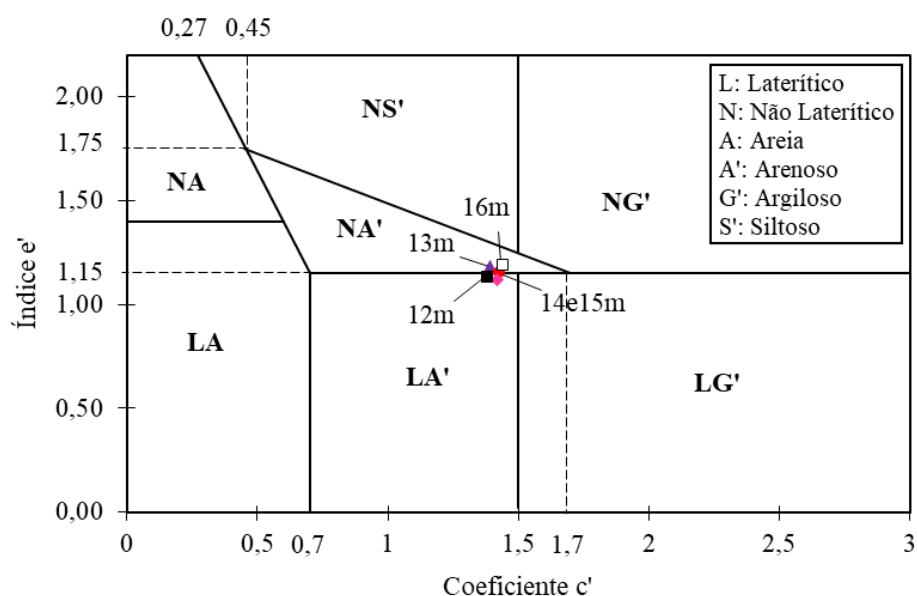


Figura 56. Classificação do solo pela metodologia *MCT* para as amostras coletadas, de metro a metro, entre 12 e 16m de profundidade.

Os solos residuais maduros e os solos transportados estão submetidos ao intemperismo tropical e, portanto, sofrem o processo de evolução pedogenética. O comportamento não convencional destes materiais e a diferenciação vertical do material alterado estão relacionados com a presença de minerais primários, oriundos da rocha de origem, e de minerais secundários, provenientes do intemperismo ou da transformação dos minerais primários (STOOPS; SCHAEFER, 2010; MARIANO, 2016). A composição mineralógica dos solos tropicais controla o tamanho, a forma e as propriedades físicas e químicas de suas partículas, interferindo diretamente em seu comportamento (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015).

Neste trabalho, empregou-se a técnica de difração de raios-x para a determinação das fases cristalinas na fração argila, de metro a metro, entre 9 e 15m de profundidade (Figura 57, Figura 58, Figura 59, Figura 60, Figura 61, Figura 62 e Figura 63).

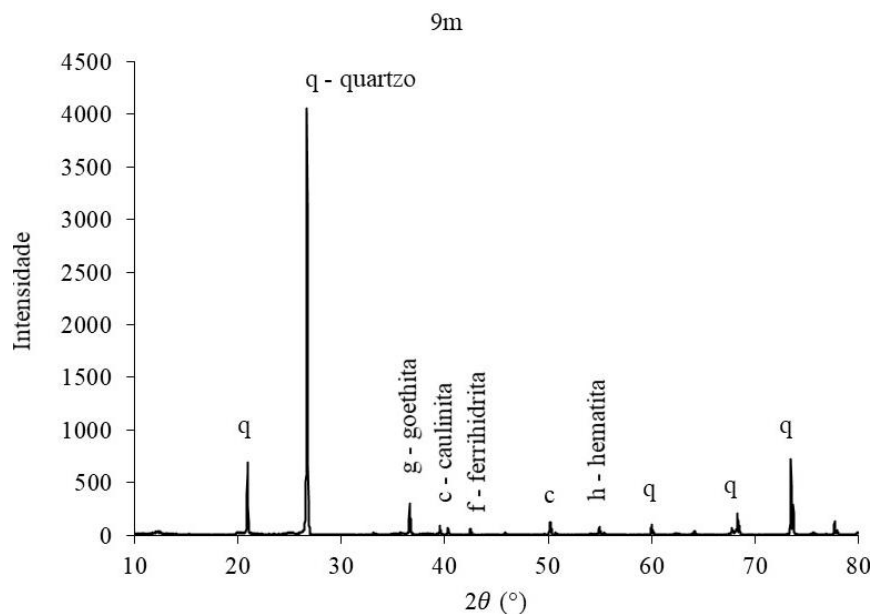


Figura 57. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 9m de profundidade.

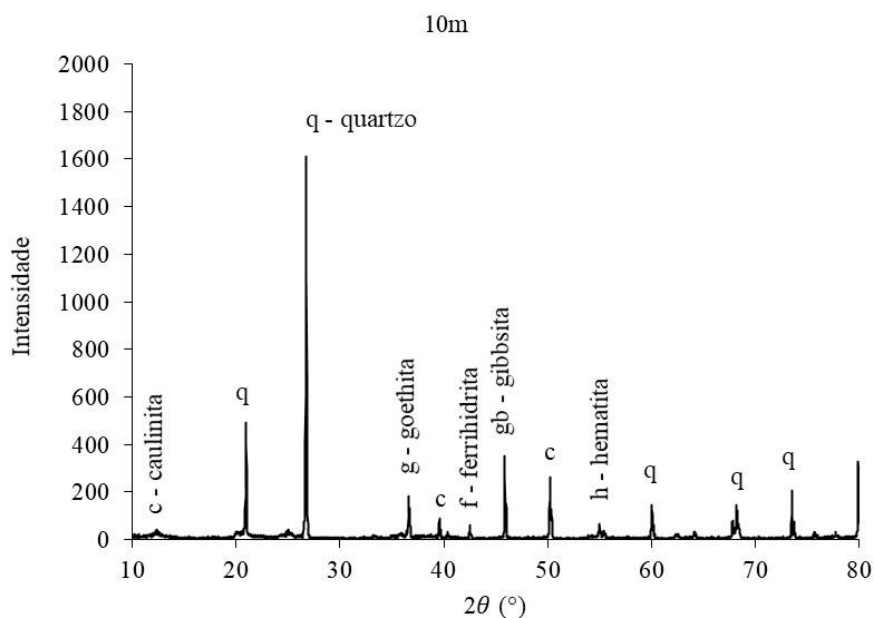


Figura 58. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 10m de profundidade.

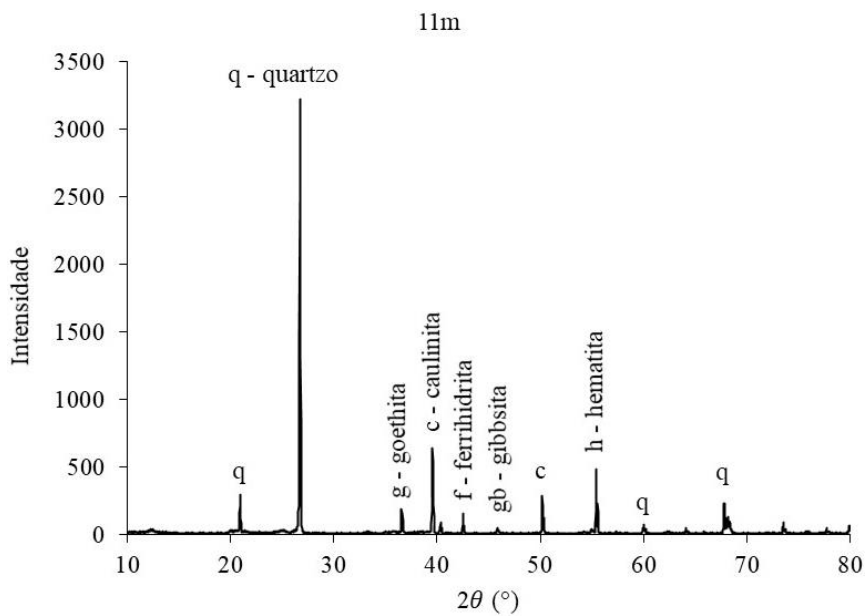


Figura 59. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 11m de profundidade.

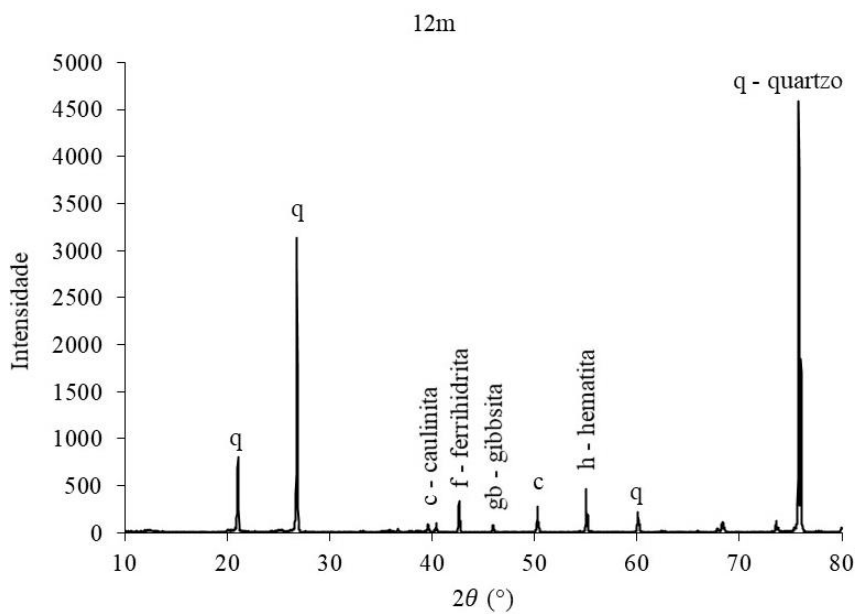


Figura 60. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 12m de profundidade.

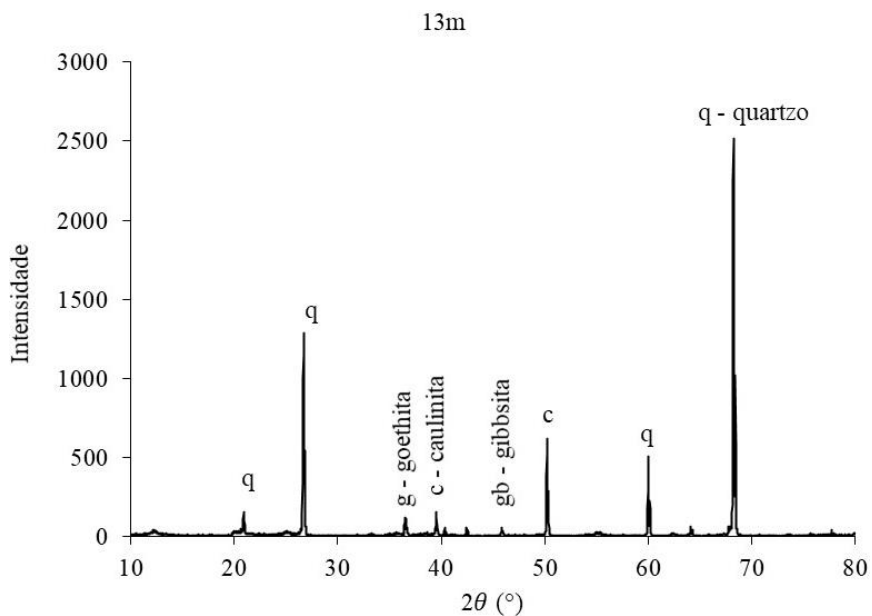


Figura 61. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 13m de profundidade.

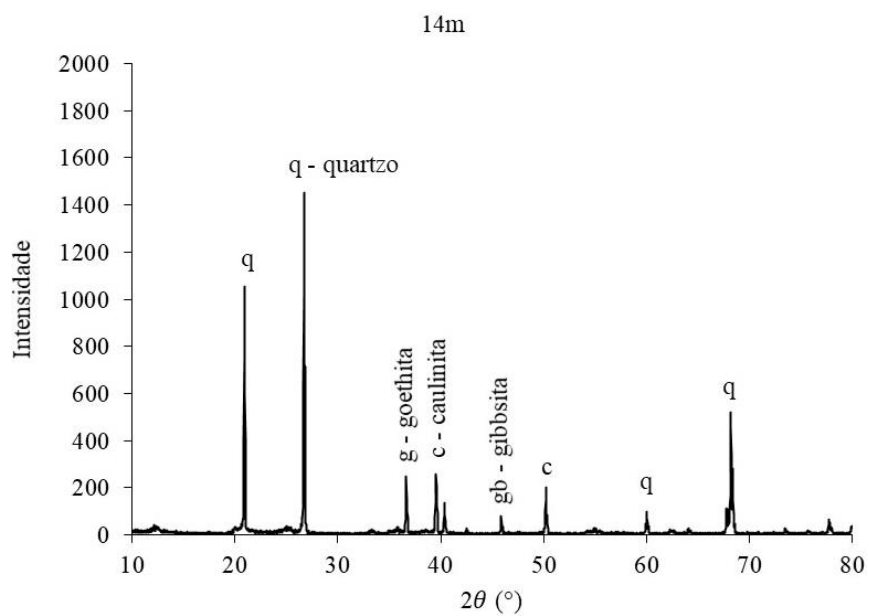


Figura 62. Difratoograma de raios-X para amostra coletada a 14m de profundidade.

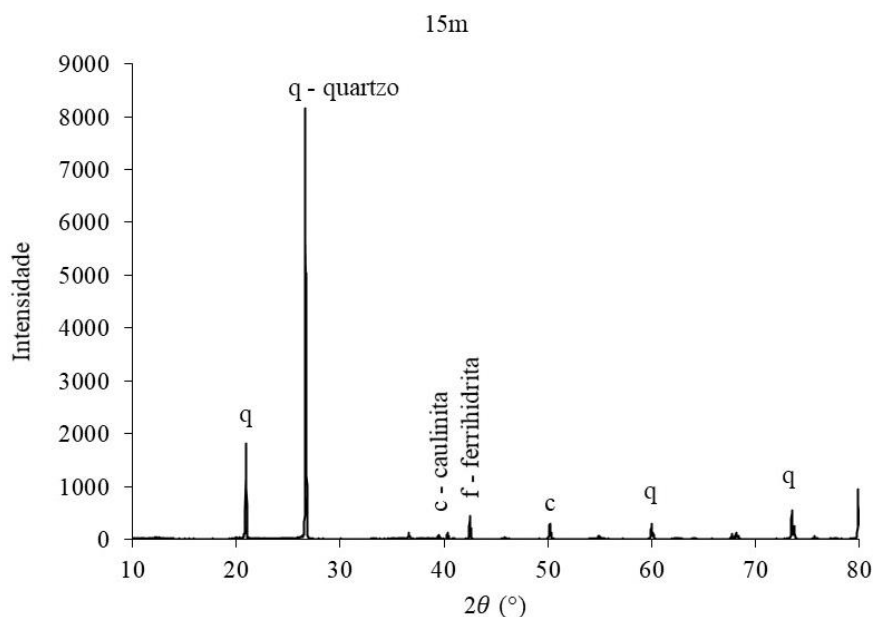


Figura 63. Difratograma de raios-X para amostra coletada a 15m de profundidade.

Os resultados da difração de raios-x indicam que as amostras analisadas são constituídas predominantemente por quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), o que é característico de solos arenosos. A presença de quartzo ao longo do perfil de alteração estudado também foi reportada por Rocha (2018) até 8m de profundidade, demonstrando a estabilidade desse mineral primário diante do processo de intemperismo tropical (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015; SENAHA, 2019; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021). Por outro lado, também foram identificados outros minerais como caulinita, goethita, hematita, ferrihidrita e gibbsita. Agnelli (1997) relatou a predominância de quartzo e de caulinita em amostras coletadas de metro a metro, entre 1 e 5m de profundidade. Vale ressaltar que o quartzo apresentou picos bem definidos e de grande intensidade em todas as profundidades analisadas, prejudicando a identificação dos minerais secundários.

A presença de caulinita, argilomineral do tipo 1:1 (um tetraedro de silício e um octaedro de alumínio), ao longo do perfil estudado, vai ao encontro dos resultados obtidos nos ensaios de adsorção de azul de metileno e com o coeficiente de atividade de Fabbri (1994). A formação deste argilomineral se dá em ambientes bastante diluídos com intensa lixiviação dos silicatos solúveis e demais sais solúveis, típico dos solos tropicais evoluídos (DE CASTRO *et al.*, 2014). Fatores como a alta lixiviação e a drenagem provocaram a degradação de parte da caulinita, transformando-a em gibbsita (SENAHA, 2019; CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021). Os picos de gibbsita (óxido de alumínio) foram observados até 14m de profundidade indicando que o solo encontra-se em

estágio avançado de alteração, conforme observado na Figura 34, Figura 58, Figura 59, Figura 60, Figura 61 e Figura 62.

O processo de intemperismo tropical é responsável pela formação de depósitos de solos superficiais com elevada quantidade de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio decorrente da “lavagem” dos minerais silicosos que se encontram nos horizontes superficiais (FERNANDES, 2012; SENAHA, 2019). Os óxidos e hidróxidos de ferro identificados no perfil estudado foram hematita, goethita e ferrihidrita. A hematita é formada a partir da precipitação de ferro na forma de  $Fe_2O_3$ . Na sequência, a entrada de mais água no sistema por meio das precipitações chuvosas conduz a perda do equilíbrio da hematita, que passa a incorporar uma hidroxila dando origem a goethita (MARIANO, 2016).

A goethita é o óxido de ferro mais estável e um dos minerais da fração argila mais encontrados em solos de clima tropical. A sua formação ocorre em ambientes mais úmidos, de drenagem mais fraca, sendo um forte indicativo de solos com comportamento laterítico. A hematita é encontrada em solos altamente intemperizados (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015), em ambientes menos úmidos e com pouca matéria orgânica (DE CASTRO *et al.*, 2014).

A presença de gibbsita e ausência de goethita, na amostra coletada a 12m de profundidade (Figura 60), pode estar relacionada com a transformação de parte da caulinita devido ao intemperismo de caráter laterítico, que acarreta a eliminação da sílica e desidratação da goethita (NOGAMI; VILLIBOR, 1995; GUTIERREZ, 2005; SENAHA, 2019).

Em geral, o perfil de solo estudado apresenta uma variedade de minerais resultante da evolução pedogenética dele. Até 13m de profundidade, tem-se um material bastante evoluído (possivelmente um colúvio) devido a presença de caulinita e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. O intemperismo é ainda mais intenso nos primeiros cinco metros devido a influência da interação solo-atmosfera (Figura 32 e Figura 33) (MARIANO, 2016; SENAHA, 2019).

A intensidade dos picos característicos dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e de quartzo tendem a diminuir ao longo da profundidade. A hematita não foi identificada nas amostras coletadas a partir de 13m, enquanto a goethita e gibbsita desapareceram a 15m de profundidade.

A Figura 64, Figura 65, Figura 67, Figura 68, Figura 69, Figura 70, Figura 71, Figura 72 e Figura 73 ilustram as análises realizadas por imagem a partir do microscópio eletrônico de varredura (MEV) e os elementos químicos identificados no perfil por meio da

espectroscopia por energia dispersiva (*EDS*). Dependendo da escala, as imagens obtidas no *MEV* permitiram observar os formatos e tamanhos das partículas de areia (x50 de aumento), além da microestrutura dos argilominerais presentes na fração fina do solo (x1000 e x3000 de aumentos). A limitação desta técnica é o tamanho da região a ser varrida. Vale ressaltar que a técnica de *EDS* leva em consideração apenas os elementos presentes, não diferenciando óxidos e hidróxidos (OTÁLVARO *et al.*, 2015).

Nas imagens obtidas no *MEV* para x50 de aumento (Figura 64a e Figura 65a), nota-se apenas partículas de areia, com tamanhos variando de média a fina, ao longo de todo perfil. Com esse aumento, os agregados presentes não podem ser identificados, visto que a composição granulométrica do perfil de solo estudado é predominantemente arenosa (81%) e que as agregações ocorrem na fração fina, como demonstram as diferenças nas curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante (Figura 30). Além disso, parte dos agregados e das ligações cimentantes entre as partículas podem ter sido destruídas durante o preparo das amostras, onde o solo foi destorroado com o uso de um almofariz.

A Figura 66 apresenta os valores dos índices de forma (arredondamento e circularidade), obtidos por meio do *software ImageJ* para as partículas analisadas ao longo do perfil. Neste trabalho, o índice de circularidade foi empregado como índice de esfericidade das partículas no âmbito bidimensional (RIBEIRO; BONETTI, 2013).

Na amostra coletada a 2m de profundidade, os valores dos índices de arredondamento e circularidade tendem a ser mais próximos de 1, indicando que nesta profundidade as partículas de areia são esféricas e arredondadas. Nota-se que, na amostra coletada a 7m, os valores de índice de arredondamento encontram-se na mesma faixa de valores da amostra coletada a 2m, porém o índice de circularidade de parte das partículas diminuiu, sugerindo que nesta profundidade as partículas tendem a ser menos esféricas, porém arredondadas. Comportamento diferente foi observado a partir da amostra coletada a 9m de profundidade, onde os valores dos índices de arredondamento e circularidade de parte das partículas analisadas tendem a diminuir, deslocando-se para o lado esquerdo dos gráficos. Portanto, nestas profundidades, há maior variação no formato das partículas, que são menos esféricas e mais angulares.

A presença de partículas de areia arredondadas ao longo do perfil de solo estudado sugere que o transporte desse material (onde a origem é de colúvio) ocorreu percorrendo longas distâncias. De acordo com Pinto (2006), Benatti (2010) e Henriques e Valadão (2017), o transporte das partículas de areia provoca o arredondamento de suas arestas, ou seja, quanto maior a distância de transporte estas tendem a ser mais esféricas e arredondadas.

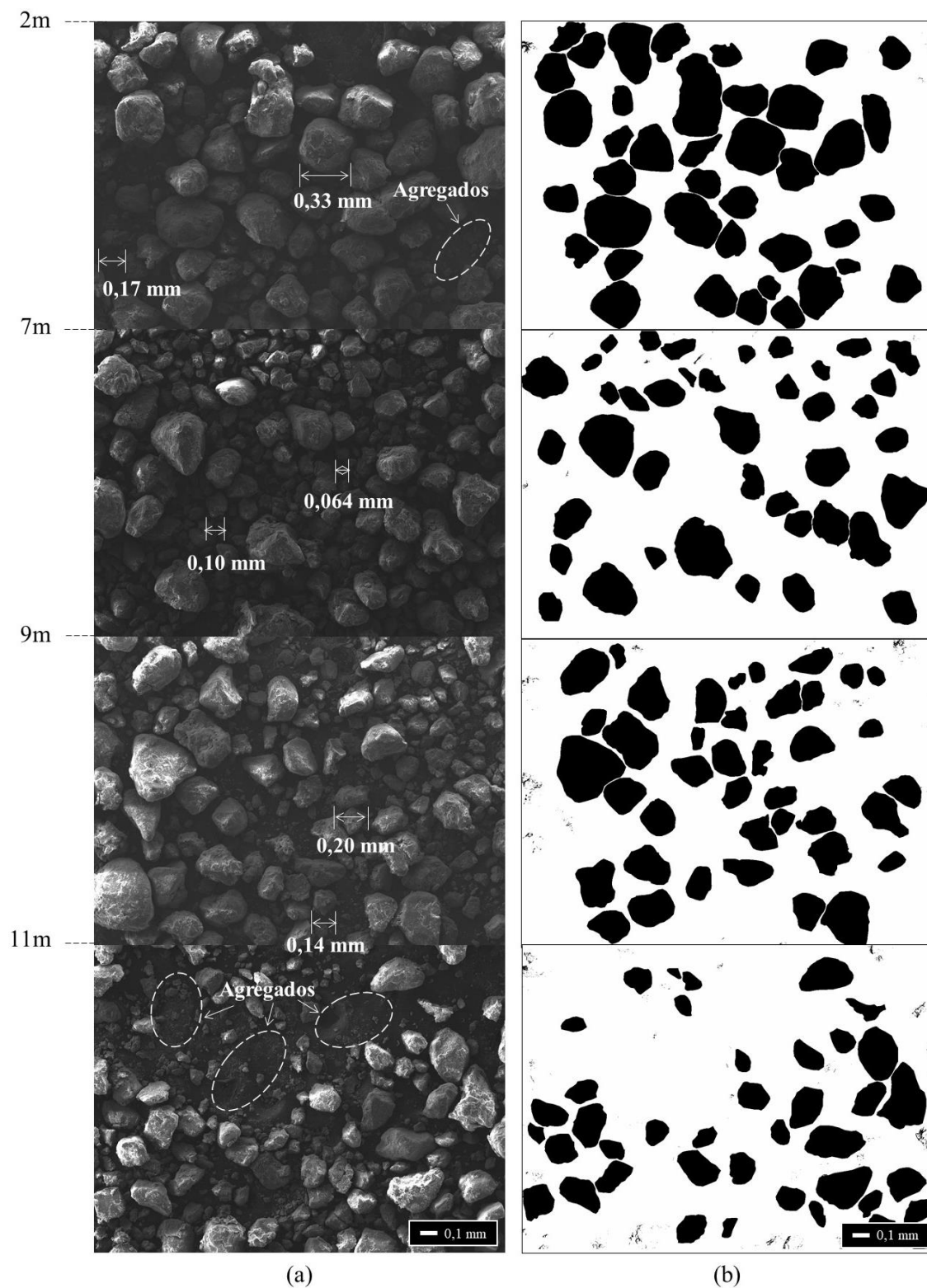


Figura 64. Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas até 11m de profundidade: (a) obtidas no *MEV* para x50 de aumento; e (b) processadas no software *ImageJ*.

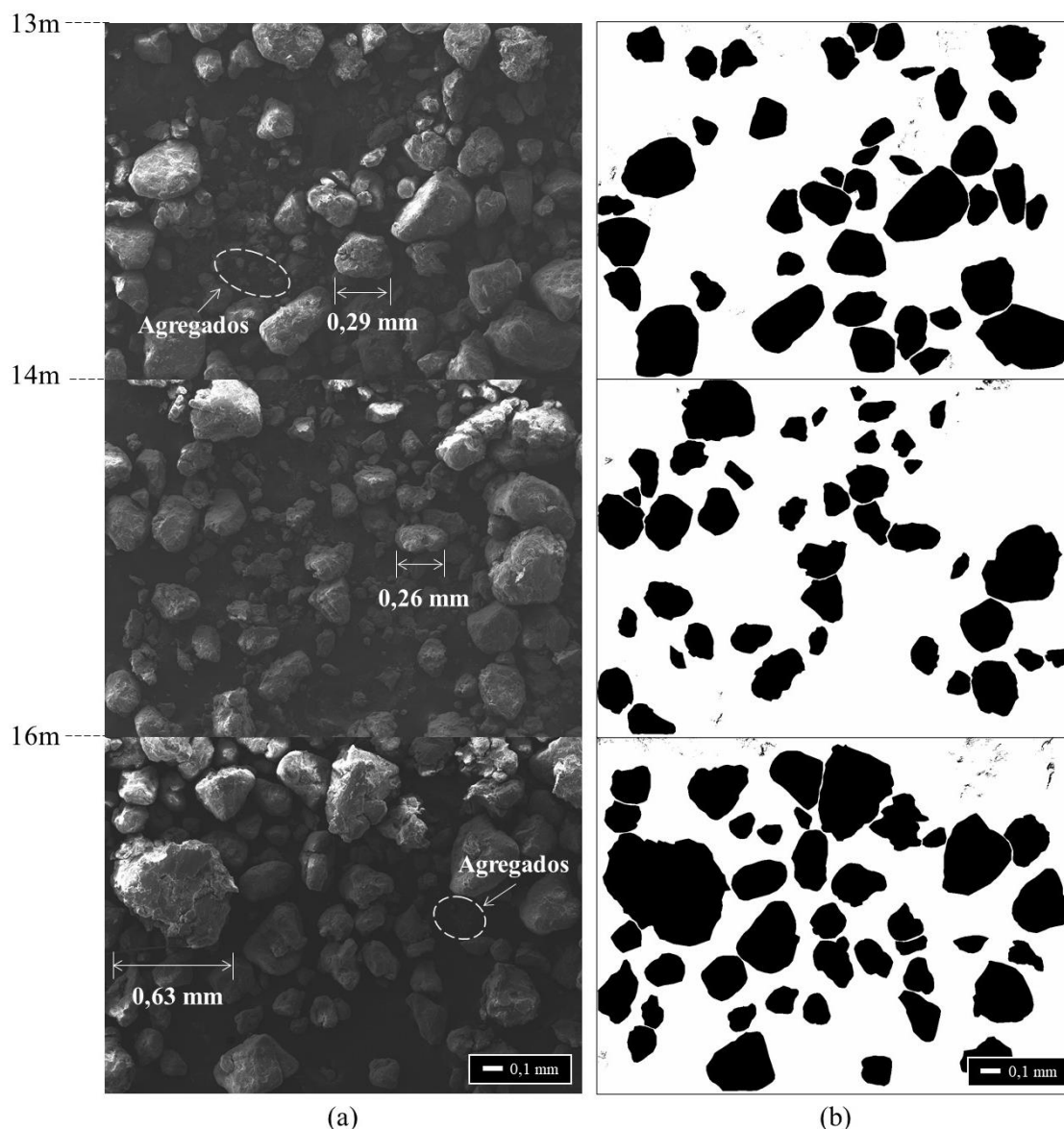


Figura 65. Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas de 13 a 16m de profundidade: (a) obtidas no *MEV* para x50 de aumento; e (b) processadas no software *ImageJ*.

Segundo Benatti (2010), o transporte sofrido pelas partículas e posterior deposição, quando pensado em ordem cronológica, pode explicar eventuais mudanças de suas características com a profundidade.

De acordo com Pinto (2006), o formato das partículas de areia influencia no seu comportamento mecânico, já que determina como elas se encaixam e se entrosam. Ainda, segundo esse autor, as areias constituídas de partículas irregulares apresentam maiores valores de ângulo de atrito decorrentes do maior entrosamento entre as partículas. Além do ângulo de atrito, o índice de vazios e a condutividade hidráulica do solo também podem ser afetados pelo formato das partículas (ROUSE *et al.*, 2008).

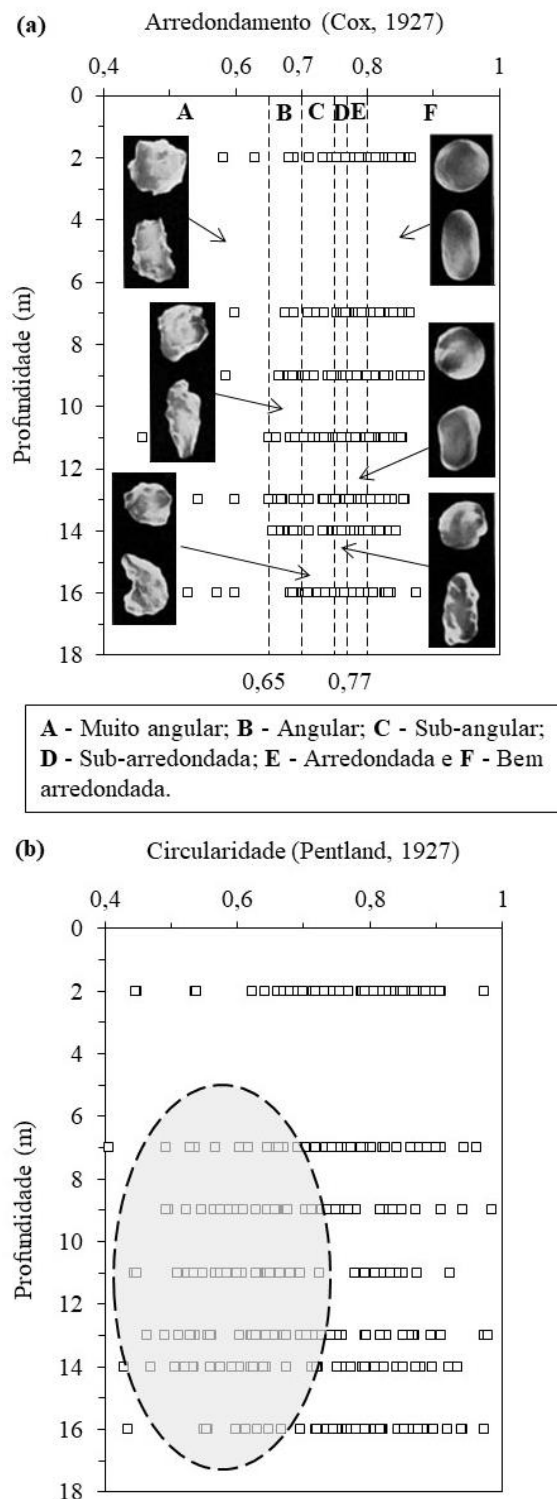


Figura 66. Índices de forma das partículas ao longo do perfil de solo estudado: (a) arredondamento de Cox (1927) e (b) circularidade de Pentland (1927).

As análises microestruturais foram realizadas a partir de três imagens para cada profundidade investigada, sendo a primeira (a) uma visão geral do solo com x1000 de aumento e as outras duas (b) e (c) uma visão mais detalhada da superfície varrida com x3000

de aumento. As imagens obtidas para x3000 de aumento mostraram as agregações de argila ao longo do perfil, bem como uma textura superficial rugosa e a presença de microporos. Os resultados apontam, mesmo que de maneira qualitativa, para a presença de maiores agregações até 13m de profundidade, onde há predominância dos elementos químicos menos móveis como ferro, alumínio e silício, ou seja, sesquióxidos e silicatos. Ng *et al.* (2019) relatam que a microestrutura do solo depende do tipo de argilomineral e da quantidade de sesquióxidos, podendo afetar o seu comportamento.

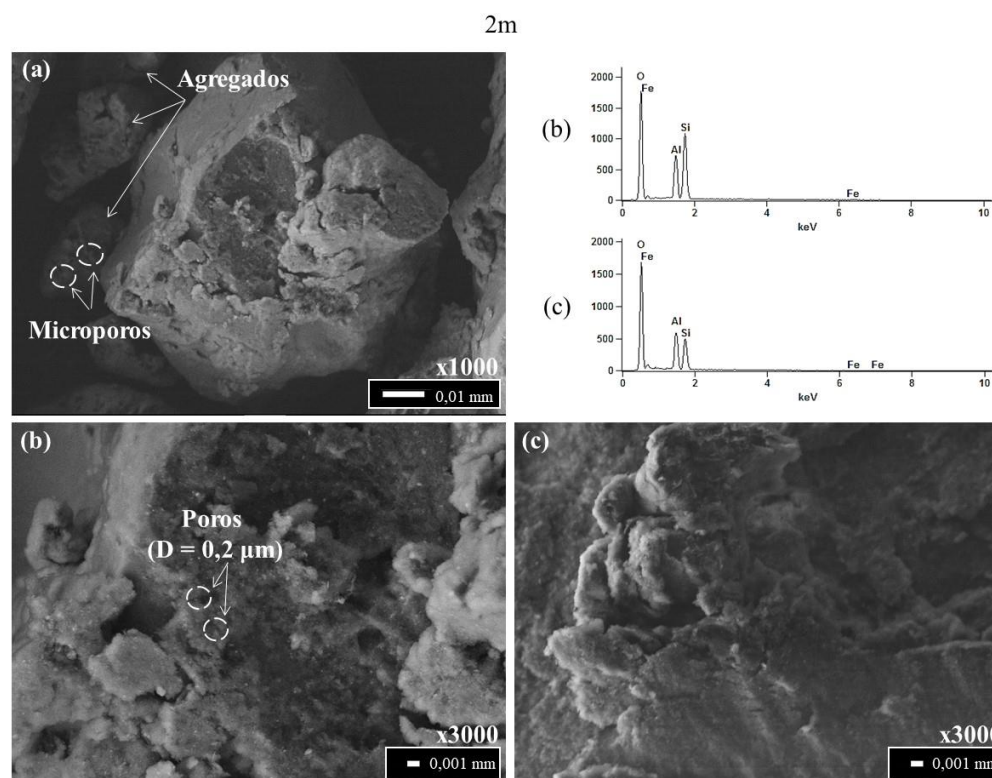


Figura 67. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 2m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

Na amostra coletada a 2m de profundidade, nota-se agregados no tamanho silte (entre 0,01 e 0,03mm) devido à presença de goethita e hematita nessa profundidade (Figura 67a). Segundo Ng *et al.* (2019), esses argilominerais aumentam a formação e estabilidade dos agregados no solo. Além disso, observa-se uma partícula com tamanho de areia fina parcialmente recoberta com óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que podem ser goethita e diásporo como apontam os resultados de *DRX* (Figura 32). O conjunto de informações obtidas por meio das análises executadas sugere que o solo, nesta profundidade, encontra-se em estágio de intemperismo mais avançado que os demais.

Nota-se nas imagens obtidas no *MEV* para amostras coletadas a 7, 9 e 11m de profundidade (Figura 68a, Figura 69a e Figura 70a, respectivamente), agregados com diâmetros menores do que aqueles encontrados a 2m de profundidade, variando entre 0,002 e 0,009mm. Ressalta-se ainda o surgimento de partículas com tamanho de argila (menores do que 0,002mm) que não se encontram agregadas. Este fato pode estar relacionado com a menor influência da cimentação devido à redução dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio com a profundidade, como mostrado pela técnica de *DRX*.

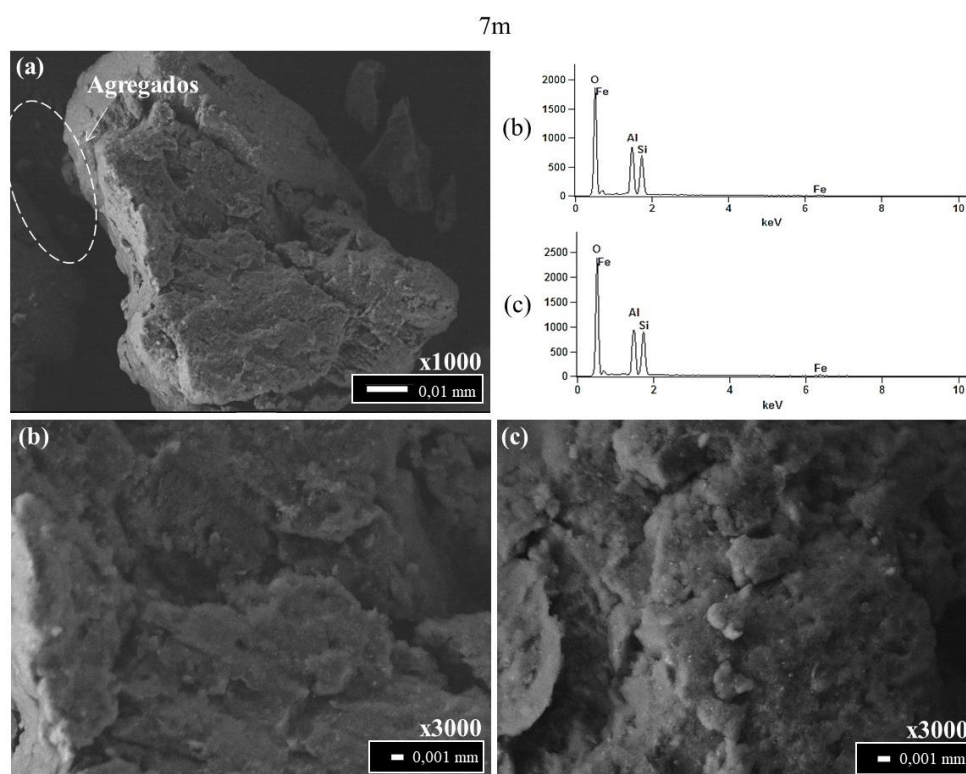


Figura 68. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 7m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

A análise química de *EDS* identificou os elementos silício e alumínio na amostra coletada a 9m de profundidade, que podem estar relacionados com a presença de quartzo, caulinita e óxidos e hidróxidos de alumínio. Porém, os resultados de *DRX*, para esta profundidade, identificaram, além do quartzo e da caulinita, apenas óxidos e hidróxidos de ferro (goethita, ferrihidrita e hematita), o que pode significar que neste caso o elemento alumínio está associado apenas com a presença do argilomineral caulinita.

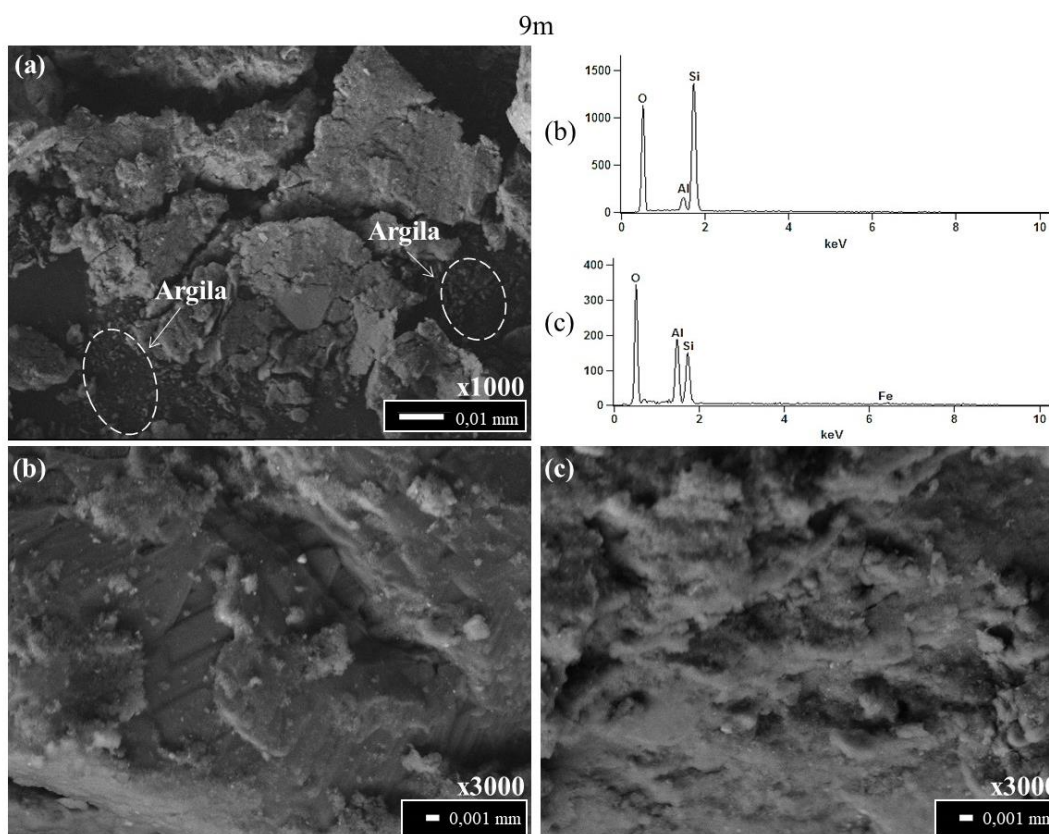


Figura 69. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 9m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

Para a amostra coletada a 11m de profundidade, a análise de *EDS* identificou os elementos químicos ferro, alumínio e silício, confirmando os resultados da técnica de *DRX* para esta profundidade, que apontou a presença de quartzo e caulinita, além de goethita, ferrihidrita e hematita (óxidos e hidróxidos de ferro) e gibbsita (hidróxido de alumínio).

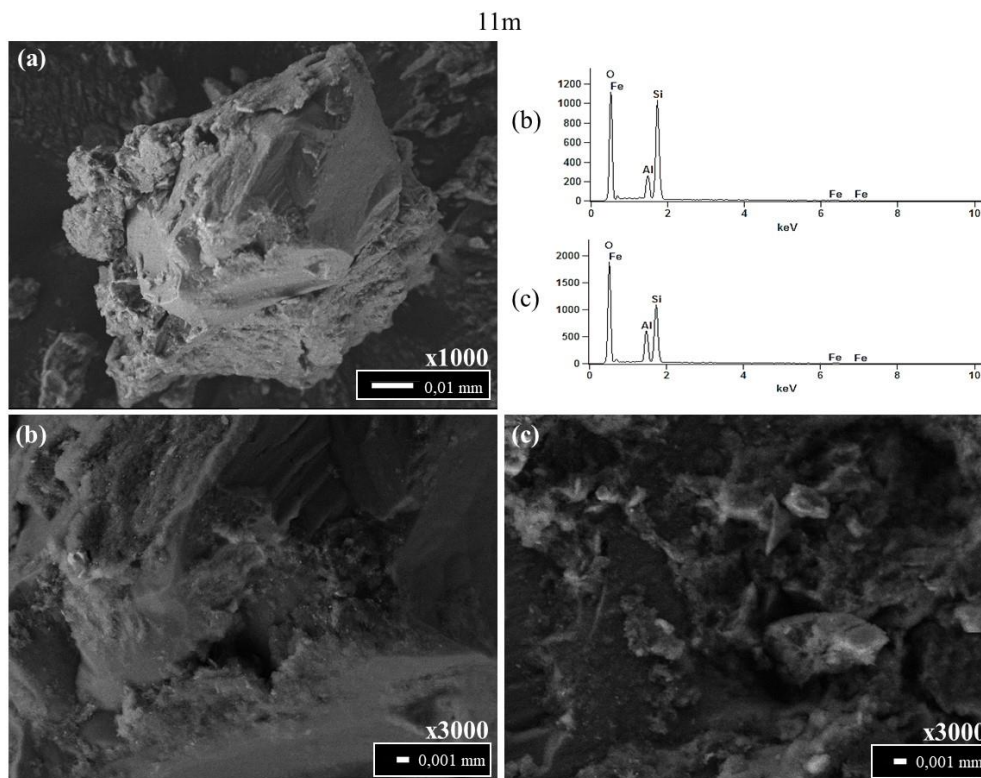


Figura 70. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 11m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

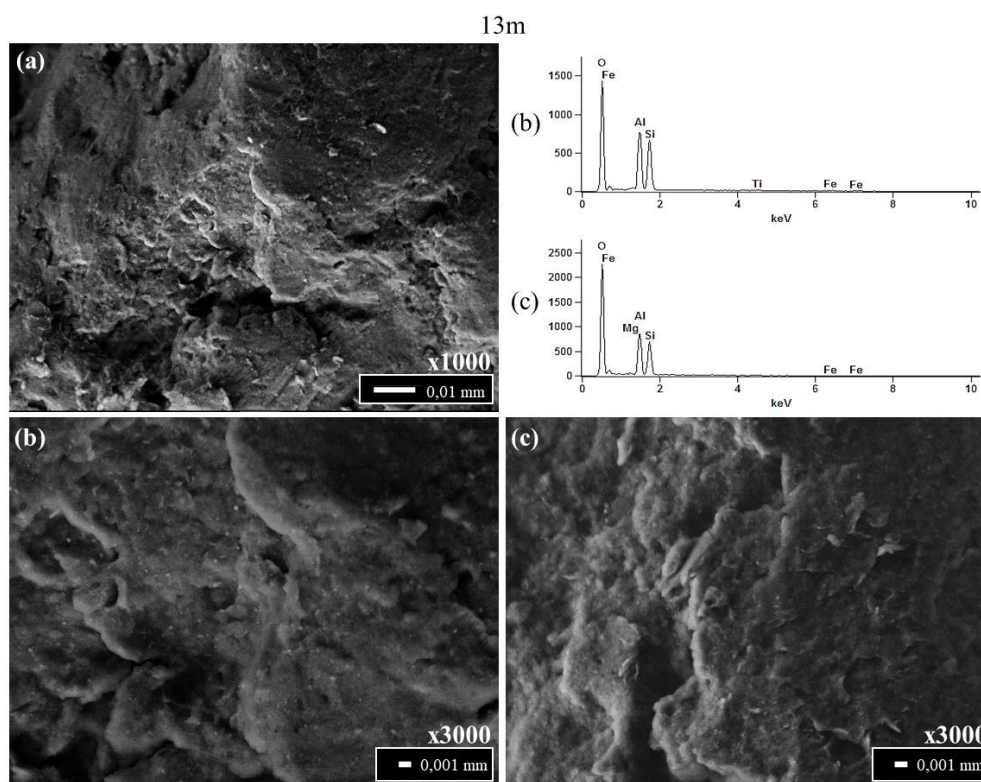


Figura 71. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 13m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

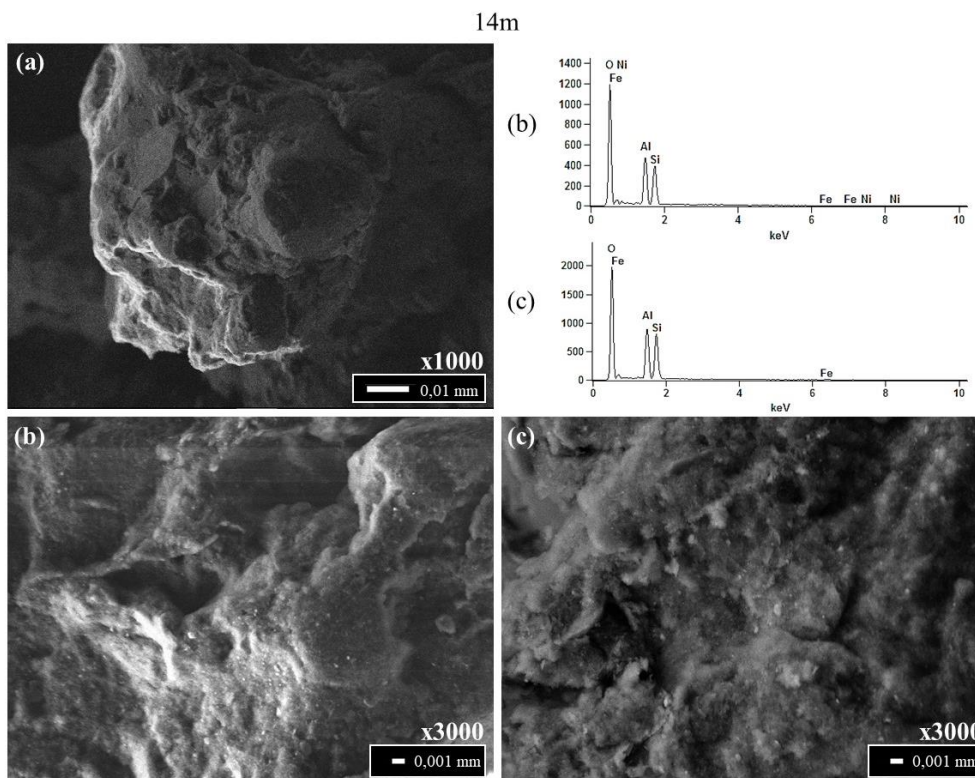


Figura 72. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 14m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

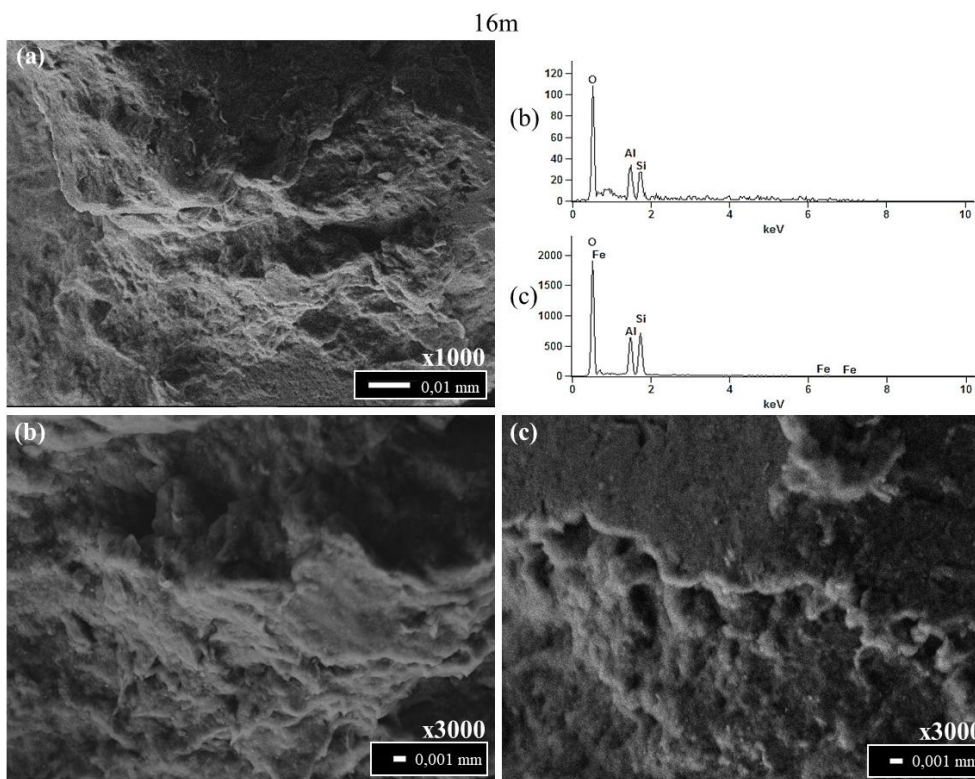


Figura 73. Imagens obtidas no *MEV* para amostra coletada a 16m de profundidade com: (a) x1000 de aumento; (b) e (c) x3000 de aumento.

A presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (como a goethita e gibbsita, respectivamente) ao longo do perfil de solo estudado, como mostram os resultados de *DRX* e *EDS*, dá-se em ambientes com drenagem eficiente do perfil de alteração (GUTIERREZ, 2005; CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015; SENAHA, 2019). Ou seja, os elementos químicos mais móveis (como o potássio e o magnésio) são removidos e depositados nos horizontes mais profundos, enquanto os elementos menos móveis (como o ferro, o alumínio e o silício) se acumulam nos horizontes mais próximos da superfície e constituem-se, na forma de óxidos, cimentos naturais, que interligam as partículas maiores, geralmente de quartzo, da fração arenosa, estruturando o solo (AGNELLI, 1997).

Além da redução do mineral quartzo e dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio com a profundidade, nota-se, na amostra coletada a 13m, a presença do elemento químico magnésio (Figura 71), que junto com o ferro podem ter substituído o alumínio, dando origem a illita (NOGAMI; VILLIBOR, 1995), como sugerem os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno (Tabela 6).

Observou-se também diferentes características das partículas de argila com a profundidade devido a variação nas quantidades de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que ora envolvem parcialmente as partículas de areia, ora formam agregados de diferentes tamanhos (variando entre 0,002 e 0,03mm), isolados ou não, entre as partículas de areia, resultando em arranjos particulares ao longo do perfil de alteração. Porém, devido à pequena quantidade de argila (15%) nesse perfil e sua composição predominantemente caulínica, as partículas apresentaram pouca cimentação conforme reportado por Agnelli (1997).

Apesar da presença de microestrutura ao longo de todo perfil, como indicam as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante (Figura 30), as curvas de retenção de água (Figura 36 e Figura 37) e as imagens obtidas no *MEV*, há indícios de que a sua influência no comportamento mecânico do solo será maior nos horizontes mais superficiais (até 7m), onde as concentrações de sesquióxidos tendem a ser maiores. Porém, a elevada porosidade desse solo está associada, principalmente, com os macroporos decorrentes dos arranjos entre as partículas de areia, fato esse que também influenciará no comportamento compressível desse perfil.

A interpretação conjunta dos resultados de caracterização indica três horizontes com comportamentos distintos ao longo do perfil estudado: até 7m de profundidade, a estrutura do solo apresenta elevada porosidade decorrente da presença de macro e microporos; de 7 a 13m de profundidade, há uma redução da porosidade que pode estar associada com a redução dos microporos devido a menor influência dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e,

principalmente, ao efeito do confinamento, que resulta numa redução significativa dos macroporos; a partir de 13m, há indícios de mudança na estrutura do solo, diferente do restante do perfil, exibindo um arranjo mais fechado decorrente da sobreposição das partículas de areia e dos agregados que apresentam formato de placas, com pouca ou nenhuma cimentação (Figura 71, Figura 72 e Figura 73). Nesse último horizonte, os arranjos são paralelos e a forma dos macroporos tendem a ser do tipo fissural e cavitaria (GUTIERREZ, 2005), podendo ser interpretados como heranças da estrutura original da rocha. Futai (2002) também visualizou o arranjo estrutural das partículas em solos saprolíticos por meio de ensaios de *MEV*. O autor observou placas de caulinita intemperizadas com tamanhos de silte formando pilhas e arranjos intertravados.

Vale ressaltar que os ensaios de *MEV* possibilitaram ter uma ideia da porosidade do solo, porém sua distribuição ou quantificação é difícil de ser obtida pelas imagens. Há outras técnicas mais adequadas para esse tipo de análise, como a porosimetria por intrusão de mercúrio (FUTAI, 2002) e até mesmo a curva de retenção de água no solo.

As imagens obtidas no *MEV*, quando analisadas em conjunto com os resultados de *EDS* e *DRX*, auxiliaram no estudo da gênese dos solos. Essas informações, interpretadas com os resultados dos ensaios de *MCT* e adsorção de azul de metileno, indicam mudança de comportamento no perfil estudado a partir de 13m de profundidade, devido à influência da gênese do solo.

## 5.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS

Os ensaios edométricos foram realizados em trajetórias de carregamento-descarregamento com valores de sucção constantes e iguais a 0 kPa (saturação), 50, 100 e 200 kPa, com o intuito de estudar a compressibilidade e a colapsibilidade do perfil de solo estudado. Realizaram-se quatro ensaios edométricos para cada profundidade, num total de 20 ensaios. As curvas de compressão confinada foram representadas em termos de índices de vazios normalizados ( $e$ ) em função do logaritmo da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ).

Para facilitar a interpretação dos dados, calculou-se a média dos índices de vazios para tensões líquidas de cerca de 10 kPa, desconsiderando as deformações provocadas pelas tensões inferiores a esta por se tratar de tensões de ajuste da curva. As curvas de compressão confinada foram agrupadas de tal forma que fosse possível analisar a variabilidade espaço-temporal no comportamento mecânico do solo.

Vale ressaltar que os solos tropicais são caracterizados por possuírem comportamento não convencional devido a sua macro e microestrutura, anisotropia, gênese, bem como as características herdadas da rocha matriz (VAUGHAN, 1985). De um lado, encontram-se os solos saprolíticos com elevada resistência e, conseqüentemente, baixa compressibilidade, enquanto do outro lado há os solos lateríticos colapsíveis e com estruturas instáveis. (MACHADO, 1995).

Na Figura 74, Figura 75, Figura 76, Figura 77 e Figura 78 têm-se os resultados das curvas de compressão confinada para cada profundidade, possibilitando a avaliação do efeito da sucção. A influência da profundidade foi avaliada agrupando-se as curvas para cada valor de sucção (Figura 79, Figura 80, Figura 81 e Figura 82).

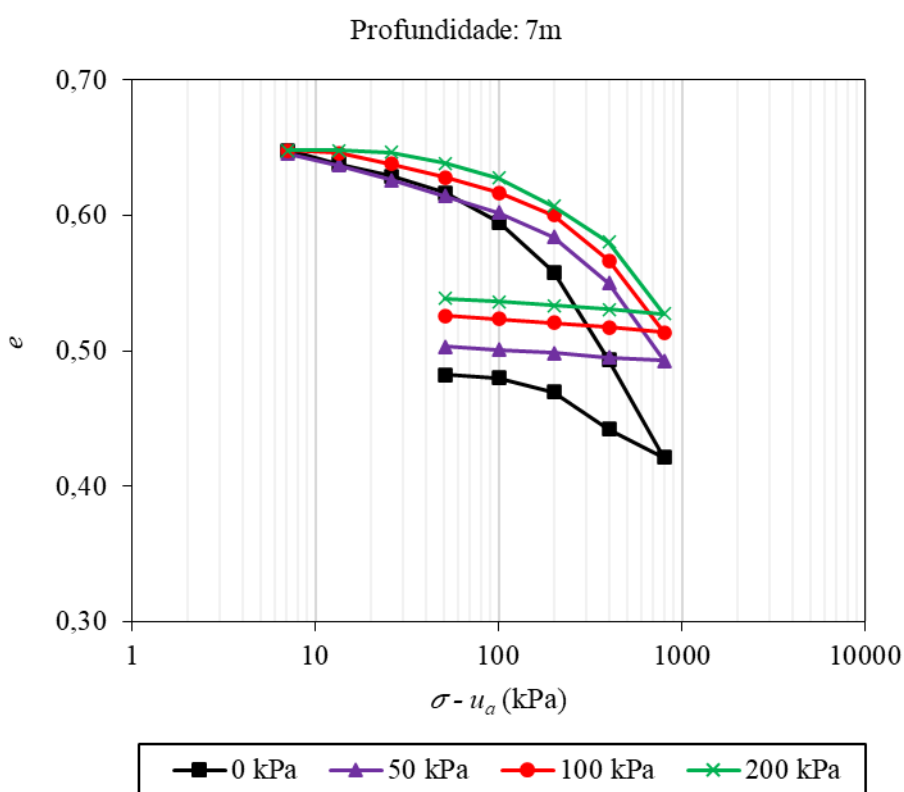


Figura 74. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 7m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção.

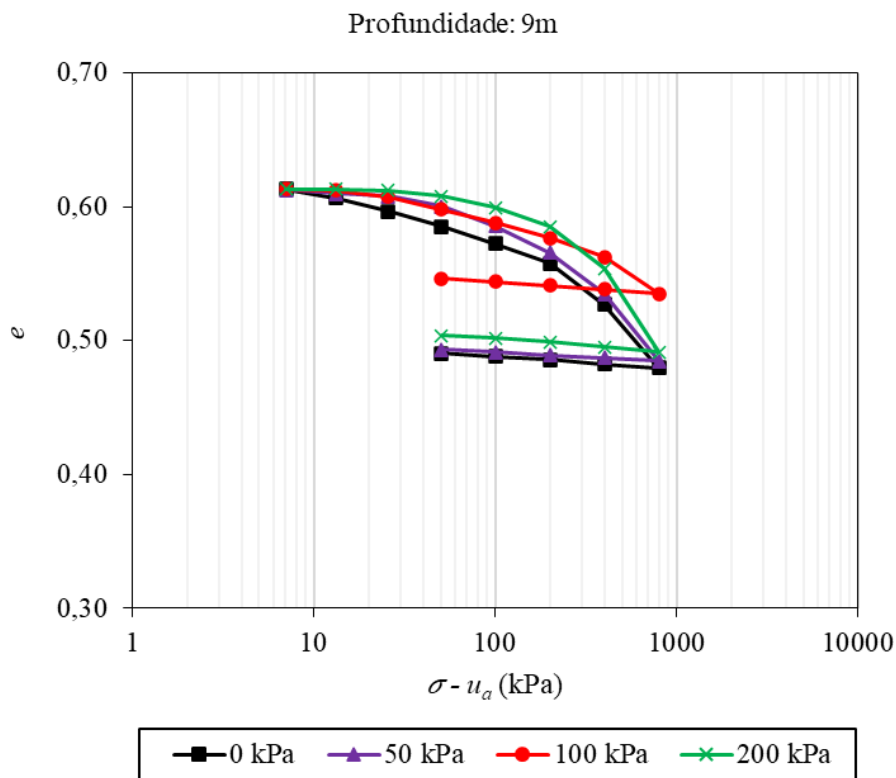


Figura 75. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 9m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção.

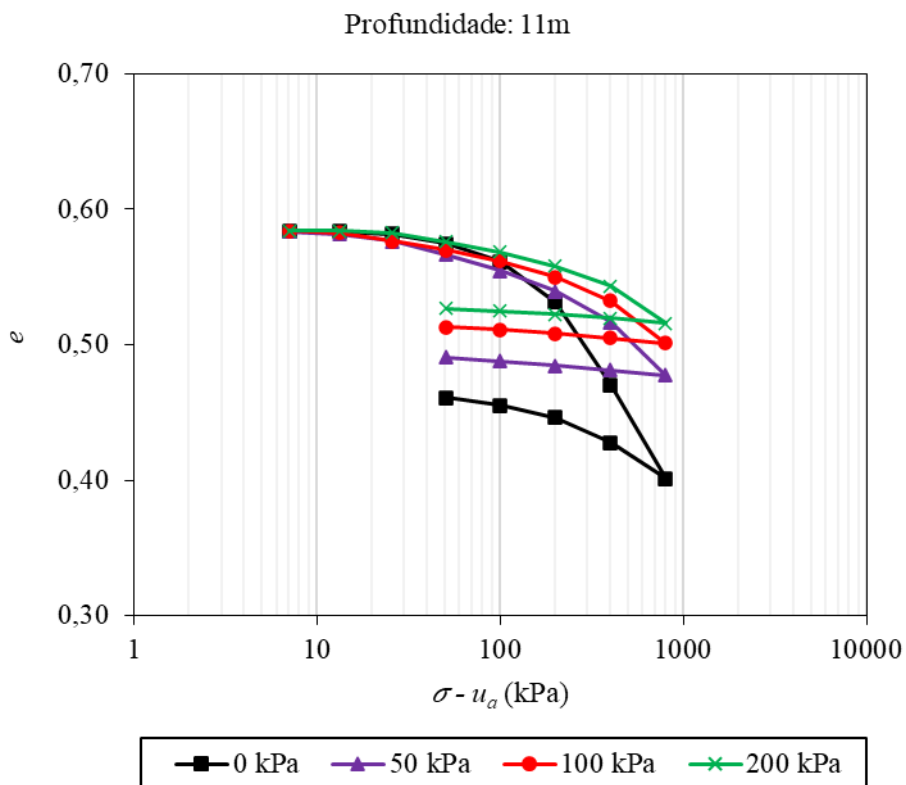


Figura 76. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 11m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção.

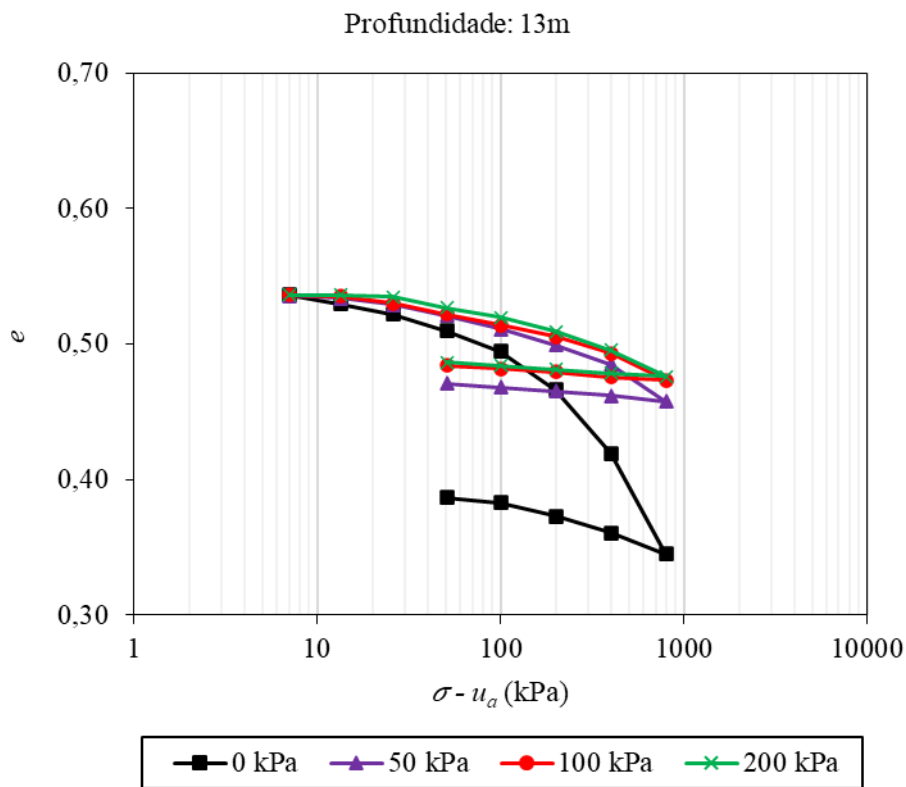


Figura 77. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 13m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção.

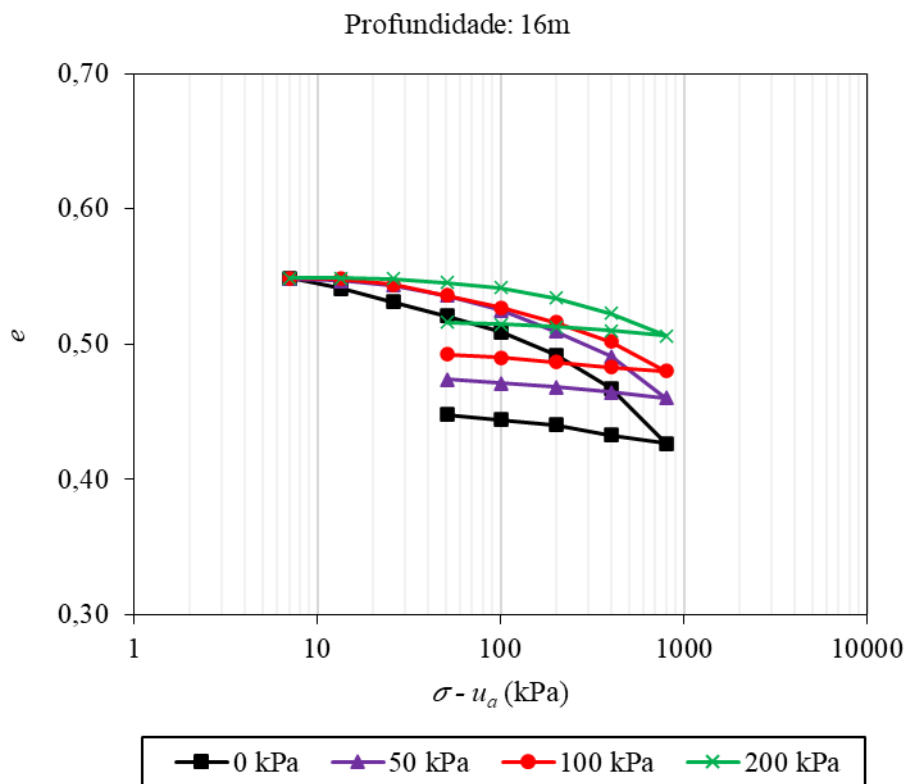


Figura 78. Curvas de compressão confinada para amostra coletada a 16m de profundidade e sua variação com diferentes valores de sucção.

Em geral, os incrementos de sucção provocaram um aumento nos valores das tensões de escoamento e variações nos índices de recompressão e compressão do solo. Os corpos de prova na condição não saturada são mais rígidos, e deformaram menos do que o solo na condição saturada para um mesmo nível de tensões. Constatou-se que quanto mais seco estiver o solo, menos compressível ele, devido ao efeito da sucção.

Verifica-se ainda que as curvas de compressão confinada a 7, 9 e 11m de profundidade são bem definidas, enquanto as curvas obtidas a 13 e 16m de profundidade apresentaram comportamento distinto com trechos de compressão virgem curvilíneos, visto que não alcançaram nível de deformação que melhor definisse a tensão de escoamento e a curva de compressão. Nos horizontes mais profundos, o escoamento só deve ocorrer para maiores tensões verticais líquidas (>800 kPa).

As curvas de compressão confinada obtidas para amostra coletada a 9m de profundidade apresentaram comportamento distinto do restante do perfil (Figura 75). Nota-se que o efeito da sucção na compressibilidade do material foi menos pronunciado, semelhante com o comportamento do solo em condição compactada (SOARES, 2018; SILVEIRA, 2019). Na mesma profundidade, constatou-se também que o corpo de prova submetido a sucção de 100 kPa deformou menos que os demais para um mesmo nível de tensão, que pode estar associado ao fato de o índice de vazios inicial do corpo de prova ter sido ligeiramente menor que os demais. Estes fatos sugerem que a amostra poderia não estar em boas condições, conforme relatado por Yacoub (2020). Além disso, segundo Pinto (2006), corpos de prova moldados de uma mesma amostra podem apresentar feições e propriedades diferentes. Ou ainda, pode ser que nesta profundidade haja elevada quantidade de goethita, argilomineral com dureza de 5,5 na escala Mohs, resultando na baixa compressibilidade (NG *et al.*, 2019).

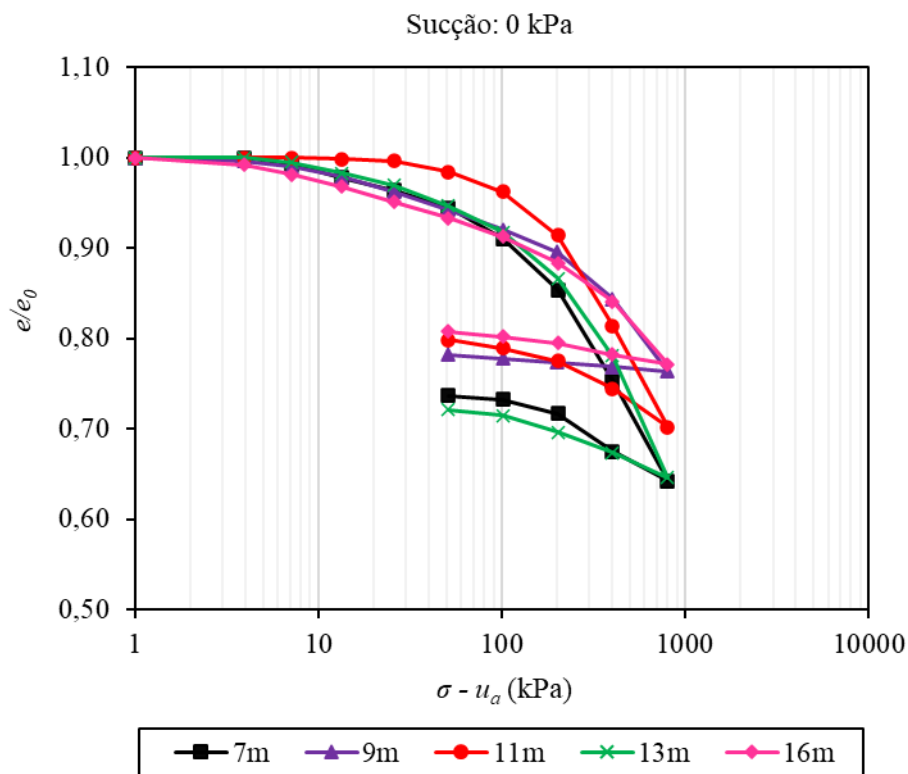


Figura 79. Curvas de compressão confinada para o solo saturado (sucção = 0 kPa) em diferentes profundidades.

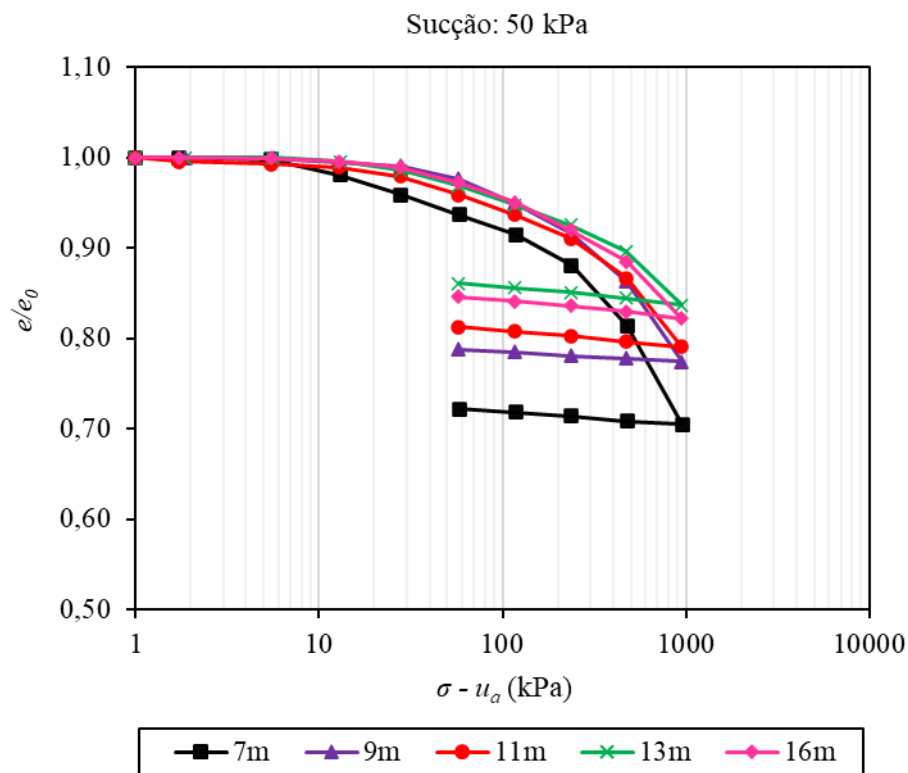


Figura 80. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 50 kPa em diferentes profundidades.

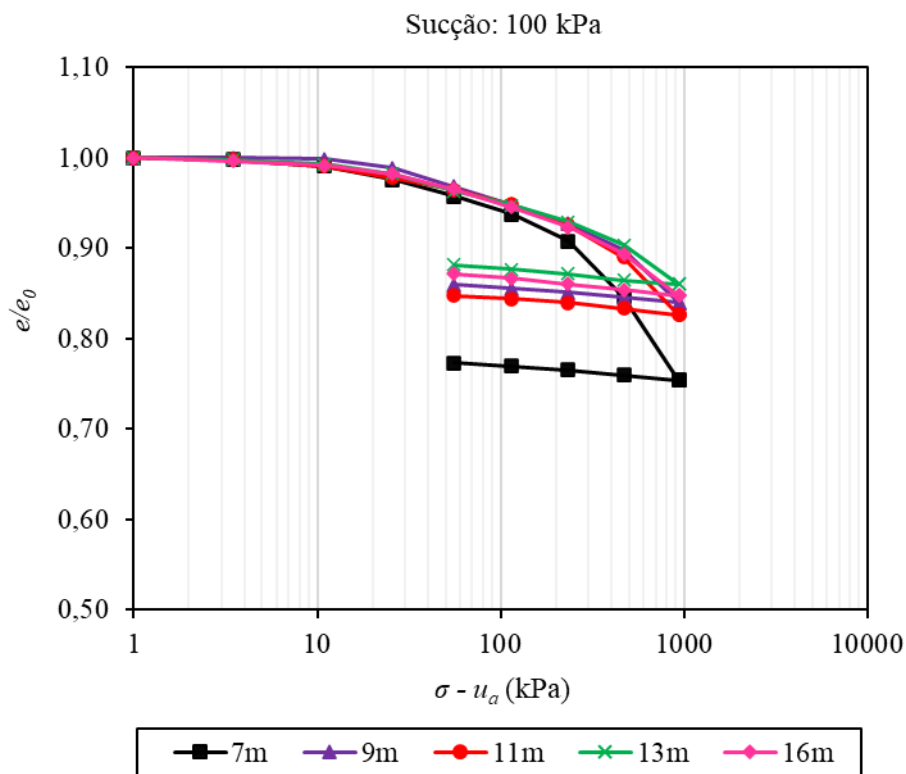


Figura 81. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 100 kPa em diferentes profundidades.

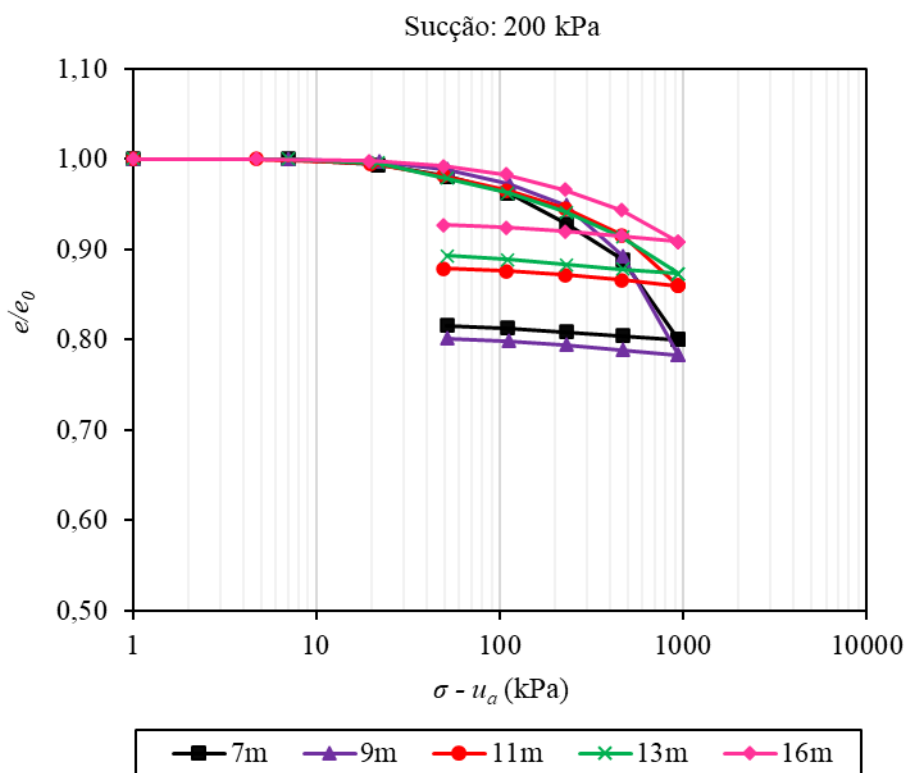


Figura 82. Curvas de compressão confinada para o solo com sucção de 200 kPa em diferentes profundidades.

As curvas de compressão confinada agrupadas para cada valor de sucção apontam variações nas tensões escoamento e nos demais parâmetros de compressibilidade com a profundidade. Conforme já discutido nesse trabalho, a maior influência da condição não saturada foi mais intensa até 5m de profundidade, diminuindo para horizontes mais profundos. Este fato foi relatado por Rocha (2018) ao incorporar o efeito da sucção em ensaios de campo por meio de perfis de teor umidade determinados em meses secos e úmidos em uma área arborizada e outra aberta no mesmo local de estudo. O autor concluiu que as variações nos perfis de teor de umidade foram maiores na área arborizada (até 5m) decorrente da absorção de água pelas raízes, enquanto para a área aberta as variações foram menores (até 2m) e tiveram menor influência no comportamento mecânico desse solo.

Os parâmetros de compressibilidade avaliados neste trabalho foram: tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e módulo de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ). Tais parâmetros foram determinados para cada valor de sucção ao longo da profundidade. As tensões de escoamento foram determinadas pelo método de Pacheco Silva a partir das curvas de compressão confinada não normalizadas. Vale ressaltar a dificuldade na determinação das tensões de escoamento e dos índices de recompressão e compressão do solo nas curvas que não apresentaram trechos de compressão virgem bem definidos, principalmente para as amostras coletadas a 13 e 16m de profundidade. Nesses casos as retas virgens foram traçadas adotando-se o trecho da curva compreendido entre as tensões de 400 e 800 kPa.

A Figura 83 mostra os perfis das tensões de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), dos índices de recompressão ( $C_r$ ) e compressão ( $C_c$ ) e das razões de pré-adensamento ( $OCR$ ) do solo com a sucção.

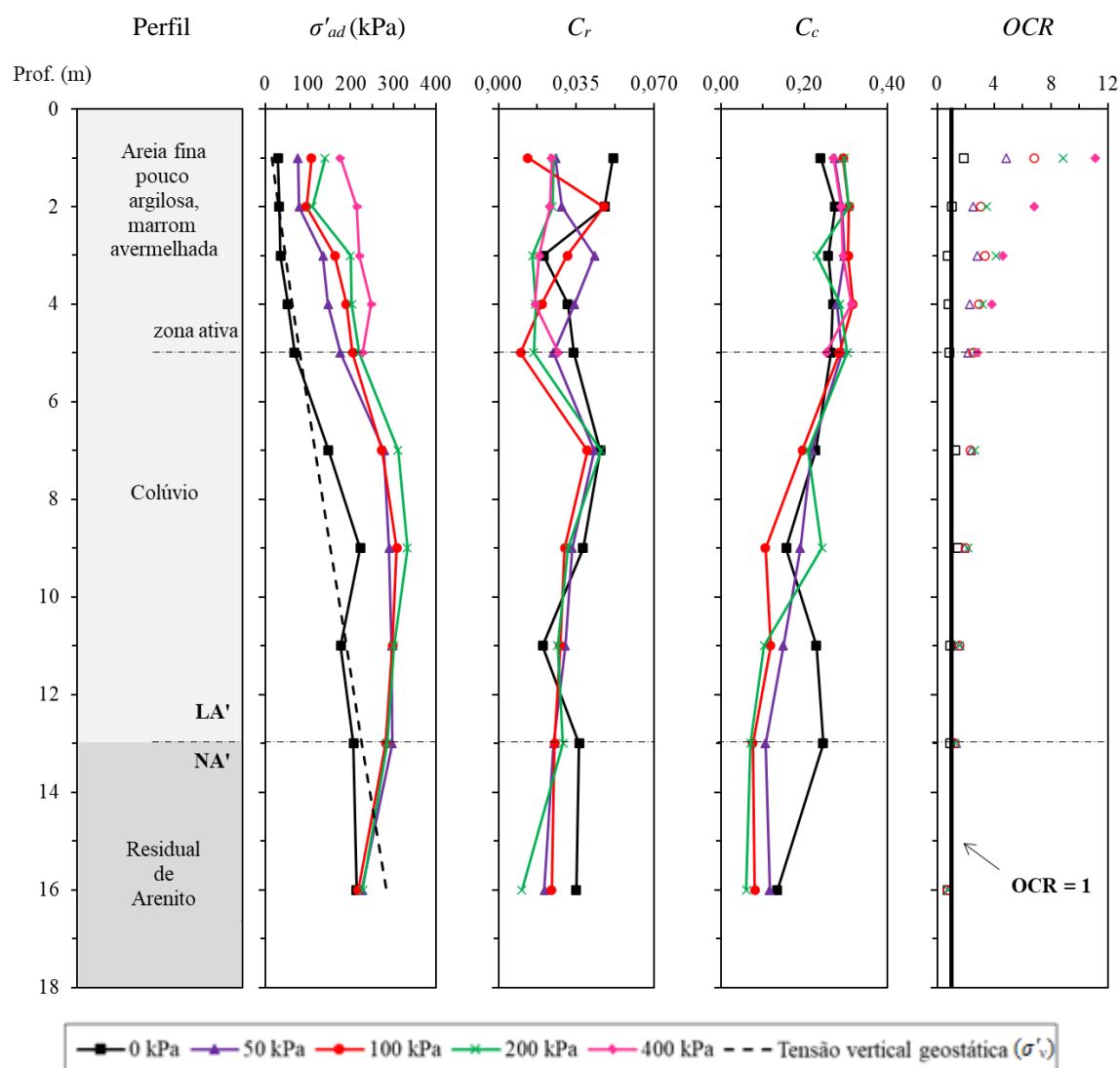


Figura 83. Perfis de tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e razão de pré-adensamento ( $OCR$ ) em função da sucção.

A Figura 83 mostra a variação dos parâmetros de compressibilidade ao longo do perfil para diferentes valores de sucção. Nela observa-se que os valores das tensões de escoamento do solo na condição não saturada foram maiores do que as tensões verticais geostáticas, até cerca de 13m de profundidade, o que indica um pré-adensamento ( $OCR > 1$ ). Tal comportamento também foi observado por Lobo (1991), Agnelli (1992) e Agnelli (1997) a partir de resultados de ensaios de compressão confinada realizados em outros locais da cidade de Bauru. O aumento dos valores de sucção levou a um acréscimo das tensões de escoamento até 5m de profundidade, ou seja, na zona ativa do perfil. Nas camadas mais profundas, a influência da sucção foi menor. Por exemplo, para as amostras representativas de 11m de profundidade, os valores da tensão de escoamento variaram entre 177 kPa ( $s = 0$

kPa) e 301 kPa ( $s = 200$  kPa). No entanto, essa diferença apenas foi significativa entre a amostra saturada e todas as demais não saturadas.

Observa-se que, em geral, o aumento inicial da sucção (de 0 até 50 kPa) provocou maior deslocamento da curva de compressão confinada do que os demais incrementos (de 50 até 100 kPa e de 100 até 200 kPa) (Figura 74, Figura 75, Figura 76, Figura 77 e Figura 78), ou seja, as maiores variações dos parâmetros de compressibilidade tendem a ocorrer para as sucções mais baixas (até 50 kPa), conforme observado por Saab (2016).

As tensões verticais geostáticas foram crescentes com a profundidade (Figura 83), aproximando-se dos valores das tensões de escoamento do solo na condição não saturada, comportamento de solos normalmente adensado ( $OCR=1$ ). Como os valores das tensões geostáticas foram praticamente iguais ou pouco superior do que as tensões de escoamento do solo na condição saturada, existe a possibilidade de ocorrência de deformações por colapso oriundas do peso próprio. No entanto, tal situação é pouco provável devido à baixa capacidade de retenção de água do solo (Figura 36 e Figura 37) e as condições climáticas da região, que impedem a saturação do material.

O pré-adensamento desse solo se deve ao efeito da sucção e é maior no horizonte mais superficial (Figura 83), principalmente até 5m de profundidade (valores de  $OCR$  mais elevados). No campo, o efeito da sucção pode variar sazonalmente, pois tem-se uma zona ativa até 5 m de profundidade, segundo estudos realizados por Giacheti *et al.* (2019).

Outro aspecto investigado é o fato de o comportamento mecânico deste solo ser dependente de sua microestrutura, devido suas características genéticas, visto que as ligações, cimentações e arranjo das partículas definem as respostas que o material apresentará sob diferentes tensões confinantes. Observou-se que, para os corpos de prova moldados de amostras coletadas a 13 e 16m de profundidade (Figura 83), os valores de tensões de escoamento foram aproximadamente iguais ou inferiores ao da tensão vertical geostática indicando que uma verdadeira tensão de escoamento não foi alcançada nos ensaios realizados.

De acordo com Gomes (2001), os valores de  $OCR$  servem como um indicativo da influência da estrutura no comportamento compressível do solo. O autor relata que quanto maior o  $OCR$ , maior será a resistência das ligações e mais estruturado se encontra o material. Portanto, pode-se dizer que a influência da estrutura na compressibilidade do perfil de solo estudado é mais significativa até 11m de profundidade, onde se tem valores de  $OCR$  maiores do que 1. A partir daí, os valores de  $OCR$  são aproximadamente iguais ou inferiores a 1, o que significa que as ligações podem estar parcialmente ou totalmente destruídas. Porém,

ressalta-se que esse comportamento possa estar relacionado ao fato de que, nestas profundidades, as amostras não alcançaram nível de deformação que melhor definisse a tensão de escoamento e a curva de compressão.

Os índices de compressão e de recompressão do solo variaram com a sucção e com a profundidade (Figura 83). Os baixos valores de  $C_r$  (entre 0,01 e 0,05) mostram que esse solo não apresenta recuperação das deformações sofridas devido à quebra das ligações entre as partículas e consequente rearranjo em sua estrutura. Esse comportamento é típico de solos intemperizados (SOUSA, 2018). Em geral, os maiores valores de índices de recompressão foram obtidos para os corpos de prova na condição saturada ( $s = 0$  kPa). Os corpos de prova na condição não saturada apresentaram maiores índices de compressão quando comparados com o solo na condição saturada, com pequena variação até 5m de profundidade (valores de  $C_c$  entre 0,20 e 0,30). Nos horizontes mais profundos, onde há menor influência da condição não saturada, nota-se um decréscimo dos valores dos índices de compressão, que foram praticamente iguais ou pouco menores aos obtidos para os corpos de prova na condição saturada ( $s = 0$  kPa). De acordo com Oliveira (2019), os maiores valores de índice de compressão do solo na condição saturada quando comparado com aqueles obtidos na condição não saturada se devem à maior rigidez inicial do material que, ao ser submetido ao processo de saturação, pode ter sofrido maiores deformações por colapso. Observou-se ainda que o horizonte de possível comportamento não laterítico (abaixo de 13 m de profundidade) apresentou baixos valores de índices de compressão (entre 0,06 e 0,10) devido ao elevado efeito do confinamento e a sua gênese. Comportamento semelhante foi observado por Machado (1998) em ensaios de compressão confinada realizados em um solo residual de arenito de São Carlos, interior de São Paulo.

Conclui-se que a compressibilidade do solo tende a ser decrescente ao longo do perfil estudado. A maior compressibilidade até 5m de profundidade se deve a ocorrência de um solo poroso, com estruturas metaestáveis, e comportamento governado quase que exclusivamente pela sucção, como demonstram os ensaios edométricos com sucção controlada e os ensaios de caracterização. Esse comportamento é típico de solos lateríticos colapsíveis, bastante evoluídos pedologicamente.

O comportamento compressível do solo ao longo do perfil estudado é dependente não apenas da fração grossa, que é constituída de uma areia média a fina, mas também da fração fina, que se encontra agregada ou envolvendo parcialmente partículas de areia fina devido à presença de sesquióxidos. Os formatos e a distribuição do tamanho das partículas têm uma influência direta na forma com que os vazios do solo serão ocupados e no entrosamento entre

elas. Em solos arenosos, a ligação entre as partículas se dá com o contato entre suas pontas, que se mantêm juntas por um fraco cimento ou presas por meniscos capilares (VARGAS, 1978).

Na literatura, diversos autores que estudaram a compressibilidade em areias argilosas relataram a importância das proporções de cada constituinte, bem como sua natureza e mineralogia (CHUHAN *et al.*, 2003; MONKUL; OZDEN, 2007; CUNHA, 2012). O comportamento compressível desse tipo de solo passa a ser controlado pela fração argilosa para teores de finos maiores que o intervalo de 19% e 34% (MONKUL; OZDEN, 2007) ou quando submetido a elevadas sobrecargas.

Até 5m de profundidade, onde as tensões verticais geostáticas são relativamente baixas (inferiores a 81 kPa), como mostra a Figura 83, a compressão desse solo se dá com o deslizamento e a rotação entre as partículas de areia, enquanto nos horizontes mais profundos (a partir de 7m), onde há elevados valores de tensão vertical geostática (até 283 kPa) e maior variação no formato das partículas, a compressibilidade do solo pode se dar com a quebra das partículas de formatos mais angulares (CHUHAN *et al.*, 2003).

Os módulos edométricos ou módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) também foram calculados. Na Figura 84, Figura 85, Figura 86, Figura 87 e Figura 88 têm-se a variação dos módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) com as tensões verticais líquidas e valores de sucção, respectivamente para as profundidades de 7, 9, 11, 13 e 16m. Ressalta-se que este parâmetro foi calculado para cada incremento de tensão.

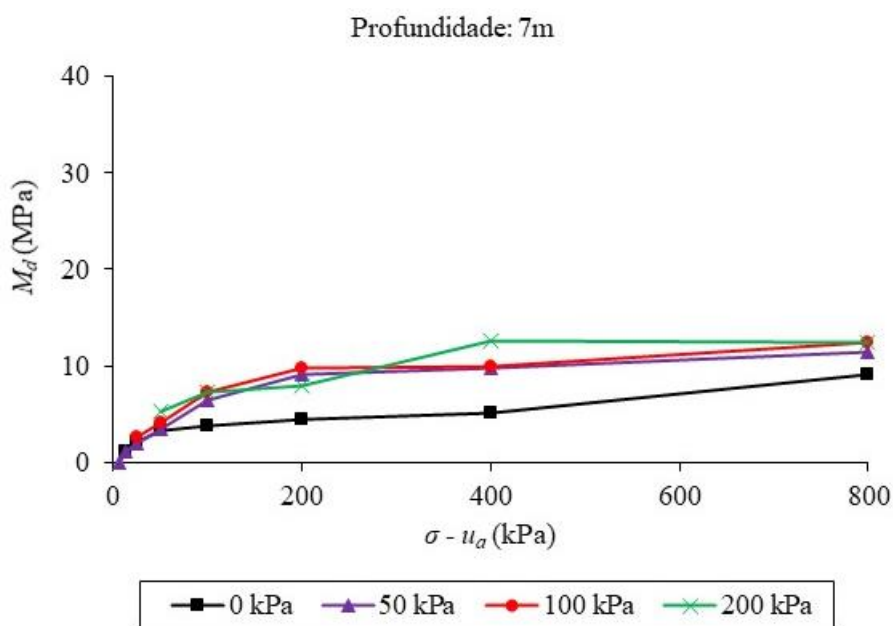


Figura 84. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 7m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

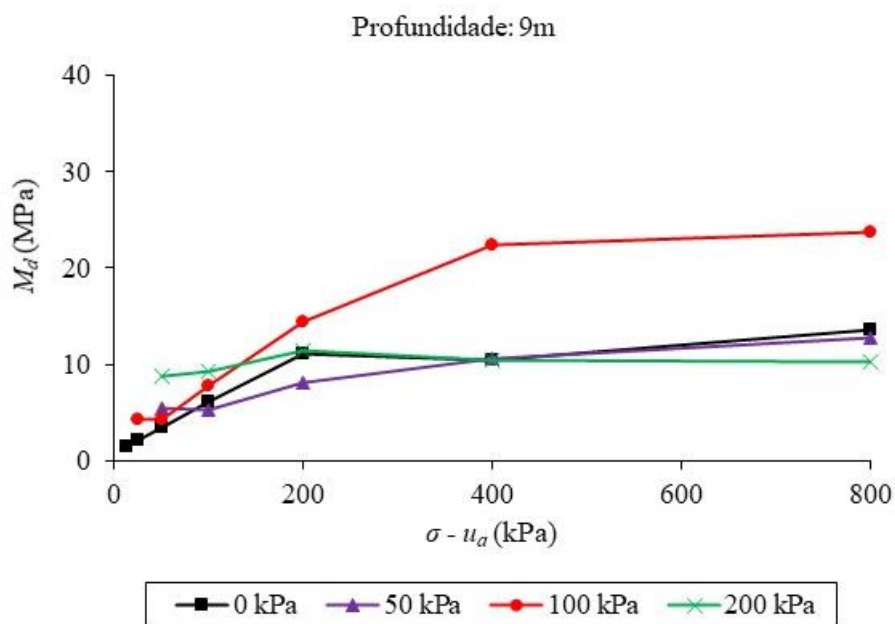


Figura 85. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 9m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

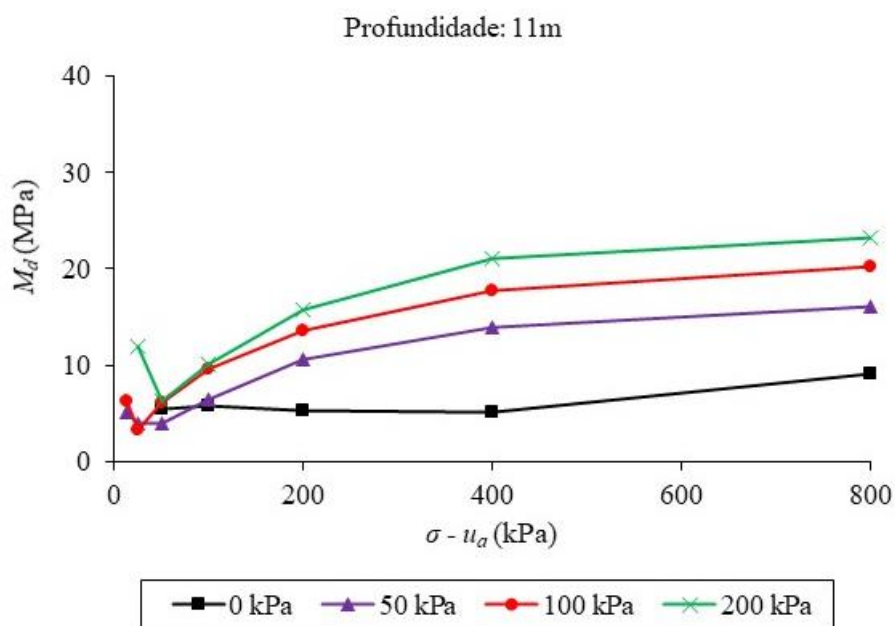


Figura 86. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 11m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

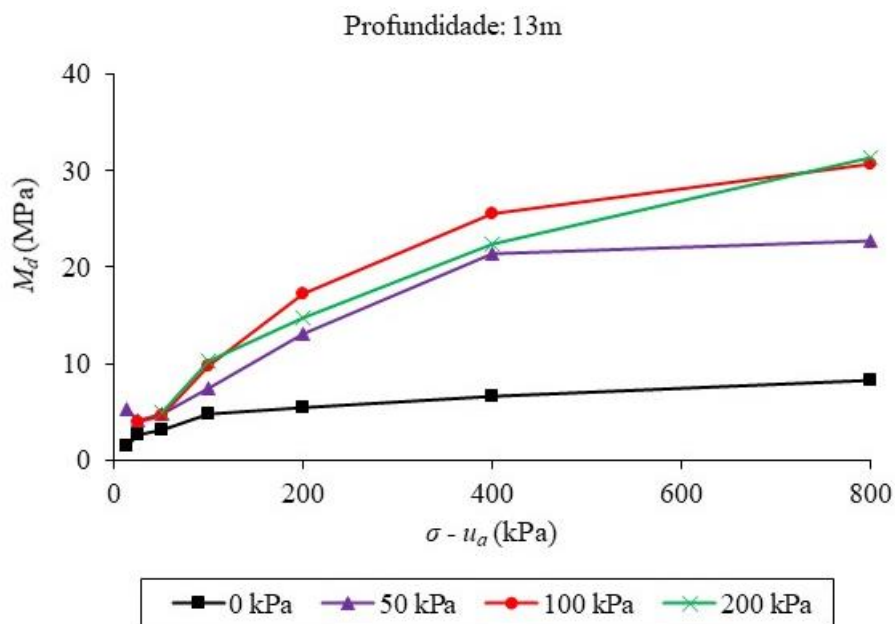


Figura 87. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 13m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

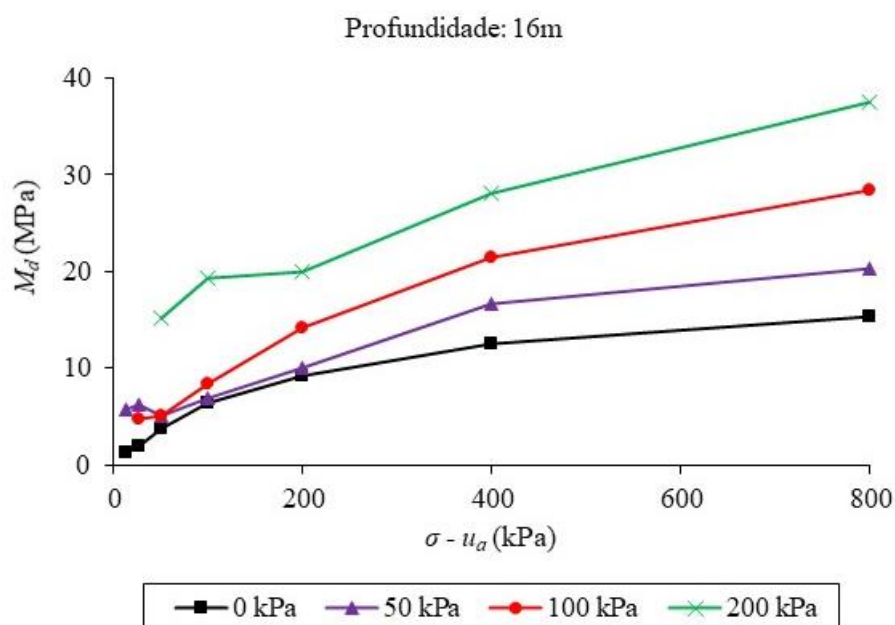


Figura 88. Módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 16m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

De maneira geral, os valores dos módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) aumentaram em toda faixa de tensões utilizada nos ensaios de laboratório (até 800 kPa), independente da sucção e da profundidade da amostra investigada. Esse aumento foi mais acentuado para as amostras mais secas e mais profundas (13 e 16m). Os valores dos  $M_d$  dos corpos de prova na condição não saturada foram superiores do que

aqueles obtidos para os corpos de prova na condição saturada. Observou-se ainda que os corpos de prova das amostras coletadas a maiores profundidades (13 e 16m) e mais densos apresentaram valores de  $M_d$ , em média, duas vezes maiores do que os obtidos nos corpos de prova das amostras coletadas a menores profundidades (7 e 9m) e menos densos. Além disso, horizontes mais profundos (a partir de 11m) apresentam elevados valores de módulos de deformabilidade, principalmente quando submetidos a maiores sucções, portanto são menos deformáveis.

Conforme apontado por Futai (2002), Heidemann (2015) e Silva (2019) o aumento dos valores dos módulos ao longo do perfil se deve ao estado de tensão do solo e possíveis quebras de cimentações, rearranjo das partículas e variação da distribuição e tamanho dos poros quando submetido a elevados níveis de tensões, tornando-o mais rígido. Assim, nos horizontes mais profundos (a partir de 9m), o solo se comporta como se estivesse compactado (SOARES, 2018).

Ainda segundo Heidemann (2015), a variação dos módulos de deformabilidade pode ser interpretada como um indicativo da ocorrência de plastificação da estrutura. Os resultados sugerem que incrementos de tensão podem ter provocado a degradação da estrutura, ao menos em nível macroestrutural, resultando em um menor incremento de  $M_d$  entre 400 e 800 kPa, independente da sucção e da profundidade da amostra investigada. Porém, esse menor crescimento do módulo não coincide com a tensão de escoamento do solo determinada pelo método de Pacheco Silva (Figura 83).

Os módulos confinados também foram determinados por meio dos ensaios de campo com o dilatômetro plano (*DMT*), cujos valores foram comparados com aqueles de referência determinados por meio do ensaio edométrico, conforme discutido a seguir.

### **5.3 COMPARAÇÃO MÓDULO CONFINADO DE CAMPO (*DMT*) E DE LABORATÓRIO**

O ensaio de dilatômetro plano (*DMT*) é uma das técnicas *in situ* atualmente disponíveis para investigação do subsolo. Esta técnica possibilita a estimativa de recalques de fundações sem a necessidade de coleta de amostras indeformadas (ROCHA, 2018; ROCHA *et al.*, 2021). De acordo com Marchetti *et al.* (2001), a interpretação dos resultados de um ensaio *DMT* se dá com o cálculo de três parâmetros intermediários, são eles: o índice do Material ( $I_D$ ), o índice de tensão horizontal ( $K_D$ ) e o módulo dilatométrico ( $E_D$ ). Esses parâmetros são

determinados com base em correlações empíricas e são empregados, por exemplo, para a estimativa do módulo confinado  $M_{DMT}$ .

Ainda segundo Marchetti *et al.* (2001), o módulo dilatométrico  $E_D$  não deve ser utilizado como módulo de deformabilidade do solo sem antes passar por uma correção, em razão da falta de informação sobre o histórico de tensões do material. Assim, o módulo confinado determinado pelo *DMT* ( $M_{DMT}$ ), que é um módulo drenado vertical, é obtido pela correção do módulo dilatométrico  $E_D$  por meio do coeficiente  $R_M$ , este em função de  $I_D$  e  $K_D$  ( $M_{DMT} = R_M \cdot E_D$ ). Mais detalhes sobre como esse módulo é obtido podem ser encontrados no trabalho de Marchetti *et al.* (2001).

Trabalhos encontrados na literatura têm demonstrado que o módulo confinado determinado pelo *DMT* ( $M_{DMT}$ ) e aquele determinado em laboratório por meio do ensaio edométrico ( $M_d$ ) apresentam boa concordância para solos argilosos e arenosos, saturados ou secos, sugerindo a aplicabilidade do *DMT* na estimativa desse parâmetro geotécnico (LACASSE, 1986; MARCHETTI *et al.*, 2001; ROCHA, 2018). Outros autores fizeram essa mesma análise comparando os valores de recalque estimados pelo *DMT* com aqueles medidos e obtiveram uma boa concordância entre eles (MARCHETTI *et al.*, 2004; MAYNE, 2005; MONACO *et al.*, 2006).

Rocha (2018) realizou quatro campanhas de ensaios *DMT* até cerca de 17m de profundidade na área de estudo, em Abril e Novembro de 2016, e em Abril e Setembro de 2017, todas em condição de teor de umidade natural. Além disso, o autor também realizou uma campanha em Julho de 2017, em condição inundada, até cerca de 8m de profundidade. Segundo o autor, a campanha de Julho de 2017 contou com um processo de inundação para aumentar o teor de umidade do solo e, conseqüentemente, reduzir a sucção ao longo do perfil, que se deu com a construção de uma cava cúbica (2 x 3 x 0,15) m e a execução de oito drenos de 75 mm de diâmetro e quatro metros de comprimento.

Os módulos confinados determinados por meio do *DMT* ( $M_{DMT}$ ) foram comparados com os módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) obtidos para o estágio de carregamento do ensaio edométrico que mais se aproximou do nível das tensões octaédricas e para os valores de sucção dos ensaios realizados, a fim de avaliar a aplicabilidade do ensaio *DMT* na previsão deste parâmetro em solos de comportamento não convencional. Para isso, determinou-se uma faixa de variação desse parâmetro ao longo do perfil (Figura 89), a partir da média e no desvio padrão dos valores de  $M_{DMT}$  obtidos nas campanhas realizadas em condição de teor de umidade natural.

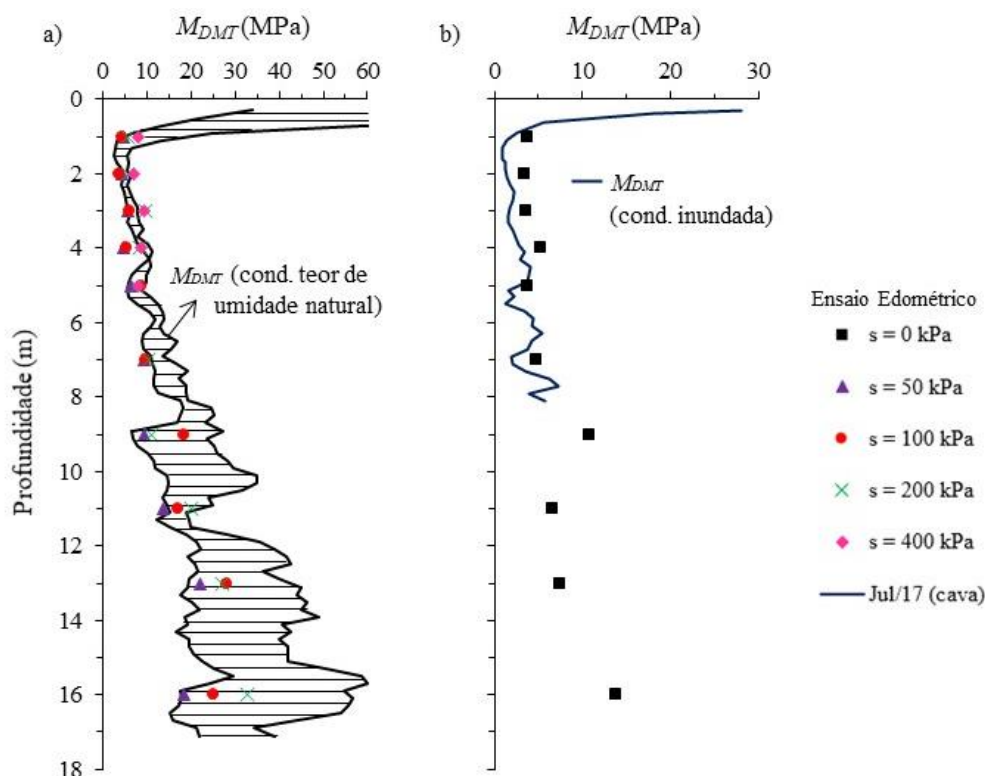


Figura 89. (a) Faixa de variação de  $M_{DMT}$  determinados em diferentes campanhas e valores de referência determinados por meio do ensaio em compressão confinada ( $M_d$ ); (b)  $M_{DMT}$  determinados em condição inundada e valores de referência determinados em ensaio em compressão confinada saturados.

Observa-se que os módulos confinados determinados pelo *DMT* no primeiro metro do perfil foram superiores do que os módulos edométricos (Figura 89). Tal diferença pode ser atribuída ao efeito do ressecamento, visto que parte mais superficial do terreno sofre efeitos mais intensos de infiltração e evaporação da água (ROCHA, 2018). Com exceção ao primeiro metro, os valores de  $M_{DMT}$  e  $M_d$  apresentaram pouca variação e ficaram próximos um do outro até 5m de profundidade (SAAB, 2016).

Nos horizontes mais profundos (a partir de 9m de profundidade), nota-se uma maior variação nos valores de  $M_{DMT}$  na condição de teor de umidade natural (Figura 89a). Essa variação é ainda maior a partir de cerca de 13m de profundidade, onde é possível que se tenha um solo de comportamento não laterítico (GIACHETI *et al.*, 1998). Rocha (2018) estudou a influência da variabilidade espaço-temporal na estimativa desse parâmetro geotécnico e observou que a maior variação nos resultados ao longo do perfil estudado se deve, principalmente, a variabilidade espacial do solo (gênese). O autor também observou que a variabilidade temporal pode ser mais bem compreendida, pois por meio do teor de umidade e da curva de retenção de água no solo observou que não houve elevados valores de sucção que pudessem afetar o comportamento do solo e consequentemente os valores do

ensaio *DMT*. Nas mesmas profundidades, os valores de  $M_d$  determinados para os corpos de prova na condição não saturada encontram-se dentro da faixa de variação de  $M_{DMT}$ , o que sugere que os resultados apresentaram uma boa concordância (Figura 89a).

A influência da variabilidade espacial no comportamento do solo também foi observada por meio das curvas em compressão confinada agrupadas para cada valor de sucção (Figura 79, Figura 80, Figura 81 e Figura 82). Conforme discutido por Saab (2016), as mudanças nas curvas de 1 a 5m de profundidade foram observadas, porém elas foram ainda maiores nos horizontes mais profundos (a partir de 7m de profundidade).

Em geral, os valores de  $M_d$  obtidos para os corpos de prova na condição saturada (Figura 89b) tendem a ser inferiores àqueles obtidos para os corpos de prova na condição não saturada (Figura 89a). O mesmo comportamento pode ser observado nos módulos confinados determinados pelo *DMT* em condição inundada até 8m de profundidade (Figura 89b), que também tendem a ser inferiores aos módulos obtidos na condição de teor de umidade natural (Figura 89a).

De acordo com Marchetti *et al.* (2001), o módulo confinado determinado pelo *DMT* ( $M_{DMT}$ ) é bastante sensível ao estado de tensão em que o solo se encontra, ou seja, eventual mudança no estado de tensão aplicado poderia provocar variações significativas nos valores de  $M_{DMT}$ .

Com base nos resultados apresentados observa-se que, de um modo geral, os valores de módulos confinados determinados pelas diferentes técnicas (campo -  $M_{DMT}$  e laboratório -  $M_d$ ) apresentaram boa concordância, desde que sejam feitas considerações quanto aos níveis de sucção de campo e ajustes sejam feitos nas correlações.

## 5.4 POTENCIAL DE COLAPSO

Os ensaios edométricos foram realizados com sucção constante ao longo do ensaio, isto é, sem inundação em determinada sobrecarga de interesse. Assim, o potencial de colapso do perfil estudado foi avaliado utilizando-se três diferentes critérios: Vilar e Rodrigues (2015), Reginatto e Ferrero (1973) e Vargas (1978), onde o último é semelhante ao critério proposto por Jennings e Knight (1975) empregado quando se tem ensaios duplos.

### 5.4.1 Critério de Vilar e Rodrigues (2015)

Para avaliar qualitativamente a colapsibilidade do solo ao longo do perfil estudado utilizou-se o critério de Vilar e Rodrigues (2015), que é uma atualização das propostas de Gibbs (1961) e de Mello (1973) incluindo informações de solos colapsíveis de várias partes do mundo (Figura 90). Nesse critério os autores consideram que a condição crítica do colapso está associada a densidade e o teor de umidade do solo. O critério está baseado na determinação do grau de compactação natural ( $GC_n$ ) e no desvio do teor de umidade ( $\Delta w$ ). Os valores de massa específica seca *in situ* ( $\rho_d$ ), massa específica seca máxima ( $\rho_{d,max}$ ) e o teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) foram obtidos de Giacheti *et al.* (1998) a partir de ensaios de compactação Proctor Normal realizados em um outro campo experimental próximo ao local estudado.

Os pares ordenados de  $GC_n$  versus  $\Delta w$  para as diferentes profundidades do perfil são plotados na Figura 90 para avaliação do comportamento colapsível do solo, conforme esse critério. Nessa figura, a linha sólida indica o limite proposto por Vilar e Rodrigues (2015), enquanto a linha tracejada indica o limite proposto pela USBR (1998).

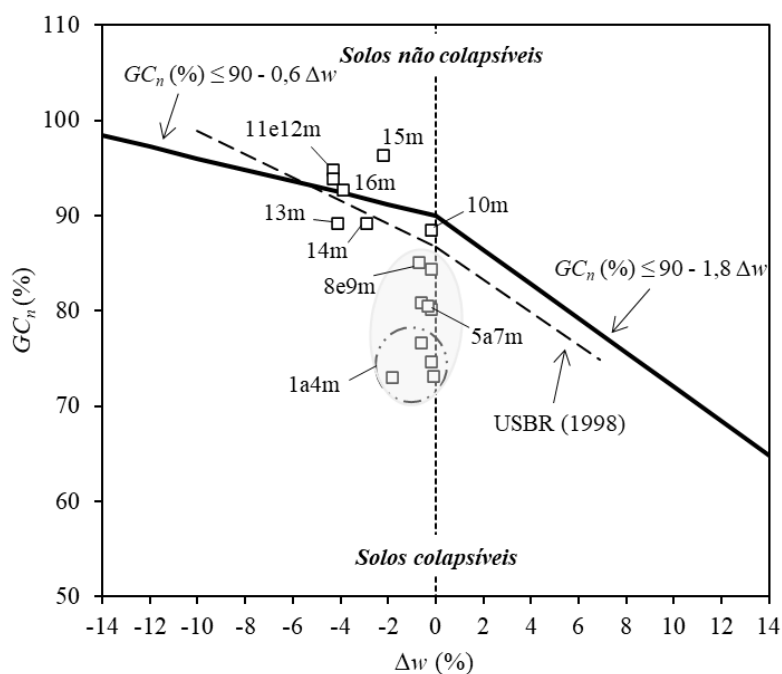


Figura 90. Identificação dos solos colapsíveis ao longo do perfil estudado a partir do critério de Vilar e Rodrigues (2015) e da proposta da USBR (1998).

Segundo o critério de Vilar e Rodrigues (2015), as amostras coletadas de 1 a 4m de profundidades estão próximas umas das outras no plano  $GC_n-\Delta w$  com  $GC_n$  da ordem de 74% e  $\Delta w$  entre 0 e -2%, enquanto as amostras coletadas de 5 a 7m tem  $GC_n$  de 81% e de 8 e 9m tem  $GC_n$  de 85%, todas com  $\Delta w$  próximo de 0%. Assim, todas as amostras coletadas até 9m de profundidade possuem valores de graus de compactação natural menores do que 90% e variação de teor de umidade entre 0 e -2%.

Os pares ordenados  $GC_n$  versus  $\Delta w$  dos horizontes até 9m de profundidade encontram-se mais distantes da linha sólida que representa o limite entre solos colapsíveis e não colapsíveis (Figura 90), enquanto os horizontes mais profundos (a partir de 10m de profundidade) estão mais próximos ou acima dos limites propostos pelos autores. Tais resultados sugerem, segundo esse critério, que o solo é colapsível até 9m de profundidade.

#### 5.4.2 Reginatto e Ferrero (1973)

Outro critério para avaliar qualitativamente a colapsibilidade do solo foi proposto por Reginatto e Ferrero (1973). Este critério se baseia na tensão vertical geostática e nas tensões de escoamento para o solo saturado e para o solo não saturado (Figura 83) calculando-se o coeficiente de colapso ( $C$ ) definido pela Equação (9). Assim, valores de  $C$  menores do que 0 indicam que o solo é verdadeiramente colapsível; enquanto valores de  $C$  entre 0 e 1, o solo pode ser considerado condicionalmente colapsível; e para valores de  $C$  maior que 1, o solo é considerado não colapsível.

Na Figura 91 são apresentados os coeficientes de colapso do solo ( $C$ ) calculados ao longo do perfil estudado, para diferentes condições de sucção inicial do solo.

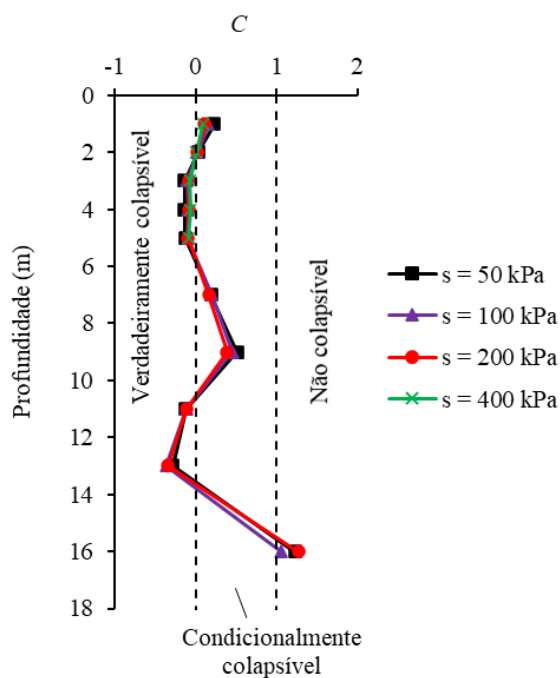


Figura 91. Coeficiente de colapso ( $C$ ) de Reginatto e Ferrero (1973) ao longo do perfil estudado, variando-se a sucção inicial do solo.

Conforme discutido por Saab (2016), os dois primeiros metros apresentaram comportamento condicionalmente colapsível ( $0 < C < 1$ ), enquanto as amostras coletadas a 3, 4 e 5m de profundidade apresentaram valores de  $C$  negativos, mas muito próximo de zero, com indicativo de serem solos verdadeiramente colapsíveis.

Observa-se que as amostras coletadas a 7 e 9m de profundidade apresentaram comportamento semelhante àquelas coletadas nos horizontes mais superficiais (1 e 2m de profundidade) com valores de  $C$  variando entre 0 e 1. Isso se deve ao fato de que, nestas profundidades, as tensões de escoamento do solo saturado são ligeiramente maiores do que as tensões verticais geostáticas (Figura 83).

Segundo esse critério, as amostras representativas de 11 e 13m de profundidade apresentaram valores de  $C$  negativos e, portanto, comportamento verdadeiramente colapsível, independente da sucção inicial do solo. A amostra representativa de 16m de profundidade apresentou valores de  $C$  maiores do que 1 para todas as sucções iniciais do solo utilizadas nos ensaios. A interpretação conjunta de todos esses resultados (Figura 91) indicam que o perfil de solo apresenta comportamento entre verdadeiramente colapsível a condicionalmente colapsível até os 13m de profundidade. Apenas para amostra representativa de 16m de profundidade o solo não é colapsível.

O comportamento verdadeiramente colapsível observado a 11 e 13m de profundidade é devido ao fato de que os valores das tensões de escoamento do solo saturado foram

ligeiramente menores do que as tensões verticais geostáticas (Figura 83). Ressalta-se que a ocorrência de colapso nessas profundidades só seria possível para sobrecargas elevadas (>400 kPa para 11m e >200 kPa para 13m de profundidade). Ressalta-se ainda que nos ensaios de compressão edométrica realizados nas amostras coletadas a 13 e 16m de profundidade não se atingiram nível de deformação para melhor definição da reta de compressão virgem e da tensão de escoamento. Assim, segundo esse critério, o solo é (verdadeiramente ou condicionalmente) colapsível até os 13m de profundidade e só não é colapsível para a amostra coletada a 16m de profundidade.

### 5.4.3 Critério de Vargas (1978)

A realização dos ensaios edométricos duplos possibilitaram calcular o coeficiente de colapso estrutural dos solos ao longo do perfil estudado empregando o critério de Vargas (1978). Neste trabalho, ao invés de coeficiente de colapso estrutural será utilizado o termo potencial de colapso, visto que este critério é semelhante ao proposto por Jennings e Knight (1975) quando se tem ensaios duplos. Os potenciais de colapso foram calculados indiretamente, para as diferentes tensões com as respectivas deformações de cada trecho entre as curvas, e esses dados foram utilizados como um indicativo da ocorrência de solos colapsíveis. Esta abordagem foi a mesma empregada por Saab (2016) para as amostras coletadas de metro a metro, entre 1 e 5m de profundidade.

Na Figura 92, Figura 93, Figura 94, Figura 95 e Figura 96 são apresentados os potenciais de colapso ( $PC$ ) calculados por meio das equações (11), (12) e (13) de Vargas (1978), respectivamente, para 7, 9, 11, 13 e 16m de profundidade, variando-se a sucção inicial do solo.

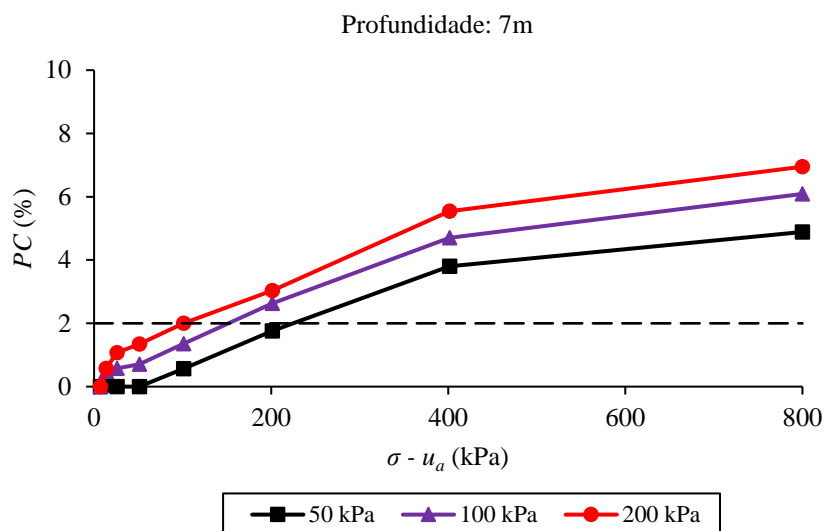


Figura 92. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 7m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo.

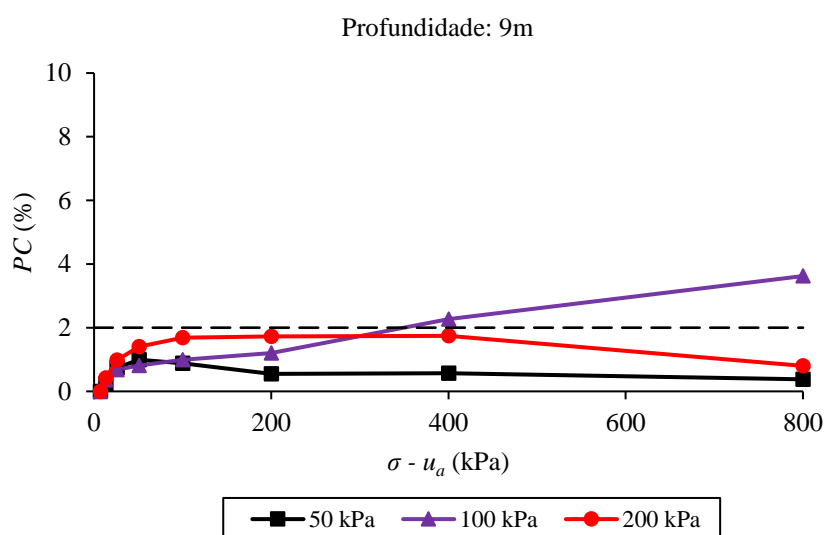


Figura 93. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 9m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo.

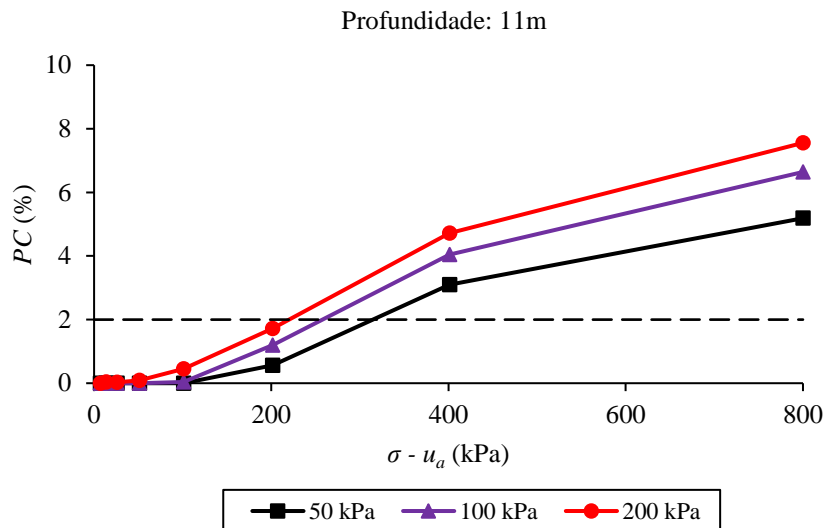


Figura 94. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 11m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo.

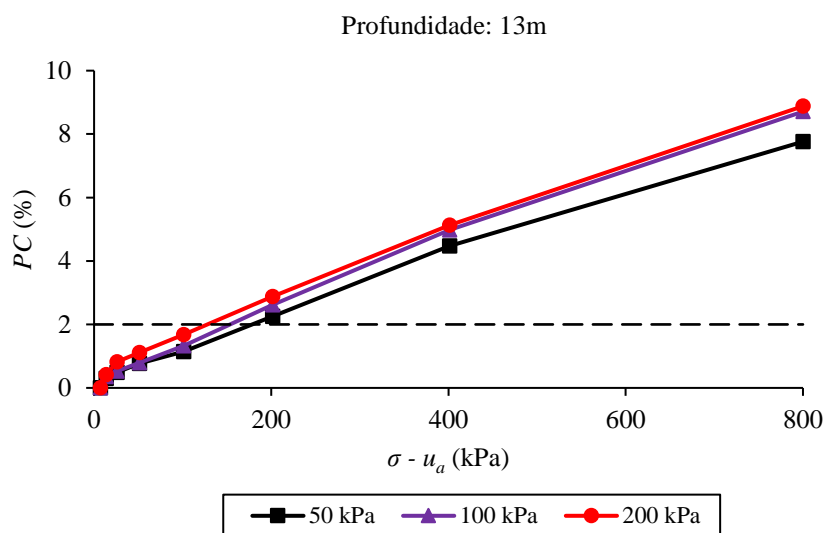


Figura 95. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 13m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo.

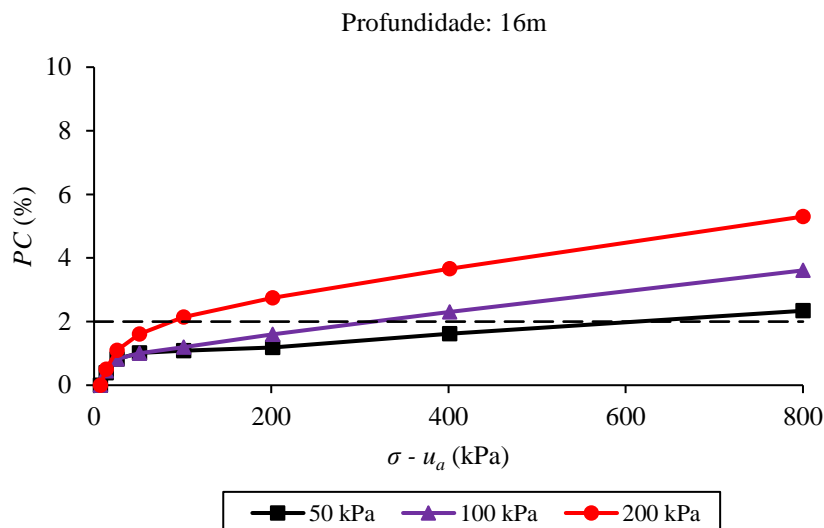


Figura 96. Potencial de colapso ( $PC$ ) em função da tensão vertical líquida ( $\sigma - u_a$ ) para amostra coletada a 16m de profundidade, para diferentes valores de sucção inicial do solo.

Em geral, os potenciais de colapso para as amostras coletadas até 5m de profundidade aumentam com as tensões aplicadas até atingir um valor máximo (5 a 14%) entre 200 e 400 kPa e, em seguida, decrescem com o aumento destas (Figura 40), conforme discutido por Vargas (1978). Já, para as amostras coletadas a partir de 7m de profundidade, os potenciais de colapso aumentaram em toda faixa de tensões utilizada nos ensaios de laboratório (até 800 kPa) independente da profundidade ensaiada, principalmente no horizonte de comportamento laterítico (até 13m de profundidade). Também se observa que os maiores valores de potenciais de colapso ocorrem com maior sucção inicial.

De acordo com Santos *et al.* (2021), sobrecargas de 200 e 400 kPa podem ter provocado a desestruturação do material nos horizontes mais superficiais (até 5m de profundidade), levando a uma redução do potencial de colapso para maiores sobrecargas. O mesmo comportamento não foi observado nos horizontes mais profundos (a partir de 7m de profundidade), o que sugere que a influência da macro e microestrutura no comportamento do solo tende a ser maior até 5m de profundidade. Essa informação vai ao encontro dos resultados dos ensaios de difração de raios-x, que apontam maior presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nos horizontes mais superficiais.

Estes fatos sugerem a ocorrência de solos mais colapsíveis mais próximo da superfície do terreno (até 5m de profundidade), uma vez que a densidade do solo aumenta com a profundidade, portanto com menor metaestabilidade estrutural.

Apesar dos potenciais de colapso para as amostras coletadas a partir de 7m de profundidade terem aumentado em toda faixa de tensões utilizada nos ensaios (até 800 kPa), os valores obtidos foram menores do que 7% para 7m, 4% para 9m, 8% para 11m, 9% para 13m e 6% para 16m de profundidade. Ao analisar todo perfil, nota-se que os maiores valores de potencial de colapso foram encontrados nas amostras mais superficiais (até 5m de profundidade), chegando a atingir 14%. Este fato é um indicativo de que nos horizontes mais profundos (a partir de 7m de profundidade) tem menor colapso.

Na Figura 92, Figura 93, Figura 94, Figura 95 e Figura 96, as linhas tracejadas representam o limite proposto por Vargas (1978) entre o solo colapsível ( $PC > 2\%$ ) e não colapsível. Partindo da premissa de que o comportamento colapsível do solo depende de sua sucção inicial, e que ela está associada ao teor de umidade do solo, os resultados desses ensaios foram analisados considerando os valores médios de teor de umidade determinados por meio das amostras indeformadas (Tabela 5), bem como as informações das curvas de retenção de água no solo assumidas como representativas do perfil (Figura 36 e Figura 37).

De modo geral, as amostras coletadas ao longo do perfil de solo estudado mostraram-se sensíveis à inundação, com possível comportamento colapsível quando submetidas a uma determinada sobrecarga, com exceção a amostra representativa de 9m de profundidade que apresentou comportamento distinto e semelhante a um solo compactado.

Conforme discutido por Saab (2016), as amostras coletadas até 5m de profundidade possuem comportamento colapsível até mesmo para sobrecargas relativamente baixas (<100 kPa). Isso se deve aos elevados índices de vazios (>0,7) (Figura 53) e a influência da condição não saturada no comportamento do material nessa região.

Os corpos de prova de 7m de profundidade podem sofrer colapso com uma sobrecarga igual ou superior a 200 kPa caso a sua sucção inicial seja maior ou igual a 100 kPa. Para as profundidades de 7 e 11m, sobrecargas elevadas (acima de 400 kPa) provocariam o colapso para sucções iniciais do solo acima de 50 kPa. Para a amostra representativa de 13m de profundidade, uma sobrecarga que resulte em uma tensão vertical líquida de 800 kPa causa um potencial de colapso em torno de 8%, independente da sucção inicial do solo.

Para a amostra coletada a 16m de profundidade, ou seja, no horizonte de solo residual, sobrecargas baixas acarretariam deformações devidas ao colapso para sucção inicial de 200 kPa. Tal condição é pouco provável de ocorrer no campo, visto que nessa profundidade dificilmente haverá sucções dessa magnitude, uma vez que determinações de valores de teor de umidade em campo para as profundidades de 7, 9, 11, 13 e 16m variaram entre 9,5 e 11,3% (Tabela 5) e mesmo em outras campanhas realizadas no local. Esta faixa de teor de

umidade está no trecho de dessaturação da macroestrutura nas curvas de retenção de água do solo (Figura 36 e Figura 37), que é caracterizada por baixos valores de sucção (neste caso, inferiores a 30 kPa).

Os menores valores de potenciais de colapso do solo foram encontrados na amostra coletada a 9m de profundidade, seguida de 16m. De acordo com Oliveira (2019), esse comportamento pode estar associado a uma eventual mudança na microestrutura do solo.

Conforme discutido anteriormente, o potencial de colapso do solo depende da sucção inicial do material e da sobrecarga aplicada. Ou seja, os solos colapsíveis mais secos, ao serem inundados, tendem a apresentar maior decréscimo de volume sob uma determinada sobrecarga e, conseqüentemente, maior será o seu potencial de colapso. Isso significa que solos mais úmidos podem não apresentar colapso nessas condições, mesmo sendo de comportamento colapsível (GUTIERREZ, 2005). Além da sucção inicial, supõe-se que o colapso desse solo possa estar relacionado com o enfraquecimento das ligações cimentantes.

Como síntese dos resultados apresentados, tem-se na Figura 97 os valores de potencial de colapso com a profundidade para níveis de tensão confinante de campo (tensão vertical geostática  $\sigma'_v$ ), variando-se a sucção inicial do solo. Assumindo que os níveis de sucção em campo dificilmente ultrapassarão o valor de 50 kPa, em especial abaixo da zona ativa (até 4,5 a 5m de profundidade, conforme discutido por Giacheti *et al.*, 2019), o perfil estudado tem solos com comportamento colapsível até 7m de profundidade.

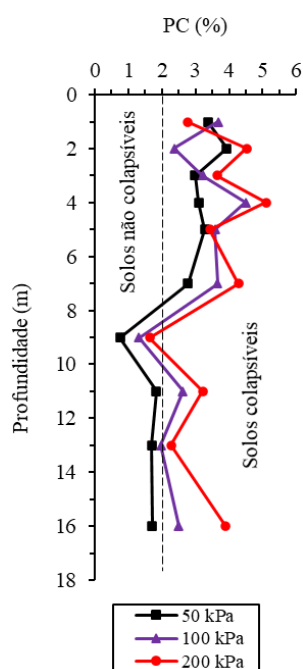


Figura 97. Valores de potencial de colapso ao longo do perfil para níveis de tensão confinante de campo (tensão vertical geostática), variando-se a sucção inicial do solo.

Em geral, os três critérios utilizados neste trabalho apontam para um solo com possível comportamento colapsível nos horizontes mais superficiais (que pode ser até cerca de 7 a 9m de profundidade) e, a partir daí, não colapsível. Vale ressaltar que estes critérios servem apenas como indicativo do comportamento colapsível do solo. Além disso, os ensaios edométricos não foram realizados com inundação em uma determinada sobrecarga de interesse, o que significa que os resultados foram obtidos indiretamente.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

As conclusões deste trabalho são:

1. As curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante para o solo de uma mesma profundidade apresentaram diferença significativa entre as frações silte e argila. Essa diferença fez com que a classificação do solo fosse areia argilosa para o solo com defloculante e areia siltosa sem o uso de defloculante. Isso se deve à existência de agregações da fração fina devido às propriedades cimentantes dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A quantificação da agregação nesse perfil foi feita com base na proposta de Otálvaro *et al.* (2015), obtendo-se valores da ordem de 50% na fração fina do solo (silte e argila).
2. A composição mineralógica do perfil de solo estudado foi avaliada por meio de ensaios de difração de raios-x, que identificaram minerais típicos daqueles que ocorrem em solos tropicais evoluídos como goethita, ferrihidrita, hematita (óxidos e hidróxidos de ferro), gibbsita (hidróxido de alumínio), além de quartzo e caulinita. Observou-se ainda que a intensidade dos picos característicos dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e de quartzo tendem a diminuir com a profundidade.
3. Os dados de caracterização, índices físicos do solo e adsorção de azul de metileno não possibilitaram identificar eventual mudança de comportamento ao longo desse perfil, que parece ser constituído de um material pedologicamente evoluído até 16m de profundidade. Esse comportamento aparentemente homogêneo do solo se deve ao intenso processo de intemperismo tropical a que ele esteve submetido.
4. Ensaio *MCT* realizados de metro a metro, entre 12 e 16m, indicam que os solos nessas profundidades estão entre o limite de solo laterítico e não laterítico. Assim, assumiu-se comportamento laterítico até cerca de 13m de profundidade e conforme sugerido por Giacheti *et al.* (1998).
5. As imagens obtidas no *MEV*, quando analisadas em conjunto com os resultados de *MCT*, *CTC*, *DRX* e *EDS*, foram importantes para uma melhor compreensão da gênese dos solos desse perfil.
6. Nos horizontes mais superficiais (até 5m), as partículas de areia são esféricas e arredondadas, enquanto nos horizontes mais profundos (a partir de 7m) há maior variação nos formatos das partículas, que tendem a ser menos esféricas e mais angulares.

A presença de partículas de areia arredondadas ao longo desse perfil se deve a história de formação desses materiais, que foram transportados por longas distâncias.

7. A interpretação conjunta dos resultados aponta três horizontes com comportamentos distintos: até 7m, a estrutura do solo apresenta elevada porosidade decorrente da presença de macro e microporos; de 7 a 13m, há uma redução da porosidade que pode estar associada com a redução dos microporos devido a menor influência dos sesquióxidos e, principalmente, ao efeito do confinamento, que reduz os macroporos; a partir de 13m, há indícios de mudança na estrutura do solo, diferente do restante do perfil, exibindo um arranjo mais fechado decorrente da sobreposição das partículas de areia e dos agregados que apresentam formato de placas.
8. A influência da variabilidade espaço-temporal nos parâmetros de compressibilidade do solo foi observada ao longo do perfil em razão das mudanças das curvas de compressão confinada. A influência da condição não saturada no comportamento do solo foi maior no horizonte mais superficial (até 5m), onde se tem a zona ativa do perfil.
9. A compressibilidade do solo tende a ser decrescente com a profundidade e mostrou-se dependente não apenas da fração grossa, que é constituída de uma areia média a fina, mas também da fração fina, que se encontra agregada ou envolvendo parcialmente partículas de areia fina devido a presença de sesquióxidos. Os formatos e a distribuição do tamanho das partículas têm uma influência direta na forma com que os vazios do solo serão ocupados e no entrosamento entre elas.
10. As curvas de compressão confinada dos corpos de prova de 13 e 16m de profundidade apresentaram comportamento distinto das demais. Nesses ensaios o nível de tensão aplicado não permitiu uma melhor definição da reta de compressão virgem e da tensão de escoamento.
11. Observou-se um aumento dos valores dos módulos  $M_d$  com o aumento da sucção e das tensões verticais líquidas, para todas as profundidades estudadas.
12. Os valores de módulos confinados determinados pelas diferentes técnicas ( $M_{DMT}$  e  $M_d$ ) apresentaram boa concordância ao longo do perfil estudado.
13. O critério expedito proposto por Vilar e Rodrigues (2015) identificou o comportamento colapsível até cerca de 9m de profundidade. Segundo o critério de Reginatto e Ferrero (1973), o solo é verdadeiramente ou condicionalmente colapsível até os 13m de profundidade. Já, o critério de Vargas (1978), baseado nos resultados dos ensaios edométricos duplos, indicam ocorrência de colapso até cerca de 7m de profundidade para os níveis de tensão confinante e de sucção de campo.

14. A ocorrência de colapso está diretamente relacionada com a tensão atuante, a sucção inicial do solo e o enfraquecimento das ligações cimentantes. Valores significativos de potenciais de colapso ( $PC > 2\%$ ) foram verificados nas diferentes profundidades para tensões verticais líquidas elevadas (acima de 200 kPa) e para o solo com valores de sucção inicial maiores do que 50 kPa. Uma exceção a essa regra foi observada para a amostra representativa de 9m de profundidade, que apresentou comportamento semelhante à de um solo compactado.
15. Os valores dos teores de umidade de 7 a 16m de profundidade variaram entre 9,5 e 11,3%, portanto no trecho de dessaturação da macroestrutura, que é caracterizado por baixos valores de sucção (inferiores a 30 kPa). Este fato indica que a sucção inicial do solo em campo nas diferentes profundidades estudadas dificilmente atingirá valores acima de 50 kPa para caracterizar o comportamento colapsível do solo.
16. A partir da interpretação dos resultados dos ensaios de caracterização e daqueles obtidos pelos três critérios utilizados neste trabalho para avaliar a colapsibilidade do solo, assumiu-se que o solo tem comportamento colapsível nos horizontes mais superficiais (que pode chegar até cerca de 9m de profundidade). Vale ressaltar que estes critérios são apenas indicativos do comportamento do solo.

As sugestões para continuidade desse trabalho são:

1. Realizar ensaios edométricos simples com inundação em diferentes níveis de tensão para melhor avaliação da magnitude do colapso ao longo do perfil.
2. Realizar ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada aplicando-se maiores valores de tensões verticais líquida, em especial para as amostras representativas de 13 e 16m de profundidade, que não atingiram nível de deformação para melhor definição da reta de compressão virgem e da tensão de escoamento.
3. Avaliar as diferenças entre o comportamento do solo natural e reconstruído no mesmo índice de vazios de campo, ou seja, o comportamento do material estruturado *versus* desestruturado.
4. Interpretar os resultados dos ensaios conforme sugerido por Vaughan (1985), com as curvas de compressão confinada expressas em termos de índice de vazios *versus* tensão vertical líquida.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**. Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_\_\_. **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 adsorção de água. 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, 2018.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 2016.

AGNELLI, N. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1992.

AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1997.

AITCHINSON, G.D. **Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils**. In: PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS. London: Butterworths, p. 47-52, 1961.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; MIGUEL, M.G.; SAUEIA, F.N.; HAJNAL, V.H.; CARVALHO, D. **Avaliação de um solo laterítico coluvionar de Campinas/SP, por diferentes procedimentos de determinação de índices físicos**. In: XVIII CONGRESSO ARGENTINO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2006.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. **Special problem soils**. General report. In: Proceedings of the 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering. **Anais...**Dublin: 1987.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405–430, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2435**: Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading, 2011.

\_\_\_\_\_. **ASTM D5298-10**: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. ASTM International. West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 6p, 2010.

BALMACEDA, A. **Suelos compactados: um studio teórico e experimental**. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1991.

BARRETO, J.C.G.; TITA, D.L.; ORLANDI, M.O. Development of an automated method to perform a quantitative study of particle size distribution and the effect of a conductive layer in scanning electron microscopy. **Quim. Nova**, v. 42, n. 4, 447-452, 2019.

BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Rio Grande, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 1999.

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

BENATTI, J.C.B. **Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP**. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 2010.

BENATTI, J.C.B.; MIGUEL, M.G.; RODRIGUES, R.A.; VILAR, O.M. **Collapsibility study for tropical soil profile using oedometric tests with controlled suction**. In: UNSATURATED SOILS - PROCEEDINGS OF THE 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, v. 1, p. 193-198, 2011.

BISHOP, A.W. **The principle of effective stress**. Publish in Teknisk Ukeblad, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1956.

BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E. Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. **Géotechnique**, v.13, n. 103, p. 447-466, 1963.

BLATZ, J. A.; CUI, Y.-J.; OLDECOP, L. Vapour equilibrium and osmotic technique for suction control. In: TARANTINO, A.; ROMERO, E.; CUI, Y.J. (Eds.). **Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils**. Dordrecht: Springer Netherlands, p. 49-61, 2009.

BOCKING, K. A.; FREDLUND, D. G. **Limitation of the axis translation technique**. In: PROCEEDING OF THE 4 TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, Haifa, p. 169-176, 1980.

BORTOLI, C.R. **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 1999.

BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G.F.N. Unsaturated soils in the context of tropical soils. In: AN INTERNATIONAL JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, **Soils And Rocks**, v. 44, n. 3, p. 1-25, 2021.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. [*et al.*]. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais 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. 39-74, 2015.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. **Análise do efeito de umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, v. 2, p. 109-114, 1990.

CASTRO, A.P.A.; SOARES, F.V.P.; RODRIGUES, R.A. Compactação como método de melhoria de solo colapsível. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**, v. 1, p. 42-51, 2017.

CAVAGUTI, N. **Geologia, estruturas e características hidrogeológicas mesozóicas da região de Bauru/SP**. Bauru, SP: Universidade do Sagrado Coração (USC), p. 169, 1981.

CECÍLIO JUNIOR, M. O. **Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2009.

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London clay. **Géotechnique**, v. 42, n. 4, p. 577-585, 1992.

CHEN, W.B. *et al.* Influence of matric suction on nonlinear time-dependent compression behavior of a granular fill material. **Acta Geotechnica**, 2019.

CHUHAN, F.A.; KJELDSTAD, A.; BJORLYKKE, K.; HOEG, K. Experimental compression of loose sands: relevance to porosity reduction during burial in sedimentary basins. **Can. Geotech.**, J. 40, p. 995-1011, 2003.

CLEMENTE, S.P., FINBARR, A.O. **Design considerations for collapsible soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 16106, v. 107, p. 305-317, 1981.

COLLINS, K.T.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, v. 24, n. 2, p. 223-254, 1974.

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.

COX, E.A. A method for assigning numerical and percentage values to the degree of roundness of sand grains. **Journal of Paleontology**, v. 1, p. 179-183, 1927.

COX, M.R.; BUDHU, M. A practical approach to grain shape quantification. **Engineering Geology**, v. 96, p. 1-16, 2008.

COZOLINO, V.M.; NOGAMI, J.S. **Classificação MCT para solos tropicais**. Solos e Rochas, v. 16, n. 2, p. 77-91, 1993.

CUNHA, C.L.S. **Estudo das características de compressibilidade unidimensional e plasticidade de misturas de argila e areia**. Vitória, ES: Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), 2012.

DA SILVA, L.F.; FERNANDES, J.B.; GIACHETI, H.L. **Caracterização física e mineralógica de um perfil de solo não saturado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), Relatório de Iniciação Científica (PIBIC), 2019.

DE CASTRO, P. H. M.; VENDRAME, P. R. S.; PINESE, J. P. P. Mineralogia da fração argila de solos localizados em ilhas no alto Rio Paraná, PR/MS. Londrina, PR: **Semina Ciências Exatas e Tecnológicas**, v. 35, n. 2, p. 181-188, 2014.

DE MELLO, V.F.B. **Notas de aula de mecânica dos solos**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1973.

DE MIO, G. **Condicionantes geológicos na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. São Carlos, SP: EESC-USP, 348p, 2005.

DENISOV, N.Y. **The engineering properties of loess and loess loams**. Gosstroirzdat, Moscow (em russo), p. 136, 1951, *apud* FEDA, J. 1966.

DIAS, A.J. **A análise sedimentar e o conhecimento dos sistemas marinhos**. Faro, Universidade do Algarve, 2004.

DNER. **ME 256/94**. Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.

DNER. **ME 258/94**. Solos compactados em equipamento miniatura - minimcv. Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.

DUDLEY, J.H. Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 96, n. 3, p. 925-947, 1970.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. **Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction**. I.C.E.S., Haifa, v. 3, p. 195-200, 1973.

FABBRI, G.T.P. **Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1994.

FEDA, J. Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice. **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 1, n. 3, p. 201-219, 1966.

FERNANDES, J. B. **Desenvolvimento de um sistema hidropneumático para ensaios de permeabilidade em solos saturados**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2012.

FERNANDES, J. B. **Resistência e deformabilidade de solos não saturados a partir de ensaios triaxiais**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2016.

FERNANDES, J.B. Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado. **Qualificação de Doutorado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2018.

FERREIRA, A.A.; NEGRO JUNIOR, A.; ALBIERO, J.H.; CINTRA, J.C.A. **Solos do interior de São Paulo**. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS. São Carlos, SP: EESC-USP, 339p, 1993.

FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B.; PERES, J. E. E.; BENVENUTO, C. Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Anais...**Rio de Janeiro, 1989.

FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E.; BENVENUTO, C. **Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, p. 73-79, 1990.

FERREIRA, R.C.; MONTEIRO, L.B. **Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the Sao Paulo state**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOIL, Brasilia Proceedinds, ABMS, v. 1, p. 269-80, 1985.

FERREIRA, S.R.M. **Variações de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, **Anais...**, Poços de Caldas, v. 1, p. 283-296, 1993.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P. **Características de variação de volume em solos colapsíveis do Estado de Pernambuco**. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, **Anais...**, São Paulo, 1999.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P. **Evaluation of the collapsibility of soils in the semiarid region of Pernambuco, Brazil**. In: PROCEEDINGS OF THE 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, ISC-4, v. 2, p. 1833-1838, 2013.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – Gasoduto Bolívia-Brasil**. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2003.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral**. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 329p, 2007.

FONTOURA, S.A.B.; LITTLE, A.L.; COLLINS, K. **Shear strength of undisturbed tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components**. In: COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE, PECULIARITIES OF GEOTECHNICAL BEHAVIOR OF TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS. Proceedings..., v. 1, p. 45-67, 1985.

FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**. The Geological Society, London, 182p., 1997.

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

FREDLUND, D.G. The 2005 Terzaghi lecture: unsaturated soil mechanics in engineering practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2006.

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

FUENTES, C.; ANTONINO, A. C. D.; NETTO, A. M.; LIRA, C. A. B. O.; CABRAL, J. J. S. P. **Desenvolvimento de um modelo fractal para a estimativa da condutividade hidráulica de solos não saturados**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 29, n. 1, p. 51–60, 2005.

FUTAI, M.M. **Propriedades geotécnicas de solos saprolíticos e rochas alteradas de filito**. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, **Anais...**, São Pedro-SP, p. 15-29, 1999.

FUTAI, M.M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: aplicação a um caso de voçorocamento**. Rio de Janeiro, RJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), COPPE, 2002.

GAO, G. **The distribution and geotechnical properties of loess soils, lateritic soils and clayey soils in China**. Eng. Geol., v. 42, n. 1, p. 95–104, 1996.

GIACHETI, H.L. **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: estudos e considerações quanto à aplicação em solos tropicais**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2001.

GIACHETI, H.L.; COELHO, V.; CARVALHO, D. **Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório**. In: XI CONGRESSO

BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Brasília/DF, **Anais...**, v. 1. p. 195-202, 1998.

GIACHETI, H.L.; FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; MARQUES, M.E.M. **A condutividade hidráulica de um solo arenoso determinada a partir de ensaios de campo e de laboratório**. In: XXVII CONGRESSO INTERAMERICANO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 2000.

GIACHETI, H.L.; BEZERRA, R.C.; ROCHA, B.P. Seasonal influence on cone penetration test: na unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, p. 361-368, 2019.

GIBBS, H.J. Properties which divide loose and dense uncemented soils. **Bureau of Reclamation Report**, n. 608, 1961, Denver, *apud* USBR, 1998.

GIBBS, H.J.; BARA, J.P. Stability problems of collapsing soil. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 93, n. 4, p. 577-594, 1967.

GIDIGASU, M.D. **Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles**. Elsevier Scientific Publishing Company, 2012.

GIDIGASU, M.D. **Geomechanics in tropical soils: general report**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, Proceedings... v. 1, p. 495-505, 1990.

GOMES, F.S. **Estudo da erodibilidade e parâmetros geotécnicos de um solo em processo erosivo**. Recife, PE: Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), 2001.

GUTIERREZ, N.H.M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2005.

HILF, J.W. Na investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. **Technical Memorandum**, Bureau of Reclamation U.S. Department of Interior, Denver, n. 654, 1956.

HILLEL, D. **Soil water - physical principles and processes**. New York, Academic Press, capítulos 1-5, 1971.

HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José-SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2015.

HENRIQUES, R.J.; VALADÃO, R.C. **Morfoscopia da fração areia de formações alúvio-colúviais: o que revela a assinatura de grãos de quartzo**. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA FÍSICA APLICADA, 2017.

HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N., ZAPATA, C.E., LAWRENCE, C. Geotechnical engineering practice for collapsible soils. In: TOLL, D.G., AUGARDE, C.E., GALLIPOLI,

D., WHEELER, S.J. (Eds.), **Soil Concepts and Their Application in Geotechnical Practice**. Springer, Netherlands, p. 333–355, 2001.

IGNATIUS, S.G. **Solos tropicais: proposta de índice classificatório**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 2, n. 14, p. 89-93, 1991.

JENNINGS, J.E.; BURLAND, J.B. Limitations to the use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. **Géotechnique**, v. 12, p. 125-144, 1962.

JENNINGS, J.E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure**. In: PROCEEDINGS OF VII REG. CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Durban, v.1, p. 99-105, 1975.

LACASSE, S. **Interpretation of dilatometer test**. In: FINAL REPORT ON IN SITU SITE INVESTIGATION TECHNIQUES AND INTERPRETATION FOR OFFSHORE PRACTICE, OSLO, Norwegian Geotechnical Institute, v. 1, 1986.

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

LI, P.; VANAPALLI, S.; LI, T. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 8, n. 2, p. 256-274, 2016.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da Água no Solo**. Brasil: EDUSP, 2. ed., 2012.

LIU, Z.; LIU, F.; MA, F.; WANG, M.; BAI, X.; ZHENG, Y.; YIN, H.; ZHANG, G. Collapsibility, composition, and microstructure of loess in China. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 4, p. 673-686, 2016.

LOBO, A.S. **Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1991.

LUTENEGGER, A.J.; SABER, R.T. Determination of collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v. 11, n. 3, p. 173-178, 1988.

MACHADO, S.L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1998.

MACHADO, S.L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1995.

MARANGON, M. **Geotecnia do subsolo**. Juiz de Fora, MG: Universidade Federal de Juiz de Fora, 19p., 2018.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; CALABRESE, M; TOTANI, G. **DMT-predicted vs measured settlements under a full-scale instrumented embankment at Treporti (Venice, Italy)**. In: PROC. 2<sup>nd</sup> INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION ISC'2, Porto, v. 2, p. 1511-1518, 2004.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. **The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations: a report by the ISSMGE TC Committee**. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES AND CASE HISTORIES, Parahyangan Catholic University, Bandung, Indonesia, p. 95-132, 2001.

MARIANO, E. **Alteração e concentração ferruginosa no arenito do Membro Serra da Galga (Triângulo Mineiro – MG)**. Rio Claro, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2016.

MARINHO, F.; GOMES, J. The effect of contact on the filter paper method for measuring soil suction. **Geotechnical Testing Journal**, v. 35, 2011.

MARINHO, F. A. M.; ZAMBUZI, N. de C.; CAMPOS, T. M. P. **Desenvolvimento de cerâmica com alta pressão de entrada de ar**. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, v. 1, p. 435-440, 2006.

MAYNE, P.W. **Unexpected but foreseeable mat settlements of Piedmont residuum**. In: INT. JNL OF GEOENGINEERING CASE HISTORIES, v. 1, n. 1, p. 5-17, 2005.

MITCHELL, J.K.; SITAR, N. Engineering properties of tropical residual soils. **Geotechnical Engineering Speccial Conference**, Proceedings, ASCE, p. 30-57, 1982.

MITCHELL, J.K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. John Wiley and Sons, 3<sup>rd</sup> ed., New York, 592p., 2005.

MONACCI, M.D. **Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da faculdade de engenharia agrícola – Unicamp**. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), 1995.

MONACO, P.; TOTANI, G; CALABRESE, M. **DMT-predicted vs observed settlements: a review of the available experience**. In: PROCEEDINGS FROM THE SECOND INTERNATIONAL FLAT DILATOMETER CONFERENCE, University of L'Aquila, Italy, p. 244-252, 2006.

MONKUL, M.M.; OZDEN, G. Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. **Engeneering geology**, n. 89, p. 195-205, 2007.

MUÑOZ, J. J. **Thermo-hydro-mechanical analysis of soft rock. Application to a large scale heating test and large scale ventilation test**. Universitat Politècnica de Catalunya, 2006.

NG, C.W.W.; AKINNIYI, D.B.; ZHOU, C. Comparisons of weathered lateritic, granitic and volcanic soils: compressibility and shear strength. **Engineering Geology**, 2019.

NOCILLA; COOP, M.R.; COLLESELLI, F. The mechanics of an Italian silt: an example of transitional behaviour. **Géotechnique**, v. 4, n. 56, p. 261-271, 2004.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática**. IN: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO: ABPV, 15, **Anais...**, Belo Horizonte, 1981.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo em solos lateríticos**. 1995.

NOUAOURIA, M. S.; GUENFOUD, M.; LAFIFI, B. Engineering properties of loess in Algeria. **Engineering Geology**, v. 99, n. 12, p. 85-90, 2008.

OLIVEIRA, A. **Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto**. Maringá, PR: Universidade Estadual de Maringá (UEM), 2019.

OLIVEIRA, L.A.K., SCHNAID, F.; GEHLING, W.Y.Y. **Previsão da colapsibilidade de solos com base em ensaios pressiométricos**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, **Anais...**, p. 299-311, 2000.

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

PEJON, O.J. **Mapeamento geotécnico regional da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100.000): estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2v, 1992.

PENTLAND, A. **A method of measuring the angularity of sands**. Roy. Soc. Canada Proc. Trans, v. 3, n. 21, 1927.

PEREIRA, J.H., FREDLUND, D.G., CARDÃO NETO, M.P., GITIRANA Jr., G.D.F. Hydraulic behavior of collapsible compacted gneiss soil. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v. 131, n. 10, p. 1264-1273, 2005.

PÉREZ, A.C. **Influência de insumos agrícolas em propriedades físicas de solos tropicais**. Brasília, DF: Universidade de Brasília (UnB), 2018.

PINTO, C.S. **Fundações de barragens em solos compressíveis e/ou de baixa resistência**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, p. 173-215, 1978.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 3. ed., 524p., 2006.

POWER, K.C.; VANAPALLI, S.K. GARGA, V. **A revised contact filter paper method**. *Geotechnical Testing Journal*, v. 31, n. 6, 2008.

PRESA, E.P. **7ª Sessão técnica: solos tropicais, especiais (expansivos, colapsíveis e dispersivos) e pavimentos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, v. 1, p. 231-243, 1994.

RAHARDJO, H. [*et al.*]. Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. **Engineering Geology**, Singapore, v. 73, n. 1, p. 157-169, 2004.

RAMÍREZ, A.Q.; VALENCIA, Y.G.; VALENCIA, L.A.L. Efecto de los lixiviados de residuos sólidos en un suelo tropical. **Revista DYNA**, v. 84, n. 203, p. 283-290 (in Spanish), 2017.

RAO, S.M., REVANASIDDAPPA, K. Collapse behavior of a residual soil. **Géotechnique**, v. 52, n. 4, p. 259–268, 2002.

RASBAND, W.S. **ImageJ**. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, 2004.

REGINATTO, A.R.; FERRERO, J.C. **Collapse potential of soils and soil-water chemistry**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, **Anais...**, v. 22, p. 177-183, 1973.

REICHARDT, K.; BACCHI, O. O. S.; VILLAGRA, M. M. **Estimativa de fluxos de água em solos não saturados**. *Bragantia, Campinas*, v. 52, n. 1, p. 83–87, 1993.

RIBEIRO, S.; BONETTI, C. **Variabilidade morfométrica de sedimentos arenosos: revisão de métodos e uso do software ImageJ na diferenciação de ambientes deposicionais na Ilha de Santa Catarina e região continental, SC, Brasil**. *Gravel*, v. 11, n. 1, p. 37-47, 2013.

ROCHA, B.P.; RODRIGUES, R.A.; GIACHETI, H.L. The flat dilatometer test in an unsaturated tropical soil site. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 10, p. 1-13, 2021.

ROCHA, B.P. **Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2018.

ROCHA, B.P.; SANTOS, R.A.; BEZERRA, R.C.; RODRIGUES, R.A.; GIACHETI, H.L. **Characterization of unsaturated tropical soil site by in situ tests**. In: PROCEEDINGS OF THE 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERISATION, v. 2, p. 1129-1136, 2016.

RODRIGUES, R.A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2007.

RODRIGUES, R.A. **A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenosos**. Ilha Solteira, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2003.

RODRIGUES, R.A. **Simulação numérica de resultados de provas de carga em placa e de protótipos de sapatas em solos não saturados**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2018.

RODRIGUES, R.A.; VILAR, O.M. **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água**. In: REVISTA NACIONAL DE GERENCIAMENTO DE CIDADES, v.1, p. 13-27, 2014.

ROGERS, C.D.F., DIJKSTRA, T.A., SMALLEY, I.J. Hydroconsolidation and subsidence of loess: studies from China, Russia, North America and Europe: in memory of Jan Sajgalik. **Eng. Geol.**, v. 37, n. 2, p. 83-113, 1994.

ROTISCIANI, G. M. [*et al.*]. Hydromechanical behavior of an embankment during inundation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, n. 3, p. 348-358, 2016.

ROUSE, P.C.; FANNIN, R.J.; SHUTTLE, D.A. Influence of roundness on the void ratio and strength of uniform sand. **Géotechnique**, n. 58, 2008.

SAAB, A.L. **Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2016.

SANDRONI, S.S. **Young metamorphic residual soil**. In: IX PCSMFE, v. 1, Vina del Mar, p. 1771-1788, 1991.

SANTOS, V.S.; DE MEDEIROS, A.B.S.; DA SILVA, R.S.A.; SANTOS JÚNIOR, O.F.; DE FREITAS NETO, O.; LIRA, B.S. **Influence of the structure on the collapse potential and shear strength of a residual soil in the semiarid region of Northeast Brazil**. In: MATEC WEB OF CONFERENCES, v. 337, n. 1003, 2021.

SENAHA, S.C.F. **A quartzilização em perfis de intemperismo tropical**. Brasília, DF: Universidade de Brasília (UnB), 2019.

SILVA, B.B. **Comportamento de um solo residual de gnaiss sob compressão edométrica**. Joinville, SC: Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2019.

SILVEIRA, I.A. **Estudo da colapsibilidade em função das condições de compactação de um solo arenoso não saturado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2019.

SOARES, F. V. P. **Previsão de recalques por colapso de sapatas assentes em solo natural e compactado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2018.

SOUSA, R.A. **Resistência e compressibilidade de solos da Formação Barreiras da região de Natal/RN**. Natal, RN: Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), 2018.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo superficial colapsível de Ilha Solteira**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1993.

STOOPS, G.; SCHAEFER, C.E.G.R. **Pedoplasation: formation of soil material**. In: STOOPS, G.; MARCELINO, V.; MEES, F. (eds.). Interpretation of micromorphological features of soils and regoliths. Ed. Elsevier, Amsterdam, p. 69–79, 2010.

SULTAN, H.A. **Some engineering aspects of collapsing soils**. The University of Arizona, Tucson, 35 p., 1971.

TEIXEIRA, C.S. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1993.

TOLEDO, M.C.M.; OLIVEIRA, S.M.B.; MELFI, A.J. **Intemperismo e formação do solo**. In: DECIFRANDO A TERRA, p. 139-166, 2000.

USBR. Earth Manual, Part 1. 3rd ed. **Bureau of Reclamation**, Denver, 1998.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

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, 1999.

VARGAS, M. Fundações de barragens de terra sobre solos porosos. **Revista Construções Pesada**, p. 77-81, 1977.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. 2ª Ed., Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509p, 1978.

VARGAS, M. **Characterization identification and classification of tropical soils**. In: II INTER. CONFERENCE ON GEOMECHANICS OF TROPICAL SOILS, Proceedings..., Singapore, 1988.

VARGAS, M. **Identification and classification of tropical soil**. In: GEOTECHINICAL WORKSHOP ON APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOIL, Belo Horizonte, v. 1, 1992.

VAUGHAN, P.R. **Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic. Particularly as related to their structure na mineral components – special lectures**. In: I INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL

LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, Proceedings..., ABMS, Brasília, v.3, p. 231-263, 1985.

VIANA DA FONSECA, A. **Caracterização de solos residuais em projecto geotécnico assistido por ensaios**. Portugal: Universidade do Porto, 2008.

VIEIRA, A. M.; MARINHO, F. A. M. **Variação sazonal de sucção em um talude de solo residual em São Paulo**. In: III CONGRESSO BRASILEIRO DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Rio de Janeiro, v. 1, p. 287-295, 2001.

VILAR, O. M. **Aspectos do comportamento colapsível de solos compactados**. São Carlos, SP: EESC-USP, 110p, 1996.

VILAR, O. M. **Prefácio**. In: 5° SIMPÓSIO DE SOLOS NÃO SATURADOS. São Carlos, SP: EESC-USP, 2004.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Revisiting classical methods to identify collapsible soils. **Soils And Rocks**. São Paulo: Brazilian Soc Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, v. 38, n. 3, p. 265-278, 2015.

VILAR, O.M. **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos, SP: EESC-USP, 1979.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; CINCERRE, J.R.; SERRZA, P.R.M.; ZUPPOLINI, A.N. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas, bases alternativas com solos lateríticos**. São Paulo, 2007.

VITALI, O.P.M. **Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT**. São Carlos, SP: EESC-USP, 2011.

VIVIAN, J. B. **Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel**. Porto Alegre, RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 100f, 2008.

WESLEY, L.D. **Geotechnical engineering in residual soils**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2010.

WHEELER, S. J.; GALLIPOLI, D.; KARSTUNEN, M. Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 26, n. 15, p. 1561–1571, 2002.

WHEELER, S.J. Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 1996.

WHEELER, S.J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 45, n. 1, p. 35-53, 1995.

YACOUB, J.D. Estudo da condutividade hidráulica e de parâmetros de transporte de poluentes em uma área de disposição de resíduos sólidos. **Qualificação de Doutorado**. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2020.

ZENG, G., MENG, X. **Experimental study on the relationship between moisture content and deformation of collapsible loess**. In: NING, L., LAUREANO, R. (Eds.), *Advances in Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics*, Geotechnical Special Publications (ASCE), p. 136-142, 2006.

ZORLU, K., KASAPOGLU, K.E. Determination of geomechanical properties and collapse potential of a caliche by in situ and laboratory tests. **Environ. Geol.**, v. 56, n. 7, p. 1449-1459, 2009.