

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – USP
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – EESC
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

BRENO PADOVEZI ROCHA

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS
NÃO SATURADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO**

São Carlos

2018

BRENO PADOVEZI ROCHA

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS
NÃO SATURADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO**

Versão corrigida

Original encontra-se disponível na unidade que aloja o programa.

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Ciência.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

São Carlos
2018

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

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

R672c Rocha, Breno Padovezi
Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por meio de Ensaio de Campo / Breno Padovezi Rocha; orientador Heraldo Luiz Giacheti. São Carlos, 2018.

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

1. Ensaio de Campo. 2. CPT. 3. DMT. 4. Ensaio sísmico downhole. 5. Solos tropicais. 6. Solos não saturados. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **BRENO PADOVEZI ROCHA**.

Título da Tese: "Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo".

Data da defesa: 17/08/2018.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Heraldo Luiz Giacheti**
Orientador

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP - Bauru)

Aprovado

Prof. Titular **Orencio Monje Vilar**

(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Roger Augusto Rodrigues**

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP - Bauru)

Aprovado

Dr. **Giuliano De Mio**

(Gerenciamento da Informação Geoambiental/e-Geo)

Aprovado

Prof. Dr. **Edgar Odebrecht**

(Universidade do Estado de Santa Catarina/UDESC)

aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:

Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

À Minha Família, que perto ou
longe, se faz sempre presente.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pois sem Ele, nada é ou será possível.

Ao Professor **Heraldo Luiz Giacheti**, pela orientação, amizade, paciência e incentivo ao longo dessa pesquisa.

Ao apoio incondicional de meus familiares, minha mãe **Maderly**, meu pai **José** e meu irmão **Rodrigo**.

A minha namorada **Fernanda**, pelo estímulo, compreensão e apoio em todos os momentos.

A todos os docentes da pós-graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, cujos ensinamentos foram fundamentais para minha formação.

Ao **Prof. Roger Augusto Rodrigues**, pela amizade e troca de experiências a ao longo da realização dessa pesquisa.

Aos amigos da pós-graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial a **Vanessa Almeida de Godoy, Felipe de Campos Loch, Thaíse da Silva Oliveira Moraes e João Manoel Sampaio Mathias dos Santos Filho**, e aos amigos da pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Unesp de Bauru, em especial a **Admir José Giacon Junior, Amanda Leoncini Carvalho, Alfredo Lopes Saab, Henrique Svizzero Boni, Jeferson Brito Fernandes e Roberto Aguiar dos Santos**, pela companhia, risadas e trocas de experiências.

Aos técnicos **Gustavo Pinheiro e Sérgio Gimenez Júnior** da Unesp de Bauru e **Oscar dos Santos Neto** da USP de São Carlos, pelo auxílio na realização dos ensaios e esclarecimento de dúvidas sobre a operação dos equipamentos empregados nesta pesquisa.

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia, pelo apoio durante o curso de pós-graduação.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (**CAPES**) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (**FAPESP**), pelo suporte financeiro.

RESUMO

Rocha, B. P. (2018). **Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por meio de Ensaio de Campo**. São Carlos, 242p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O estudo do comportamento mecânico dos solos é muitas vezes feito por meio de ensaios de campo, cujos resultados permitem a definição do perfil estratigráfico, posição do nível d'água e estimativa realista dos parâmetros dos materiais envolvidos, bem como a avaliação de sua variabilidade. Os solos tropicais apresentam comportamento peculiar, devido aos processos geológicos e/ou pedológicos inerentes a sua formação e sua condição não saturada. Por isso, a Mecânica dos Solos Clássica apresenta limitações para prever seu comportamento, principalmente quando se leva em conta a variabilidade sazonal. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento não convencional de perfis de solos tropicais não saturados, com ênfase a influência da variabilidade sazonal na estimativa de parâmetros geotécnicos considerando o efeito da sucção. Os ensaios de campo realizados foram os de Cone (CPT) e de Dilatômetro (DMT), em conjunto com sísmica *downhole*. Os locais estudados foram os Campos Experimentais da USP de São Carlos e da Unesp de Bauru. Resultados desses ensaios foram reavaliados com o intuito de melhor compreender a variabilidade espaço-temporal. Foi possível verificar que as variações sazonais nos perfis de umidade, e consequentemente da sucção, afetaram os resultados dos ensaios de campo, destacando a importância de considerar a variabilidade sazonal na interpretação dos mesmos. Novas campanhas de ensaios de campo, sempre com a determinação de perfis de umidade e curvas de retenção de água no solo para a estimativa de sucção foram realizadas nesses dois campos experimentais. A interpretação dos resultados desses ensaios considerando o efeito da sucção e microestrutura presentes nos solos tropicais possibilitou avaliar a aplicabilidade das metodologias existentes para a definição do perfil estratigráfico e, em especial, para a estimativa de parâmetros geotécnicos de projeto. Os perfis de q_c , K_D e E_D foram normalizados considerando o efeito da sucção nas tensões efetivas, o que possibilitou uma avaliação mais adequada dos perfis de solo estudados. Concluiu-se que para o entendimento do comportamento mecânico desses solos tropicais é necessário compreender a influência da variabilidade sazonal, bem como identificar a presença de microestrutura nos mesmos. O emprego de técnicas híbridas, como o SCPT e o SDMT, em conjunto com perfis de umidade e curvas de retenção de água no solo permitiram uma melhor caracterização dos perfis investigados.

Palavras-chave: Ensaio de Campo, CPT, DMT, Ensaio sísmico *downhole*, Solos tropicais, Solos não saturados.

ABSTRACT

Rocha, B. P. (2018). **Geotechnical Characterization of Unsaturated Tropical Soil by In situ tests**. São Carlos, 242p. PhD. Thesis - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The study of the mechanical behavior of tropical soils is quite often carried out by *in-situ* tests. *In-situ* test data allow defining the stratigraphic profile, position of the ground water level and a realistic estimative of the geomaterials parameters, as well as assessing their variability. Tropical soils present a peculiar behavior due to the geological and/or pedological processes inherent to their formation and to its unsaturated condition. For this reason, the Classical Soil Mechanics has limitations to predict such behavior. In this context, this work aims to study the unusual behavior of unsaturated tropical soils with emphasis on the influence of the time-spatial variability in the estimative of geotechnical parameters caused by soil suction. The *in-situ* tests were the Cone (CPT) and Dilatometer (DMT) together with downhole seismic tests. The experimental research sites are the Unesp-Bauru and USP-São Carlos. CPT, DMT and downhole seismic tests data were reinterpreted for better understanding the time-spatial variability. It was possible to verify that the seasonal variations in the water content profiles, and consequently on the soil suction, caused changes in the *in-situ* test data. As a result, the seasonal variability should be considered in the interpretation of the *in-situ* tests carried out in unsaturated tropical soils. Further *in-situ* test campaigns, always together with water content profiles determination and soil water retention curves, were carried out in both research sites. The interpretation of the tests data considering the influence of the soil suction and cementation effects in tropical soils allows evaluating the applicability of the classical methodologies for the definition of the stratigraphic profile and the estimative of geotechnical parameters. The q_c , K_D e E_D were normalized considering the soil suction influence on the effective stresses. This procedure allowed a proper site characterization of the studied soil profiles. It was concluded that for the understanding of the mechanical behavior of the studied tropical soils it is necessary to figure out the influence of the seasonal variability, as well as identifying the presence of microstructure on these soils. The use of hybrid techniques, such as SCPT and SDMT, together with moisture content profiles and soil water retention curves allowed a better site characterization of the investigated soil profiles.

Keywords: In situ tests, CPT, DMT, Downhole seismic test, Tropical soils, Unsaturated soils

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 - Perfil típico de solo tropical	5
Figura 2.2 - Detalhe de linha de seixos separando o horizonte superior (laterítico) do inferior (saprolítico).....	6
Figura 2.3 - a) Curvas de compressão confinada dos solos de Ouro Preto-MG; b) Anisotropia de alguns solos residuais brasileiros.....	8
Figura 2.4: Distribuição da pressão na água em um perfil de solo.....	10
Figura 2.5 - Representação esquemática da definição de sucção.....	11
Figura 2.6 - Ascensão da água em tubo capilar: a) formação do menisco; b) ascensão até o equilíbrio e c) pressão na água após equilíbrio.....	12
Figura 2.7 - Curva de Retenção de água no solo.....	13
Figura 2.8: Curvas de retenção típicas para diferentes solos.	14
Figura 2.9 - a) Sensor watermark; b) sensor conectado a tubo PVC para facilitar inserção no solo.....	17
Figura 2.10: Métodos de perfuração e amostragem convencionais versus abordagem por ensaios híbridos.....	20
Figura 2.11 - Ponteira do Cone Elétrico. Foto e Representação esquemática.....	21
Figura 2.12 - Variação da rigidez do solo em função da deformação.....	24
Figura 2.13 - Layout de um ensaio SCPTu.....	25
Figura 2.14 - Representação esquemática do ensaio DMT.....	26
Figura 2.15 - Sequência de realização do ensaio DMT.....	27
Figura 2.16 - Dilatômetro Sísmico: a) Lâmina DMT e módulo sísmico; b) Representação esquemática do Dilatômetro Sísmico, c) Equipamento para realização do dilatômetro sísmico.....	29
Figura 2.17 - Perfis de V_s de ensaios SDMT, SCPT, Crosshole e SASW.....	29
Figura 2.18 - Perfis de V_s e G_o obtidos por diferentes técnicas de campo.....	30
Figura 2.19 - Ábaco de classificação dos solos.....	33
Figura 2.20 - Ponteira sísmica.....	34
Figura 2.21 - Grupos de comportamento baseados no CPT.....	35
Figura 2.22 - Ábaco modificado para definição dos grupos de comportamento de solos baseados no ensaio DMT.....	35
Figura 2.23 - Contornos de M_{DMT}/σ'_{vo} (a) e G_o/σ'_{vo} (b) plotados no ábaco modificado.....	36
Figura 2.24 - Relação entre G_o e q_c para os solos de São Carlos, Bauru e Campinas.....	37
Figura 2.25 - Avaliação da presença de estruturas cimentantes dos solos a partir de ensaios SDMT: a) G_o/E_D vs I_D e b) G_o/M_{DMT} vs K_D	39
Figura 2.26 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais.....	40
Figura 2.27 - Resultados de ensaios CPTu, composição granulométrica e perfil interpretado a partir de ensaios SPT para o campo experimental de São Carlos.....	41
Figura 2.28 - Relação entre resultados do ensaio SPT e sucção (a), e sucção normalizada (b).....	42
Figura 2.29 - Influência da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT.....	43
Figura 2.30. Influência da sucção nos resultados de ensaios CPT e PMT.....	44
Figura 2.31 - Ensaios SCPT realizados em área com vegetação.....	45
Figura 2.32 - Ensaios SCPT realizados em área sem vegetação.....	46
Figura 2.33 - Perfis de q_c , umidade, sucção e razão de atrito (R_f).....	47
Figura 2.34 - Dados de q_c vs profundidade para densidade relativa de 33%, tensão de confinamento de 50 kPa (a) e 100 kPa (b), variando sucção em $s = 0, 25$ e 200 kPa.....	48
Figura 2.35 - Ensaios CPT realizados na areia de Sydney incorporando e não incorporando o efeito da sucção nos valores de q_c e f_s	49
Figura 2.36 - Ensaios CPT realizados em uma areia marinha com mais do que 8% de finos.....	50
Figura 2.37 - Ensaios CPT realizados em barragem de rejeito.....	51

Figura 2.38 - Dados de q_c vs profundidade para índice de vazios igual a 0,65 e tensão de confinamento de 60 kPa.....	52
Figura 2.39 - Perfis de Umidade do Local A e B nas diferentes condições climáticas	53
Figura 2.40 - Pressões p_0 e p_1 do ensaio DMT realizado no Local A nas diferentes condições climáticas.	53
Figura 2.41 - Curvas de retenção de água do solo do campo experimental da UnB.	54
Figura 2.42 - Valores de umidade e sucção para os dois locais e para as duas estações climáticas (elaborado a partir dos dados de Santos 2003).	55
Figura 2.43 - Relação entre o grau de saturação e o fator χ para diferentes solos.	57
Figura 2.44 - Relação típica entre resistência ao cisalhamento do solo e sucção.....	58
Figura 2.45 - Relação entre χ e a sucção matricial.	59

Capítulo 3

Figura 3.1 - Pontos experimentais e ajuste pela da equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 1,5 m de profundidade.	65
Figura 3.2 - Pontos experimentais e ajuste pela da equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 3,0 m de profundidade.	65
Figura 3.3 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.	65
Figura 3.4 - SWRCs para as três profundidades, ajustadas pela equação de van Genuchten (1980)....	66
Figura 3.5 - SWRC determinadas por meio de trajetórias de secagem e umedecimento para amostras coletadas a 3 m de profundidade.....	67
Figura 3.6 - Ensaio edométrico para amostra coletadas a 1,0 (a), 2,0 (b), 3,0 (c), 4,0 (d) e 5,0 (e) m de profundidade, em função da sucção.....	69
Figura 3.7 - Tensões de pré-adensamento em função da sucção e da profundidade.	70
Figura 3.8 - Envoltórias de resistências para a amostra coletada a 3,0 m de profundidade.	72
Figura 3.9 - Variação de V_s (m/s) e G_o (MPa) em função da sucção e do estado de tensões determinada com <i>bender elements</i> para as amostras coletadas a 3,0 m de profundidade.	75
Figura 3.10 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 2,0 m de profundidade.	78
Figura 3.11 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.	78
Figura 3.12 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra de 8,0 m de profundidade.	78
Figura 3.13 - SWRCs para as três profundidades estudadas, ajustadas pela equação de van Genuchten (1980).....	79
Figura 3.14 - Ensaio edométrico para amostras coletadas a 1,0 (a), 2,0 (b), 3,0 (c), 4,0 (d), 5,0 (e), 7,0 (f) e 8,0 (g) m de profundidade em função da sucção.....	81
Figura 3.15 - Envoltórias de resistências para amostras coletadas a 5,0 m de profundidade.	82
Figura 3.16 - Velocidades de onda de cisalhamento para (a) o solo compactado com teores de umidade de 12,8% e (b) 13,9%, e (c) para o solo indeformado.....	84
Figura 3.17 - Princípio da Lei de Bragg	87
Figura 3.18 - Calibração da Lâmina do DMT em laboratório.....	90
Figura 3.19 - Realização do ensaio DMT no campo experimental da Unesp de Bauru	90
Figura 3.20 - Ponteira sísmica e calibração em laboratório para realização de ensaios SDMT.	91
Figura 3.21 - Fontes sísmicas empregadas nos ensaios SDMT.....	91
Figura 3.22 - Cava em formato cúbico e oito drenos preenchidos com brita.	93
Figura 3.23 - Inundação da cava, as caixas d'água e sistema de boia utilizado na inundação da cava. 93	
Figura 3.24 - Representação esquemática da localização dos ensaios realizados na cava inundada....	94
Figura 3.25 - Deformações cisalhantes devido a penetração da lâmina do DMT	95
Figura 3.26 - Região arborizada no campo experimental da Unesp de Bauru, denominada Local 1....	96
Figura 3.27 - Região aberta no campo experimental da Unesp de Bauru, denominada Local 2.....	96

Figura 3.28 - Distribuição e índices físicos dos locais 1 e 2 do campo experimental da Unesp de Bauru	97
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Capítulo 4

Figura 4.1 - Curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante, para amostras de solo coletadas nas profundidades de a) 0,25 m; b) 3,5 m; c) 5,5 m e d) 8,0 m para o campo experimental de Bauru.	99
Figura 4.2 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 2,0 m de profundidade.	103
Figura 4.3 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.	103
Figura 4.4 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 8,0 m de profundidade.	104
Figura 4.5 - Curva de retenção de água média assumida para o solo do campo experimental da Unesp, determinada a partir dos resultados de ensaios realizados nas amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.	105
Figura 4.6 - Mapa de localização dos ensaios DMT realizados no Local 1 (região arborizada).	107
Figura 4.7 - Mapa de localização dos ensaios CPT, DMT e amostragem realizados no Local 2 (região aberta).	108
Figura 4.8- Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Abril/2016.	109
Figura 4.9 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Abril/2016.	109
Figura 4.10 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Novembro/2016.	110
Figura 4.11 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Novembro/2016.	110
Figura 4.12 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Fevereiro/2017.	111
Figura 4.13 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Fevereiro/2017.	111
Figura 4.14 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Abril/2017.	112
Figura 4.15 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Abril/2017.	112
Figura 4.16 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Julho/2017, executada em cava inundada.	113
Figura 4.17 - Resultado de ensaio SDMT realizado na campanha de Julho/2017, executada em cava inundada.	113
Figura 4.18 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Setembro/2017.	114
Figura 4.19 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Setembro/2017.	114
Figura 4.20 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Outubro/2017.	115
Figura 4.21 - Perfis de Vs determinados com a ponteira sísmica no campo experimental da Unesp de Bauru.	116
Figura 4.22 - a) Perfis de umidade determinados nas seis campanhas realizadas em condição natural; b) perfis de umidade determinados em cava inundada.	117
Figura 4.23 - Valores de sucção e de precipitação ao longo do período estudado.	118
Figura 4.24 - Sucção de campo determinadas por meio dos sensores de resistência elétrica e dados de pluviometria.	119
Figura 4.25 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para amostras de solo coletadas em diferentes profundidades: a) 2,5 m, b) 5,5 m e c) 7,0 m.	120
Figura 4.26 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 2,5 m de profundidade.	123
Figura 4.27 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 5,5 m de profundidade.	123
Figura 4.28 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 8,0 m de profundidade.	124
Figura 4.29 - Curvas de retenção média para o solo do campo experimental da USP, para amostras coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade.	125
Figura 4.30 - Localização dos ensaios realizados na Campo Experimental da USP de São Carlos (sem escala).	126
Figura 4.31 - Resultados de ensaios CPTu realizados na primeira campanha (Março/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.	127
Figura 4.32 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na primeira campanha de campo (Março/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.	128

Figura 4.33 - Resultados de ensaios CPTu realizados na segunda campanha (Outubro/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.	128
Figura 4.34 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na segunda campanha de campo (Outubro/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.....	129
Figura 4.35 - Resultados de ensaios CPTu realizados na terceira campanha (Abril/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.	129
Figura 4.36 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na terceira campanha de campo (Abril/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.....	130
Figura 4.37 - Resultados de ensaios CPTu realizados na quarta campanha (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.	130
Figura 4.38 - Resultados de ensaios CPTu realizados na quarta campanha em cava inundada (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.....	131
Figura 4.39 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na quarta campanha de campo (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.....	131
Figura 4.40 - Resultado do ensaio SDMT realizado em cava inundada durante a quarta campanha de campo (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.	132
Figura 4.41 - Perfis de Vs determinados para as três campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.	133
Figura 4.42 - a) Perfis de umidade determinados nas quatro campanhas realizadas para a condição de umidade natural; b) perfis de umidade determinados na cava inundada.	134
Figura 4.43 - Valores de sucção e de precipitação determinados no campo experimental da USP de São Carlos ao longo do período estudado.....	135

Capítulo 5

Figura 5.1 - Localização dos ensaios CPT e amostragem de solo realizados no Local 1.....	138
Figura 5.2 - a) Perfis de umidade vs profundidade determinadas ao longo de junho/2011 a janeiro/2012; b) Coeficiente de variação do teor de umidade ao longo do perfil do solo.....	139
Figura 5.3 - Perfis de CPT e teor de umidade para os meses úmidos e secos para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.	141
Figura 5.4 - Valores de teor de umidade, q_c e f_s médios para os meses secos e úmidos para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.	142
Figura 5.5 - a) SWRC média, b) tensão de pré-adensamento, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.....	143
Figura 5.6 - Comportamento do solo com base em dados médios de CPT para os meses secos e úmidos para o campo experimental da Unesp de Bauru.....	145
Figura 5.7 - Estimativa de parâmetros mecânicos para valores médios de q_c e f_s na condição seca e úmida para o campo experimental da Unesp de Bauru.....	146
Figura 5.8 - Perfis de umidade determinados nas campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.	147
Figura 5.9 - Perfis médios de p_o , p_l , I_D , K_D e E_D para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.....	148
Figura 5.10 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.	148
Figura 5.11 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do solo.....	150
Figura 5.12 - Curvas tensão-deformação, para $\sigma_3 - u_a = 50$ kPa sob diferentes valores de sucção.	151
Figura 5.13 – Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado e teor umidade a partir dos valores médios de I_D , K_D e E_D , bem como valores de referência de peso específico, ângulo de atrito e módulo confinado para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.....	152
Figura 5.14 - Perfis médios de q_c e f_s e teores de umidade obtidos nas seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.	154

Figura 5.15 - Comportamento do solo com base em resultados de ensaios CPT determinados nas seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru; a) Robertson 2012; b) Robertson 2016.	155
Figura 5.16 – Estima de ângulo de atrito e módulo confinado a partir dos valores médios de q_c e f_s , bem como valores de referência.	156
Figura 5.17 - Perfis de umidade obtidos nas campanhas de ensaios realizadas no local 2, na Unesp de Bauru.	158
Figura 5.18 - Perfis médios de p_o , p_1 , I_D , K_D e E_D para as campanhas realizadas no Local 2 no Campo Experimental da Unesp de Bauru.	160
Figura 5.19 - Classificação do solo para as campanhas realizadas no Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	160
Figura 5.20 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do solo do Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	161
Figura 5.21 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado e valores de M_{DMT}/q_c a partir dos valores médios de I_D , K_D e E_D e valores de referência obtidos em laboratório para o campo experimental da Unesp de Bauru.	162
Figura 5.22 - Perfis médios de q_c e f_s , bem como os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios realizadas para o campo experimental da USP de São Carlos.	164
Figura 5.23 - a) <i>SWRC</i> média, b) tensão de pré-adensamento, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade no campo experimental da USP de São Carlos. ...	165
Figura 5.24 – Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no ábaco de Robertson (2009) para classificação do solo que ocorre no campo experimental da USP de São Carlos. ...	166
Figura 5.25 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no ábaco de Robertson (2016) para classificação do solo que ocorre no campo experimental da USP de São Carlos. ...	167
Figura 5.26 – a) Resultados de ensaios triaxiais <i>CD</i> em múltiplos estágios para 40 kPa de sucção; b) envoltórias de resistência para diferentes sucções, ambas para o solo coletado a 5 m de profundidade para o solo do Campo Experimental da USP de São Carlos.	169
Figura 5.27 - Perfis médios de I_D , K_D e E_D , bem como os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.	171
Figura 5.28 - Classificação do solo pelo ensaio DMT para as campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.	172
Figura 5.29 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.	173
Figura 5.30 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito e módulo confinado calculados a partir dos valores médios de I_D , K_D , E_D e valores de referência determinados em laboratório para o solo do campo experimental da USO de São Carlos.	174
Figura 5.31 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	176
Figura 5.32 – Proposta para previsão da resistência ao cisalhamento do solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir de um ajuste no modelo de Khalili e Khabbaz (1998).	177
Figura 5.33 - Valores de Q_m ajustados em função da sucção para os dados do Local 1 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	180
Figura 5.34 - Resultados dos ensaios CPT realizados no Local 1, e a influência de se incorporar a sucção nas tensões efetivas. a) Khalili e Khabbaz (1998); b) Robertson et al., (2017).	181
Figura 5.35 - Estimativa do ângulo de atrito considerando o efeito da sucção pela proposta de Robertson et al., (2017) para 200 e 600 kPa de sucção.	182
Figura 5.36 - Valores de K_E estimados não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.	184
Figura 5.37 - Módulo Dilatométrico estimado não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.	185
Figura 5.38 - Índice de tensão horizontal (K_D) estimado não considerando (a) e considerando (b) e efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.	186

Figura 5.39 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017 considerando o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.....	187
Figura 5.40 - Classificação do comportamento do solo pelo ábaco de Robertson (2015) considerando o efeito da condição não saturada nas medidas de ensaios DMT para o campo experimental da Unesp de Bauru.....	187
Figura 5.41 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado determinados considerando a contribuição da sucção nos valores de K_D e E_D , bem como valores de referência obtidos em laboratório para o campo experimental da Unesp de Bauru.	188
Figura 5.42 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.	189
Figura 5.43 - Previsão da resistência ao cisalhamento após ajustes ao modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o campo experimental da USP de São Carlos.	189
Figura 5.44 - Valores de Q_m na condição sem o efeito da sucção (a), corrigidos em função da sucção pela proposta de Robertson 2017 (b) e Khalili e Khabbaz 1998 (c) para o campo experimental da USP de São Carlos.....	192
Figura 5.45 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no campo experimental da USP de São Carlos, plotados no ábaco de Robertson (2009) para classificação do solo, utilizando os valores ajustados pela proposta de Robertson (2017).	192
Figura 5.46 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no campo experimental da USP de São Carlos no ábaco de Robertson (2016) para classificação do solo, utilizando os valores ajustados pela proposta de Robertson (2017).	193
Figura 5.47 - Valores de K_E calculados não considerando (a) e considerando (b) a contribuição da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.	196
Figura 5.48 - Módulo Dilatométrico calculado não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para as quatro campanhas de ensaios DMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos.	196
Figura 5.49 - Índice de tensão horizontal (K_D) calculado não considerando (a) e considerando (b) e efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.....	197
Figura 5.50 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Março/2016, Outubro/2016, Abril/2017 e Outubro/2017 considerando o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.	198
Figura 5.51 - Classificação do comportamento mecânico do solo pelo ábaco de Robertson (2015) considerando o efeito da condição não saturada nos ensaios DMT para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.	199
Figura 5.52 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado determinados considerando a contribuição da sucção nos valores de K_D e E_D , bem como valores de referência obtidos em laboratório para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.....	199

Capítulo 6

Figura 6.1 - Perfis de V_s determinados por meio dos ensaios com a ponteira sísmica e SDMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.	205
Figura 6.2 - Relação entre G_o e q_c para as seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.....	207
Figura 6.3 - Relação entre G_o/E_D vs I_D (a) e G_o/M_{DMT} vs K_D (b) para os solos do campo experimental da Unesp de Bauru.....	207
Figura 6.4 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais e resultados de ensaios no campo experimental da Unesp de Bauru.	208
Figura 6.5- Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} a partir de ensaios <i>downhole</i> e SDMT para o Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.	209
Figura 6.6 - Perfis de V_s determinados por meio dos ensaios com a ponteira sísmica e SDMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos.....	211

Figura 6.7 - Perfis de V_s determinados pelos ensaios SDMT realizadas na campanha de Outubro/2017, em condição natural e inundada no campo experimental da USP de São Carlos.....	212
Figura 6.8 - Valores de V_{s1} incorporando a sucção atuante para o campo experimental da USP de São Carlos.....	213
Figura 6.9 - Relação entre G_o e q_c para as campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.....	214
Figura 6.10 - Relação entre G_o/E_D vs I_D (a) e G_o/M_{DMT} vs K_D (b) para o campo experimental da USP de São Carlos.....	214
Figura 6.11 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais e dados do campo experimental da USP de São Carlos.....	215
Figura 6.12 - Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} para as campanhas de Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017.....	217
Figura 6.13 - Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} para a campanha de Outubro/2017 em condição natural e inundada.....	218
Figura 6.14 - Relação entre G_o/M_{DMT} e K_D para vários tipos de solos.....	220
Figura 6.15 - Estimativa de G_o por meio do ensaio CPT.....	221
Figura 6.16 - Perfis de q_c , I_c , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios CPT para as quatro campanhas realizadas na USP de São Carlos.....	223
Figura 6.17 - Perfis de K_D , M_{DMT} , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios DMT para as quatro campanhas realizadas na USP de São Carlos.....	224
Figura 6.18 - Perfis de q_c , I_c , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios CPT para as quatro campanhas realizadas na Unesp de Bauru.....	225
Figura 6.19 - Perfis de K_D , M_{DMT} , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios DMT para as quatro campanhas realizadas na Unesp de Bauru.....	226

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1 - Relação dos sensores usados nos ensaios de piezocone (BURNS; MAYNE, 1998)	21
Tabela 2.2 - Caracterização do tipo de solo em função do índice do Material (I_D) (MARCHETTI, 1980).	31
Tabela 2.3 - Correlações empregadas na determinação das propriedades geotécnicas (MARCHETTI et al., 2001).	32
Tabela 2.4 - Índices físicos utilizados na estimativa do grau de saturação (S_r) (adaptado de Guimarães 2002 e Santos 2003).....	55

Capítulo 3

Tabela 3.1 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para as curvas de 1,5, 3,0 e 5,0 m.	66
Tabela 3.2 - Valores de M_{eod} para uma tensão líquida de 200 kPa, em função da profundidade e da sucção	70
Tabela 3.3 – Síntese dos resultados dos ensaios triaxiais saturados e não saturados para as amostras coletadas a 1,5 m, 3,0 m e 5,0 m de profundidade.....	72
Tabela 3.4 - Resultados de ensaios com <i>bender elements</i> para os corpos de prova coletados a 1,5 m de profundidade.....	74
Tabela 3.5 - Resultados de ensaios com <i>bender elements</i> para os corpos de prova coletados a 3,0 m de profundidade.	74
Tabela 3.6 - Resultados de ensaios com <i>bender elements</i> para os corpos de prova coletados a 5,0 m de profundidade.	75
Tabela 3.7 - Sequência de horizontes de São Carlos.	76
Tabela 3.8 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para as curvas de 2,0, 5,0 e 8,0 m.	79
Tabela 3.9 - Valores de coesão e ângulo de atrito determinados na condição saturada	82
Tabela 3.10 - Valores de coesão e ângulo de atrito determinados na condição não saturada	82
Tabela 3.11 - Índices físicos de moldagem dos corpos de prova compactados para ensaio com <i>bender elements</i> em condição não saturada.	83
Tabela 3.12 - Valores de azul de metileno e atividade da fração argila em função da superfície específica.	86

Capítulo 4

Tabela 4.1 - Limites de consistência, índice de vazios e massa específica do solo e dos sólidos.	101
Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de azul de metileno para o solo da Unesp de Bauru.	102
Tabela 4.3 - Parâmetros do ajuste de van Genuchten (1980) para a curva de retenção média.	105
Tabela 4.4. Ensaios realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.....	106
Tabela 4.5. Ensaios anteriormente realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.....	107
Tabela 4.6 - Limites de consistência, índice de vazios e massa específica do solo e dos sólidos.	121
Tabela 4.7 - Resultados do ensaio de azul de metileno para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.	122
Tabela 4.8 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para a curva de retenção de água média.	125
Tabela 4.9. Ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos	127

Capítulo 5

Tabela 5.1 - Estimativa de valores de χ para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir de um ajuste no modelo de Khalili e Khabbaz (1998).....	178
Tabela 5.2 - Estimativa de valores de χ para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir da proposta de Robertson et al., (2017).	178
Tabela 5.3 - Estimativa de valores de χ e sucção considerando a proposta de Robertson et al., (2017).	183
Tabela 5.4 - Estimativa de valores de χ a partir do ajuste na proposta de Khalili e Khabbaz (1998) para o campo experimental da USP de São Carlos.	190
Tabela 5.5 - Estimativa de valores de χ considerando a proposta de Robertson et al., (2017) para o campo experimental da USP de São Carlos.	191
Tabela 5.6 - Estimativa de valores de χ considerando a proposta de Robertson et al., (2017) empregados na consideração do efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios DMT no campo experimental da USP de São Carlos.	195

Capítulo 6

Tabela 6.1 - Valores de χ e de sucção utilizados na normalização de V_s para o campo experimental da USP de São Carlos.....	212
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

a : razão entre áreas

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

A_{cb} : índice de atividade da fração argila

B : Coeficiente de saturação de Skempton

B_q : índice de poropressão

c : coesão

C_c : índice de compressão do solo

c_h : coeficiente de adensamento do solo

COV : coeficiente de variação

CTC : capacidade de troca catiônica

$C(\psi)$: função de correção do modelo de Fredlund e Xing (1994)

D_r : densidade relativa

e : índice de vazios do solo

E : módulo de deformabilidade

E_D : módulo dilatométrico

E_{25} : módulo de deformabilidade secante a 25% da tensão de ruptura

f_s : resistência por atrito lateral do ensaio de CPT

g : gravidade

G_o : módulo de cisalhamento máximo do solo

G_{DMT} : módulo de cisalhamento na condição de trabalho

h_c : altura de ascensão capilar

I_c : índice de classificação do material

I_D : índice de material

K_D : índice de tensão horizontal

k_h : coeficiente de permeabilidade do solo

K_o : coeficiente de empuxo no repouso

M_{DMT} : módulo confinado determinado pelo ensaio DMT

M_{eod} : módulo confinado determinado no ensaio edométrico

M_w : massa molecular da água

N_{60} : índice de resistência à penetração corrigido para uma energia de 60%

OCR : razão de pré-adensamento

p_{vs} : pressão de vapor de saturação

p_v : Pressão parcial de vapor
 q_c : resistência de ponta
 Q_m : resistência de ponta normalizada
 r : raio do capilar
 R : constante dos gases ideais
 R_f : razão de atrito
 SE : superfície específica
 S_r : grau de saturação
 S_f : sensibilidade
 s_u : resistência não drenada
 T : temperatura absoluta
 T_s : tensão superficial na água
 u : pressão neutra
 u_a : pressão no ar
 u_w : pressão na água
 V : taxa de penetração normalizada
 V_s : velocidade de onda cisalhante
 V_w : volume específico da água
 w : teor de umidade gravimétrico
 w_L : limite de liquidez
 w_P : limite de plasticidade
 w_{res} : teor de umidade residual
 w_{sat} : teor de umidade de saturação

Símbolos do alfabeto grego

α : ângulo de contato entre sólido e líquido
 β_1, β_2 : parâmetros empíricos (Eq. 6.3)
 γ : deformação cisalhante
 γ_d : peso específico seco do solo
 γ_{DMT} : deformação cisalhante pela inserção da lâmina do DMT
 θ : teor de umidade volumétrico
 ρ : massa específica do solo
 ρ_w : massa específica da água
 σ'_{vo} : tensão vertical efetiva

$\sigma_3 - u_a$: tensão confinante líquida para não saturado

χ : parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo (Bishop, 1959)

$\psi, (u_a - u_w)$: sucção

$(u_a - u_w)_b$: sucção correspondente ao valor de entrada de ar

ϕ' : ângulo de atrito efetivo

π : sucção osmótica

ΔA e ΔB : parâmetros de calibração do ensaio DMT

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	OBJETIVOS	1
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1.	SOLOS TROPICAIS	3
2.1.1.	<i>Formação dos Solos Tropicais</i>	<i>3</i>
2.1.1.1.	Solos Lateríticos	3
2.1.1.2.	Solos Saprolíticos	4
2.1.1.3.	Linha de Seixos	5
2.1.2.	<i>Comportamento Geotécnico de Solos Tropicais.....</i>	<i>6</i>
2.1.2.1.	Gênese	6
2.1.2.2.	Diferenças no comportamento de solos lateríticos e saprolíticos	7
2.2.	CONDIÇÃO NÃO SATURADA	9
2.2.1.	<i>Sucção no solo</i>	<i>10</i>
2.2.1.1.	Curva de Retenção de Água no Solo	13
2.2.1.2.	Medida de sucção	15
2.3.	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	18
2.3.1.	<i>Piezocone (CPTu).....</i>	<i>19</i>
2.3.1.1.	Piezocone Sísmico (SCPTu).....	23
2.3.2.	<i>Dilatômetro de Marchetti (DMT)</i>	<i>25</i>
2.3.2.1.	Dilatômetro sísmico (SDMT).....	28
2.3.2.2.	Índices e Propriedades dos Solos através do ensaio DMT	30
2.3.3.	<i>Ponteira sísmica</i>	<i>33</i>
2.4.	NOVAS ABORDAGENS PARA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO.....	34
2.4.1.	<i>Solos não convencionais.....</i>	<i>36</i>
2.5.	VARIABILIDADE ESPAÇO-TEMPORAL NOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO.....	40
2.5.1.	<i>Interpretação de ensaios de campo em solos não saturados.....</i>	<i>55</i>
2.5.1.1.	Abordagem de tensões efetivas proposta por Bishop (1959)	56
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	61
3.1.	UNESP DE BAURU	61
3.1.1.	<i>Geologia</i>	<i>61</i>
3.1.2.	<i>Clima.....</i>	<i>62</i>
3.1.3.	<i>Ensaio de laboratório para a interpretação dos ensaios de campo</i>	<i>63</i>

3.1.3.1.	Curvas de retenção de água no solo (SWRC).....	63
3.1.3.2.	Ensaaios edométricos	67
3.1.3.3.	Ensaaios triaxiais com Bender elements	71
3.2.	USP DE SÃO CARLOS	75
3.2.1.	<i>Geologia</i>	75
3.2.2.	<i>Clima</i>	76
3.2.3.	<i>Ensaaios de laboratório para a interpretação dos ensaios de campo</i>	77
3.2.3.1.	Curvas de retenção de água no solo (SWRC).....	77
3.2.3.2.	Ensaaios edométricos	79
3.2.3.3.	Ensaaios triaxiais	80
3.2.3.4.	Ensaaios com Bender elements	83
3.3.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO REALIZADOS	84
3.3.1.	<i>Ensaaios de Laboratório</i>	84
3.3.2.	<i>Ensaaios de campo</i>	88
3.3.2.1.	Ensaaios de piezocone (CPTu).....	88
3.3.2.2.	Ensaaios DMT	89
3.3.2.3.	Ensaio SDMT	90
3.3.2.4.	Ponteira Sísmica	91
3.3.3.	<i>Teores de Umidade</i>	92
3.3.4.	<i>Ensaaios realizados em cava inundada</i>	92
3.3.5.	<i>Ensaaios de campo previamente realizados.</i>	95
4.	RESULTADOS	99
4.1.	UNESP DE BAURU.....	99
4.1.1.	<i>Ensaaios de Laboratório</i>	99
4.1.1.1.	Análise granulométrica e limites de consistência	99
4.1.1.2.	Azul de Metileno	101
4.1.1.3.	Difração de Raio-X.....	102
4.1.1.4.	Curva de Retenção de Água dos Solos (SWRC)	104
4.1.2.	<i>Ensaaios CPTu e SDMT</i>	105
4.1.3.	<i>Ponteira sísmica</i>	115
4.1.4.	<i>Perfis de umidade e monitoramento climático</i>	116
4.2.	USP DE SÃO CARLOS	120
4.2.1.	<i>Ensaaios de Laboratório</i>	120
4.2.1.1.	Análise Granulométrica e limites de consistência	120
4.2.1.2.	Azul de Metileno	122

4.2.1.3.	Difração de Raio-X	122
4.2.1.4.	Curva de Retenção de água dos Solos (SWRC).....	124
4.2.2.	<i>Ensaio CPTu e SDMT</i>	125
4.2.3.	<i>Ponteira sísmica</i>	132
4.2.4.	<i>Perfis de umidade e monitoramento climático</i>	133
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	137
5.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	137
5.2.	VARIABILIDADE SAZONAL.....	137
5.2.1.	<i>Unesp de Bauru</i>	137
5.2.1.1.	Local 1 (área arborizada).....	137
5.2.1.1.1.	CPT	137
5.2.1.1.2.	DMT	146
5.2.1.2.	Local 2 (área aberta).....	152
5.2.1.2.1.	CPT	152
5.2.1.2.2.	DMT	157
5.2.2.	<i>USP de São Carlos</i>	163
5.2.2.1.	CPT.....	163
5.2.2.2.	DMT	170
5.3.	TENTATIVA DE INCORPORAÇÃO DO EFEITO DA SUCCÃO NOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO	175
5.3.1.	<i>Unesp de Bauru</i>	175
5.3.1.1.	Local 1 (área arborizada).....	178
5.3.1.1.1.	CPT	179
5.3.1.1.2.	DMT	182
5.3.2.	<i>USP de São Carlos</i>	188
5.3.2.1.	CPT.....	191
5.3.2.2.	DMT	194
5.4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	200
6.	ENSAIOS SÍSMICOS	203
6.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	203
6.1.3.	<i>Unesp de Bauru</i>	204
6.1.4.	<i>USP de São Carlos</i>	210
6.2.	MICROESTRUTURA	218
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE	227

7.1. CONCLUSÕES	227
7.2. SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	228
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	230

1. INTRODUÇÃO

A investigação geotécnica tem por objetivo identificar as características do subsolo, com ensaios específicos que particularizam cada um dos seus horizontes. Este procedimento consiste na identificação da distribuição espacial desses horizontes, a classificação dos solos presentes em cada um deles e a definição de parâmetros específicos a serem utilizados nas obras de engenharia, procurando ainda avaliar possíveis incertezas presentes em cada um deles.

Grande parte do território Brasileiro encontra-se sob a ação do clima tropical, o qual propicia a formação de perfis espessos de solos tropicais não saturados, os quais tem papel de destaque no comportamento de obras de terra. Dentre os solos tropicais, tem-se duas grandes classes: os lateríticos e os saprolíticos. O solo laterítico é caracterizado por uma intensa evolução pedogenética, estágio avançado de laterização e pode ser originado a partir de diversos materiais, sejam residuais ou não. O solo saprolítico apresenta estruturas reliquias da rocha matriz. Estes ocorrem abaixo do horizonte superficial em regiões de perfil bem evoluído, e acima da rocha alterada, surgindo em superfície em regiões de perfil pouco evoluído.

A atuação dos processos intempéricos e de pedogênese/morfogênese proporcionaram aos solos tropicais comportamento peculiar, quando comparados com os solos sedimentares. O comportamento dos solos sedimentares é diretamente relacionado ao histórico de tensões. Já, os solos tropicais são caracterizados por apresentar comportamento coesivo-friccional, onde fatores como macro e microestrutura, condição não saturada, não linearidade de rigidez, anisotropia, gênese e desestruturação, regem seu comportamento. Neste sentido, os métodos de interpretação de resultados de ensaios de campo, que foram desenvolvidos para solos bem-comportados, como argila mole e areia pura (sem microestrutura e jovem), sempre saturadas, podem não ser adequados e levar a previsões de comportamento não realistas quando se trata de solos tropicais, devido as peculiaridades inerentes ao seu comportamento.

A microestrutura (cimentação e envelhecimento) presente nesses solos, bem como a variação da condição não saturada ao longo do ano afeta o comportamento mecânico destes solos. Neste sentido, é fundamental avaliar a variabilidade temporal e como ela influencia o comportamento mecânico e a previsão de parâmetros de projeto em perfis de solos tropicais não saturados.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo desta pesquisa é estudar o comportamento mecânico de dois perfis de solos tropicais que ocorrem nos campos experimentais da Unesp de Bauru e da USP de São Carlos,

por meio de ensaios de campo. Além disso, identificar a presença de microestrutura nesses solos e avaliar o efeito da sucção nos valores de q_c , f_s , E_D , K_D , I_D e V_s . Deste modo, melhor compreender a variabilidade espaço-temporal para a classificação dos solos e para a estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade. Com esse trabalho procura-se contribuir para uma melhor caracterização geotécnica de perfis de solos tropicais não saturados integrando resultados de ensaios geotécnicos (CPT e DMT), geofísicos (sísmica *downhole*) de campo e de laboratório (caracterização, edométricos e triaxiais).

A seguir são apresentadas as estratégias para se atingir esse objetivo:

- Reinterpretar resultados de ensaios CPT, DMT e sísmica *downhole* já realizados nesses campos experimentais;
- Avaliar e definir os perfis de sucção típicos que ocorrem nesses campos experimentais;
- Realizar campanhas de ensaios CPT, DMT e sísmica *downhole* em diferentes épocas do ano com base nas informações do monitoramento e interpretação dos perfis de umidade e dados de curvas de retenção de água no solo;
- Avaliar o efeito da sucção nos perfis de q_c e f_s do cone, e nos perfis de E_D , K_D , I_D do DMT e do V_s do *downhole*;
- Analisar a variabilidade espaço-temporal dos parâmetros mecânicos desses solos, a partir da consideração do efeito da sucção nos resultados de CPT, DMT e *downhole*;
- Avaliar a possibilidade de, quando possível, sugerir ajustes nas correlações disponíveis, considerando um possível efeito da sucção na estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade para os solos dos campos experimentais investigados; falar da normalização.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SOLOS TROPICAIS

2.1.1. Formação dos Solos Tropicais

Solos tropicais são caracterizados por apresentar peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos sedimentares, em decorrência da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Os perfis de solos tropicais são caracterizados por apresentar condição não saturada, comportamento coesivo-friccional, onde fatores como estrutura, microestrutura, não linearidade de rigidez, anisotropia, gênese e desestruturação têm maior influência no seu comportamento do que o histórico de tensões (Vaughan et al., 1988). Neste sentido, a resposta destes solos frente às solicitações está diretamente ligada a condição não saturada, grau de alteração, estrutura, microestrutura e características herdadas da rocha-matriz.

Nogami e Villibor (1983) descrevem as duas principais classes dos solos tropicais, que são: solos lateríticos e solos saprolíticos. Os solos lateríticos podem ter origem tanto residual como transportada, apresentado o processo de laterização. Os solos saprolíticos são obrigatoriamente residuais, caracterizados por apresentarem estruturas herdadas da rocha matriz.

2.1.1.1. Solos Lateríticos

Segundo Gidigas (1990) os solos lateríticos sofreram evolução pedogenética em regiões de clima subtropical e tropical úmido em condições favoráveis de drenagem. Nesta situação ocorre a lixiviação de sílica e bases, acarretando numa concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, sendo esse processo denominado de laterização. Os solos lateríticos são caracterizados por apresentar coloração avermelhada ou amarelada, seus horizontes vão de um a vários metros de profundidade. A mineralogia varia consideravelmente, sendo parcialmente herdado da rocha matriz ou derivado dos processos de intemperismo.

Estes solos apresentam um comportamento associados à sua gênese, grau de alteração, composição química e mineralógica, que conduzem à formação de agregados estáveis, cimentados, resultante da grande concentração de sesquióxidos, não podendo ser esquecido também às tensões de sucção, já que esses solos são na maioria das vezes encontrados na condição não saturada (FONTOURA; LITTLE; COLLINS, 1985).

Por meio de ensaios de microscopia eletrônica, Nogami e Villibor (1995) concluíram que a parcela fina dos solos lateríticos está agregada, formando uma massa de aspecto esponjoso. Essa organização propicia a formação de solos altamente porosos com alta permeabilidade e de comportamento colapsível.

Esses solos constituem perfis naturais caracterizados pedologicamente por conterem três tipos de solos: Latossolos, Podzólicos e Terras Roxas Estruturadas (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Os Latossolos são caracterizados pela pequena diferenciação de horizontes, grande espessura, apresentam elevada capacidade de infiltração de água devido ao grande volume dimensão de poros, variedades granulométricas e vermelha, amarela e marrom como cores predominantes. Os solos Podzólicos apresentam diferenciação de horizontes bem nítida, espessura de menos de um metro a até alguns metros, presença de agregações (torrões), baixa capacidade de infiltração devido à presença de horizonte argiloso, granulometria variada e vermelho e amarelo como cores predominantes. As Terras Roxas Estruturadas apresentam diferenciação dos horizontes pouco distintas, grande espessura, elevada porosidade e permeabilidade, apresentam elevada porcentagem de grãos de óxidos de ferro (magnetita e ilmenita) e vermelha e roxo como cores predominantes (NOGAMI, 1967 e NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

2.1.1.2. Solos Saprolíticos

As características dos solos saprolíticos estão intimamente relacionadas com a rocha matriz. Os horizontes podem variar de algumas a várias dezenas de metros e apresentarem diferentes comportamentos e cores, sendo encontrada em horizontes subjacentes a do solo laterítico. Eles são identificados macroscopicamente por apresentarem xistosidades, vazios e outras características inerentes à rocha matriz. A composição mineralógica é muito variada, devido ao intemperismo da rocha, dependendo, do grau de alteração e do tipo de rocha (FUTAI, 1999).

Segundo Presa (1994) os solos saprolíticos possuem mineralogia muito variada, apresentando, em muitos casos, mineralogias em todas as frações granulométricas. Na fração argila ocorrem argilominerálias expansivas, como a montmorilonita e ilita e na fração areia ocorrem minerais não estáveis ao intemperismo, como o feldspato e a mica. Na Figura 2.1 é apresentado um perfil de solo tropical, onde se pode verificar a presença de solo laterítico (horizonte superior) e saprolítico (horizonte inferior).

De acordo com Nogami e Villibor (1995), solos saprolíticos formados no Estado de São Paulo, cuja rocha matriz é o granito, são caracterizados pela presença de matacões, distribuídos aleatoriamente na massa de solo, com natureza areno-siltosa. No caso de basalto, como rocha matriz, os solos saprolíticos são caracterizados por camadas com tendência plano-horizonta, originadas pela sobreposição de sucessivos derrames de lava, além disso há possibilidade de contato de forma complexa com as camadas de outras rochas subjacentes. Gnaisses, Micaxistos e Filitos como rocha matriz, propiciam a formação de solos saprolíticos com camadas inclinadas e/ou dobradas, cortadas por discontinuidades (falhas, diques e veios de quartzo). Para Arenitos, o horizonte saprolítico é caracterizado pela presença de camadas plano-paralelas horizontais ou suavemente dobradas ou inclinadas, sendo que estas podem apresentar estratificações paralelas ou cruzadas (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Figura 2.1 - Perfil típico de solo tropical



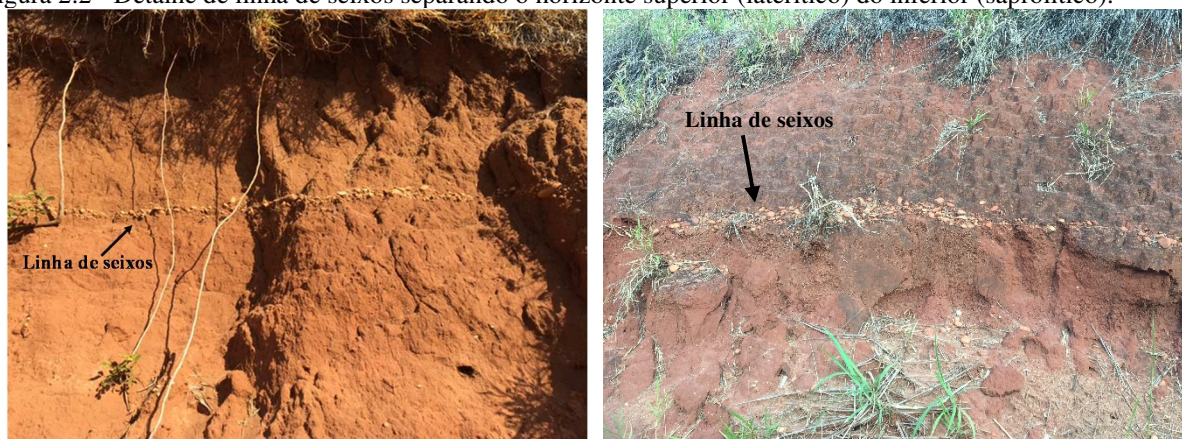
Fonte: Mackenzie (2011).

2.1.1.3. Linha de Seixos

Uma feição característica de perfis de solos tropicais consiste na linha de seixos. De modo geral, ela representa a discontinuidade genética do perfil. Na maioria das vezes o solo subjacente à linha de seixos tem origem diferente daquele subjacente. Abaixo da linha de seixos podem ser encontrados tanto solo saprolítico como transportado e, raramente, o pedogenético superficial (NOGAMI, 1967 e NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

As linhas de seixos são originadas, em regiões de clima tropical úmido, pelo coluvionamento superficial (deslocamento lento ao longo de encostas) ou por mudança do clima seco para úmido (sobreposição de material transportado sobre a camada de seixos existente). Figura 2.2 apresenta uma linha de seixos presente em um perfil de solo tropical.

Figura 2.2 - Detalhe de linha de seixos separando o horizonte superior (laterítico) do inferior (saprolítico).



Fonte: Próprio autor.

2.1.2. Comportamento Geotécnico de Solos Tropicais

2.1.2.1. Gênese

Solos tropicais apresentam comportamento geotécnico não convencional. A heterogeneidade, anisotropia, macro e microestrutura, gênese, microestrutura, características herdadas da rocha matriz e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo teórico que caracterize seu comportamento. Todas estas propriedades dependem do grau de alteração do material. Deste modo, solos tropicais podem apresentar comportamento que varia de baixa compressibilidade e elevada resistência, como os solos saprolíticos, até os solos instáveis denominados de solos colapsíveis ou expansivos.

Aplicação das metodologias de classificação convencionais de solos não são satisfatórias na avaliação do comportamento de solos tropicais, uma vez que algumas propriedades dos solos tropicais não são consideradas, entre elas: os solos lateríticos têm agregações de partículas, natureza físico-química da fração argila, influência dos microcristais de mica e de caulinita dos solos saprolíticos e natureza porosa e fragmentada dos grãos de silte e areia dos solos saprolíticos, macro e microestrutura (COZOLINO; NOGAMI, 1993).

Os solos tropicais podem ser compostos de minerais estáveis, fracamente cimentados, contendo fragmentos intemperizados que durante o processo de ensaio promova desagregação, quebra de grãos, alterando a composição granulométrica. Variação no processo de dispersão mecânica, como o tipo de dispersão e uso ou não de defloculante, altera profundamente a curva granulométrica (FUTAI, 1995; SOUZA NETO, 1998 e 2000, ALBUQUERQUE et al., 2006).

A estrutura dos solos não é considerada em nenhuma classificação geotécnica. Solos cimentados por óxidos de ferro, alumínio, sais, matéria orgânica, agregações e pontes de argila,

apresentam estrutura porosa e comportam-se como solos arenosos, mesmo sendo classificados como argilas. Este é o caso típico das argilas porosas de São Paulo e os latossolos e podzólicos em geral (FUTAI, 2002).

2.1.2.2. Diferenças no comportamento de solos lateríticos e saprolíticos

O processo de formação dos solos tropicais leva a união ou vínculo entre partículas (microestrutura). Segundo Vaughan (1985), estas estruturas cimentantes proporcionam ao solo a presença de coesão (c'), presença de uma tensão de pré-adensamento virtual (σ'_{pv}) e resposta rígida a baixas tensões confinantes e comportamento mais plástico, a maiores tensões.

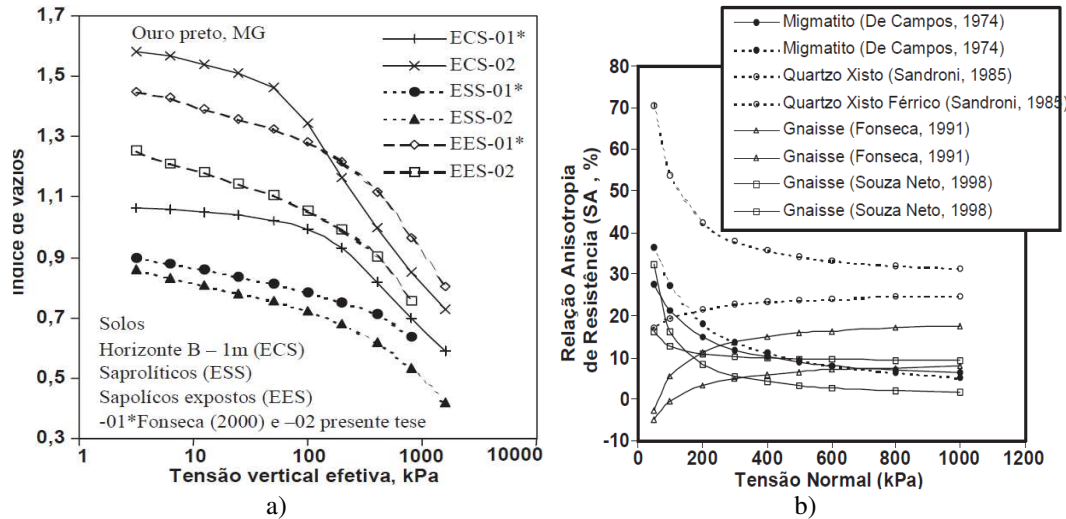
Os solos lateríticos e saprolíticos, em geral, possuem comportamento distintos devido a estrutura formada pelo processo de alteração. Embora apresentem natureza muito diferente, ambos são caracterizados por apresentar alta permeabilidade, envoltória de resistência com intercepto de coesão, tensão de cedência. Vaughan (1985) e Vilar, Bortolucci e Rodrigues (1985) relatam para um solo coluvionar laterizado valores de condutividade hidráulica de cerca de 10^{-6} m/s, mesmo este solo apresentando fração argila superior a 15%. O intercepto de coesão presente nestes solos são função da sucção ou devido a cimentações geradas pelo processo de intemperismo. Já, a tensão de cedência caracteriza a quebra das estruturas cimentadas presentes no solo.

A compressibilidade dos solos tropicais é avaliada por meio de ensaios de compressão confinada, de modo similar ao que é feito em solos sedimentares. Futai (2002) apresentou curvas de compressão de um solo da cidade de Ouro Preto – MG e identificou uma diferença nítida entre as curvas de compressão obtidas para os solos lateríticos e saprolíticos (Figura 2.3a). As curvas são bem definidas para o solo laterítico, porém, os solos saprolíticos não atingiram nível de deformação que caracterizasse bem a cedência e a curva de compressão.

A resistência ao cisalhamento dos solos tropicais é determinada por meio de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, onde o critério de ruptura mais utilizado é o de Mohr-Coulomb. Sandroni (1974) e Vaughan (1992), consideram a envoltória de ruptura curva até próximo da tensão de escoamento, a partir da qual passa a ter comportamento semelhante à de um solo normalmente adensado. Além disso, a maioria dos solos não apresenta coesão verdadeira, uma vez que ao serem inundados eles não podem ser ensaiados à compressão simples, muito menos suportar esforços de tração. Outro ponto importante é a anisotropia de resistência presente nos

solos saprolíticos, devido a origem genética da rocha matriz, tais como filito, xistos, gnaisses (Figura 2.3b).

Figura 2.3 - a) Curvas de compressão confinada dos solos de Ouro Preto-MG; b) Anisotropia de alguns solos residuais brasileiros.



Fonte: a) (FUTAI, 2002); b) (SOUZA NETO, 2000).

A previsão do comportamento mecânico dos solos tropicais a partir de ensaios de campo é de certo modo complexa. As metodologias tradicionais para a estimativa de parâmetros não consideram a condição não saturada, comportamento coesivo-friccional, e a influência da estrutura presentes nos solos tropicais. Schnaid, Lehane e Fahey (2004) apresentam e discutem a aplicação das principais técnicas de campo (*SPT*, *CPT*, *DMT*, *PMT* e sísmica) na investigação de solos tropicais. Estes autores concluem o seguinte:

- Classificação dos solos a partir de ensaios de campo deve se basear em pelo menos duas medidas independentes, e combinações entre parâmetros mecânicos G_0/q_c , G_0/N_{60} e q_c/ψ_L podem fornecer informações adicionais para a interpretação dos resultados. As relações G_0/q_c e G_0/N_{60} tem mostrado serem sensíveis a estrutura, microestrutura e ao envelhecimento, sendo úteis na identificação de solos tropicais;
- A avaliação da permeabilidade do solo é uma característica importante na análise do comportamento mecânico, pois solos tropicais, na maioria das vezes, apresentam condutividades hidráulicas no intervalo de materiais transicionais (10^{-5} a 10^{-8} m/s – drenagem parcial), assim as abordagens tradicionais - argila penetração não drenada e areia penetração drenada - não podem ser aplicadas;
- A condição não saturada, presente nos perfis de solos tropicais, impõem mais um grau de complexidade na interpretação desses ensaios. Sua influência nos parâmetros mecânicos

desses solos e no comportamento mecânico desses (expansividade e colapsividade) devem ser levadas em conta.

Neste contexto, os desafios da aplicação dos ensaios de campo na caracterização de solos tropicais consistem na avaliação da aplicabilidade das abordagens teóricas desenvolvidas para solos sedimentares a outros geomateriais, como os solos tropicais, o desenvolvimento de métodos de interpretação que possibilitem a definição de parâmetros úteis aos modelos constitutivos e, a utilização de dados experimentais que demonstrem a aplicabilidade desses métodos de interpretação para obras de engenharia (SCHNAID; LEHANE; FAHEY, 2004).

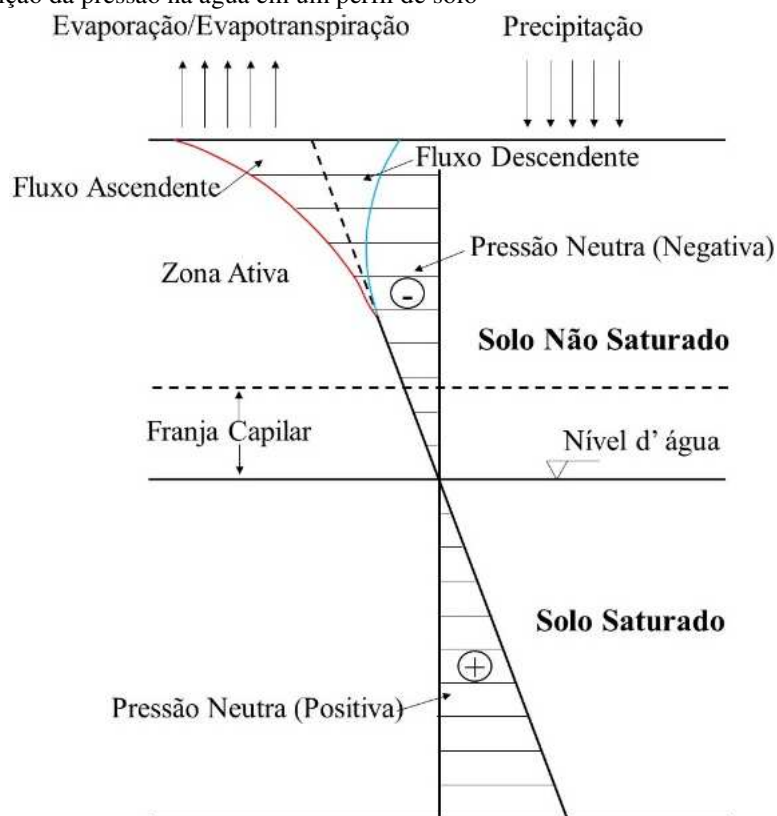
2.2. CONDIÇÃO NÃO SATURADA

Solos formados em regiões de clima tropical são caracterizados por ciclos de umedecimento e secagem, propiciando perfis não saturados até grandes profundidades. Esta característica é consequência de um déficit hídrico. Enquanto muitas regiões tropicais apresentam elevada pluviosidade, a elevada taxa de evaporação/evapotranspiração, característica destas regiões, retira água do solo induzindo variações de pressão na água, como observado na Figura 2.4.

Na Figura 2.4, o horizonte de solo acima do lençol freático, denominado de zona vadosa, é subdividida em Franja Capilar (saturada, mesmo que as pressões na água sejam negativas) e Zona Ativa (não saturada e grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar com a condição hidrostática). Deste modo, caso ocorra diminuição do teor de umidade (evaporação/evapotranspiração), a pressão na água diminui, e caso haja um aumento no teor de umidade, a pressão na água aumenta.

A Mecânica dos Solos Clássica foi desenvolvida para solos saturados ou totalmente secos, não representando bem o comportamento mecânico dos solos tropicais não saturados. Um conceito primordial para o entendimento dos solos tropicais não saturados é o da sucção, que consiste na avidez do solo por água.

Figura 2.4: Distribuição da pressão na água em um perfil de solo



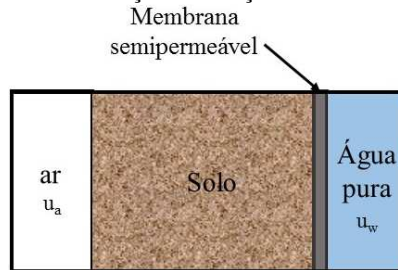
Fonte: adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

2.2.1. Sucção no solo

Segundo Aitchison (1965) sucção total no solo é definida: “a pressão manométrica negativa, relativa à pressão externa de gás na água do solo, à qual um reservatório de água pura deve ser submetido para estar em equilíbrio através de uma membrana semipermeável (permite o fluxo de água, porém não o de solutos) com a água do solo”. Esta definição é apresentada na Figura 2.5. O solo, ao ser colocado em contato com um reservatório de água pura livre, irá sorver água, devido a uma pressão de sucção exercida sobre a água. Para que a água pura livre esteja em equilíbrio com a água do solo (ou seja, não ocorra fluxo), a pressão na água deve ser equivalente à pressão de sucção na água do solo. Como comumente, a pressão atmosférica é tomada como referencial, a pressão na água do solo assume valores negativos.

A membrana semipermeável Figura 2.5 impede a transferência de solutos da água do solo para a água pura, indicando a existência de uma parcela de sucção devido à osmose. A sucção osmótica tem origem na presença de solutos na água do solo.

Figura 2.5 - Representação esquemática da definição de sucção.



Fonte: Vilar (2003).

A sucção total (ψ) é dividida em duas componentes: a componente matricial ($u_a - u_w$) que é inerente à matriz do solo (capilaridade e adsorção) e a componente osmótica (π) que tem origem na diferença de concentração de duas soluções, que correspondem ao potencial matricial e ao potencial osmótico, respectivamente. Entretanto, na Mecânica dos Solos, tem-se admitido que a variação da sucção total corresponde quase integralmente a uma variação da sucção matricial (EDIL; MOTAN, 1984; BLIGHT, 1983; ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

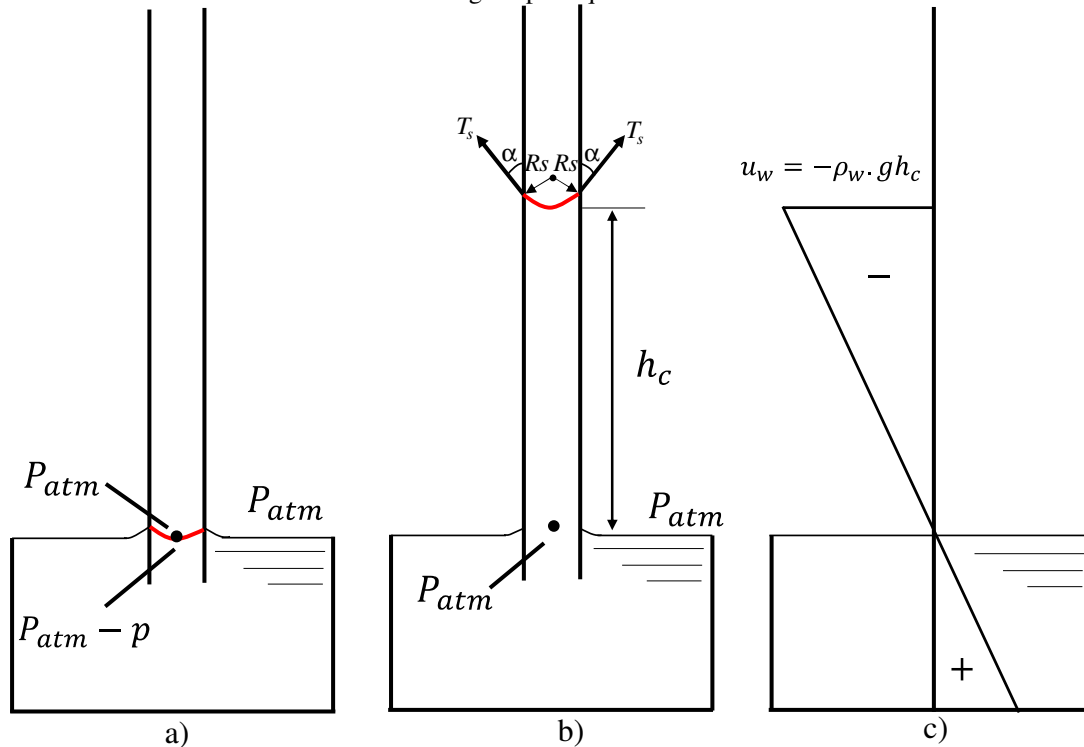
De acordo com Hillel (1971) e Libardi (1995), o fenômeno de capilaridade por ser entendido por meio da analogia entre os poros presentes no solo com tubos de pequeno diâmetro (tubos capilares). Este fenômeno é representado pela Figura 2.6a.

Em solos não saturados, na interface ar-água presente nos vazios, as moléculas de água são atraídas por forças de coesão (Forças de London-van der Waals) para o interior da massa de água com maior intensidade do que para fora. Devido a essa diferença de forças de coesão, a superfície do líquido na interface ar-água se torna contráctil e côncava para o ar, em função da atuação de uma tensão superficial na água (T_s) e de um ângulo de contato (α), formado entre o plano tangente à superfície do líquido no ponto de contato e a parede do sólido.

A diferença de pressões entre a água externa ao tubo e sob o menisco (p), propicia a ascensão de água pelo tubo até o equilíbrio, atingindo a altura h_c (Figura 2.6b). A Figura 2.6c apresenta o perfil de pressão na água após a ascensão capilar, onde se verifica que a altura de ascensão corresponde a sucção. A altura de ascensão capilar (h_c) é determinada pelo equilíbrio de forças verticais atuantes na água interna ao tubo, e pode ser expresso:

$$h_c = \frac{2.T_s}{\rho_w.g.r} \quad (2.1)$$

Figura 2.6 - Ascensão da água em tubo capilar: a) formação do menisco; b) ascensão até o equilíbrio e c) pressão na água após equilíbrio.



Fonte: adaptado Hillel (1971) e Libardi (1995).

Fenômenos de adsorção são oriundos da atuação de forças eletrostáticas nas superfícies de contato entre moléculas, devido à presença de cargas negativas e cátions trocáveis. Estes fenômenos proporcionam forte retenção de água nos solos, bem como altas sucções, principalmente em solos argilosos (HILLEL, 1971).

Sucção pode ser interpretada como a avidéz que o solo não saturado tem por água, sendo depende da mineralogia, da massa específica, da distribuição dos poros e do conteúdo de água no solo.

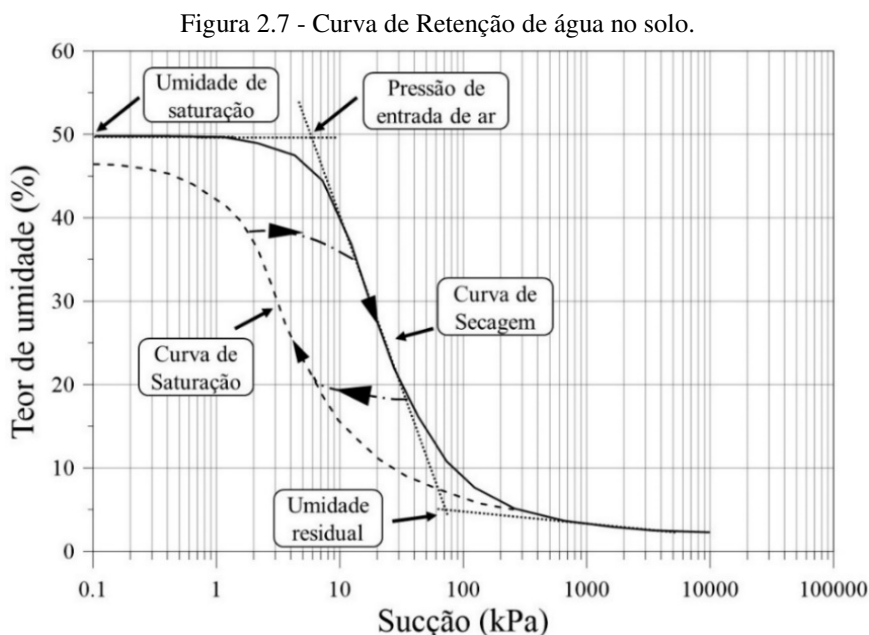
A sucção total pode ser relacionada com a umidade relativa do ar através da Lei Psicrométrica (Lei de Kelvin):

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi = \frac{-R.T}{V_w.M_w} \ln\left(\frac{p_v}{p_{vs}}\right) \quad (2.2)$$

onde, ψ é a sucção total, $u_a - u_w$ é a sucção matricial, π é a sucção osmótica, R é a constante dos gases ideais, T é a temperatura absoluta, p_{vs} é a pressão de vapor de saturação, p_v é a pressão parcial de vapor, M_w é a massa molecular da água e V_w é o volume específico da água.

2.2.1.1. Curva de Retenção de Água no Solo

A curva de retenção da água no solo define a relação entre o conteúdo de umidade gravimétrico (w), ou conteúdo de umidade volumétrico (θ), ou o grau de saturação (S_r) com a sucção (S). A Figura 2.7 apresenta os principais elementos da curva de retenção da água no solo, destacando-se a umidade de saturação, a pressão de entrada de ar e a umidade residual.



Fonte: adaptado de Fredlund e Xing (1994).

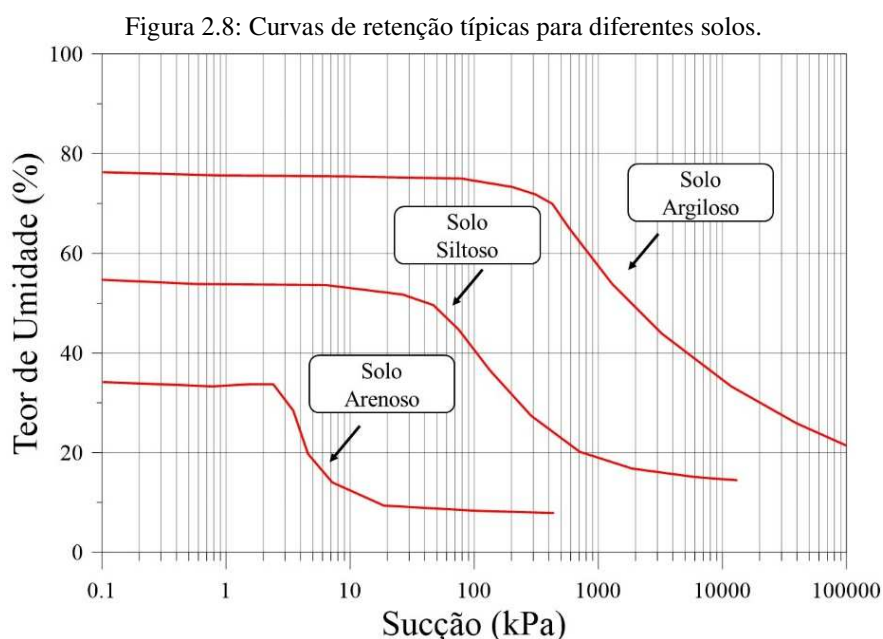
A pressão de entrada de ar corresponde ao valor da sucção que inicia o processo de dessaturação do corpo de prova, pelo esvaziamento do maior poro. O teor de umidade residual é o conteúdo de umidade a partir do qual é necessária uma grande variação de sucção para remover mais água do solo, ou, o valor de umidade a partir do qual aumentos de sucção não produzem variações significativas no conteúdo de umidade (FREDLUND; XING, 1994).

Um comportamento característico das curvas de retenção refere-se à histerese, caso se proceda a determinação da curva pelo método de secagem ou umedecimento. Este comportamento se deve a variações de diâmetro dos canalículos, o aprisionamento de ar e variações no ângulo de molhamento em processos de secagem e umedecimento (Figura 2.7).

A curva de retenção de água no solo tem se tornado o instrumento básico de caracterização dos solos não saturados, pois é a única maneira de se correlacionar a sucção com um índice físico do solo. Ela permite a resolução de problemas relacionados a fluxo e retenção de água, além de ser utilizada na previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade

hidráulica dos solos não saturados (VAN GENUCHTEN, 1980; FREDLUND; XING, 1994; KHALILI; KHABBAZ, 1998; VILAR, 2007).

A Figura 2.8 apresenta curvas de retenção de água típicas para diferentes solos. Observa-se que solos argilosos são caracterizados pela maior capacidade de retenção de água para uma mesma sucção, bem como uma pressão de entrada de ar muito maior que a de solos arenosos. Além disso, para solos arenosos, pequenas variações de sucção respondem por praticamente toda a variação de umidade, diferentemente dos solos argilosos, que necessitam de amplas variações de sucção para apresentar modificações sensíveis de umidade.



Fonte: (adaptado de Fredlund e Xing (1994).

Considerando a condição não saturada e a alternância de ciclos de umedecimento e secagem ao longo do ano, o comportamento mecânico dos solos tropicais é fortemente influenciado pelo teor de água presente no solo, e conseqüentemente pela sucção. Neste sentido, a curva de retenção de água no solo torna-se uma ferramenta muito útil na interpretação de ensaios de campo, uma vez que a medidas a partir de ensaios in situ (q_c , f_s , p_o , p_l , V_s , etc) e conseqüentemente a estimativa de parâmetros geotécnicos estará diretamente relacionada a sucção.

Inúmeros funções matemáticas têm sido propostas para descrever a curva de retenção de água nos solos. Leong e Rahardjo (1997) e Fredlund; Sheng e Zhao (2011) reúnem algumas dessas funções, sendo as propostas por Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980) as mais empregadas na Geotecnia.

A função desenvolvida por Fredlund e Xing (1994) é:

$$w(\psi) = C(\psi) \frac{w_{sat}}{\{\ln[e+(\psi/a)^n]\}^m} \text{ com } C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1+\psi/\psi_r)}{\ln[1+(1000000/\psi_r)]} \quad (2.3)$$

onde $w(\psi)$ é o teor de umidade correspondente a qualquer valor de sucção, w_{sat} é o teor de umidade na saturação, a , m e n são constantes empíricas de ajuste associados e ψ_r é a sucção para o teor de umidade residual. Esta função considera que o solo está seco ($w = 0$) quando a sucção atinge 10^6 kPa.

A função desenvolvida por van Genuchten (1980) é:

$$w(\psi) = \frac{w_{sat}}{[1+(a\psi)^n]^m} \quad (2.4)$$

onde a , n e m são constantes empíricas de ajuste.

2.2.1.2. Medida de sucção

O comportamento mecânico dos solos não saturados é diretamente afetado pela sucção. Neste sentido, várias técnicas de medida e controle de sucção foram desenvolvidas, e estas podem ser divididas entre métodos de campo e laboratório. Entre os métodos de campo, podemos citar os tensiômetros e sensores de resistência elétrica (*watermark*). Os métodos de laboratório englobam a técnica do papel filtro, funil de placa porosa, placa de pressão, entre outros. Nesta pesquisa, os métodos de papel filtro, funil de placa porosa e placa de pressão foram empregados na definição das curvas de retenção de água no solo, e tensiômetros e sensores *watermark* foram utilizadas para a medida da sucção em campo, sendo brevemente apresentados a seguir. Referências básicas sobre estas e outras técnicas de medida e controle da sucção podem ser encontradas em Fredlund e Raharjo (1993), Libardi (1995), Lu e Likos (2004), Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012) e Irmak et al. (2014).

a) Papel Filtro

A técnica conhecida como Papel Filtro (*filter-paper*) é uma técnica indireta para a medição da sucção de uma amostra de solo a partir do equilíbrio das sucções do solo e do papel filtro calibrado. O ensaio é normatizado pela ASTM D5298 (2010) e vem sendo muito empregado na medida da sucção devido sua facilidade e baixo custo.

A técnica do papel filtro permite medir tanto a sucção total quanto a sucção matricial. A sucção total é medida quando o equilíbrio das sucções do papel e do solo acontece sem contato direto, situação a qual só ocorrerá troca de vapor d'água entre solo e papel, e não solutos. Para medir a sucção matricial, o equilíbrio ocorre por meio do contato direto entre o papel e o solo.

O papel mais empregado é o *Whatman n°42*, e correlações para a sucção do solo e a umidade do papel podem ser encontradas nos trabalhos de Chandler e Gutierrez (1986) e ASTM (2010).

b) Funil de Placa Porosa

O funil de placa porosa é um equipamento constituído por uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar, porém, permeável à água. As sucções são impostas por meio de uma altura (h) negativa de coluna d'água. Normalmente, as sucções impostas não ultrapassam 20 kPa, o que equivale a 2,0 m de coluna d'água. A sucção matricial é a própria altura de coluna d'água. Detalhes do equipamento são apresentados por Libardi (1995).

c) Câmara de Pressão

Esse equipamento funciona baseado na técnica de translação de eixos desenvolvida por Hilf (1956). A sucção (s) é a diferença entre a pressão no ar (u_a) e a pressão na água do solo (u_w):

$$s = u_a - u_w \quad (2.5)$$

Existe a dificuldade de se controlar u_w , que é negativa na zona não saturada. Neste sentido, o método estabelece uma mudança no referencial de pressão, aumentando a pressão no ar (u_a), chegando-se assim na sucção desejada. Uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar permite que a câmara seja pressurizada impedindo a passagem do ar pela placa, entretanto possibilita o fluxo de água. Aplicando-se pressão de ar no interior da câmara, à água vai sendo expulsa dos vazios do solo, e a sucção ($u_a - u_w$) desejada é alcançada.

d) Tensiômetros

São amplamente empregados na agricultura comercial. Sua faixa de medida é de 0 a 100 kPa na prática, limitando sua utilização em regiões de clima seco.

O tensiômetro tornou-se um importante aparelho para medida e controle de sucção no campo, uma vez que a técnica de translação de eixos aplicada em laboratório não pode ser facilmente aplicada in situ.

É importante que exista um bom contato entre a cápsula porosa e o solo, para que ocorra o equilíbrio hidráulico entre a solução do solo e a do tensiômetro, e assim a medida do valor da sucção.

e) Sensores de resistência elétrica (watermark)

Esse método mede a sucção em campo através de variações de resistência elétrica. Eletrodos elétricos são adaptados em blocos de diferentes materiais (gesso, cerâmica, entre outros), permitindo a medida da sucção por meio da variação da resistência elétrica (BOUYOUCOS; MICK, 1940; COLMAN; HENDRIX, 1949; IRMAK et al. 2014).

Irmak et al. (2014) apresentam um sistema para o monitoramento da sucção em campo. O método possibilita a instalação em profundidade de blocos cerâmicos de resistência elétrica (*watermark*), envoltos por uma membrana sintética anticorrosiva, ligados a uma central *data-logger* capaz monitorar a sucção e a temperatura do solo ao longo do tempo (Figura 2.9a).

A faixa de valores medida pelo sensor varia de 0 (solo saturado) a 199 kPa (solo seco), a qual incorpora os teores de umidade normalmente encontrados durante o manejo da irrigação na maioria dos solos. Entretanto, para solos arenosos, a faixa de medição é de 10 a 199 kPa. Com o uso do *data-logger*, a faixa de medição é de 0 a 239 kPa.

Para facilitar a instalação do sensor ao longo do perfil de solo, acopla-se o mesmo a um tubo de PVC (Figura 2.9b) permitindo sua inserção no furo. Não se deve aplicar durante a inserção do sensor uma lama fluida de solo formada pelo material retirado do furo, como realizado na instalação de tensiômetros, pois à medida que a lama seca, ocorrerá fissuras, acarretando em espaços entre o sensor e o solo, resultando em leituras não confiáveis.

Figura 2.9 - a) Sensor watermark; b) sensor conectado a tubo PVC para facilitar inserção no solo.



Fonte: Irmak et al. 2014.

2.3. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

A investigação do subsolo tem por objetivo definir o perfil estratigráfico, o que inclui identificar os horizontes, suas espessuras e diferentes tipos de solos. A posição do nível d'água e os parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse também devem ser determinados. Em regiões de clima tropical a origem dos solos está relacionada ao intemperismo tropical dos minerais, a pedogênese e a morfogênese. Deste modo, o conhecimento da história geológica do terreno é fundamental para a adequada interpretação do perfil estratigráfico.

A determinação das propriedades do solo para elaboração de projetos geotécnicos pode ser feita, tanto através de ensaios de laboratório, como por meio de ensaios de campo. O emprego de ensaios campo na caracterização geotécnica do subsolo tem se provado em vários aspectos, entre eles:

- são realizados com relativa rapidez em comparação com ensaios laboratoriais;
- os resultados estão disponíveis imediatamente;
- um grande número de dados é obtido;
- a variabilidade vertical e lateral pode ser avaliada.

Devido a essas vantagens, os ensaios de campo vêm evoluindo nas últimas décadas. Além do desenvolvimento de sondas instrumentadas, que incluem componentes elétricos, mecânicos, pneumáticos e/ou hidráulicos, além da aquisição informatizada e automática dos dados, os ensaios de campo incorporaram vários métodos geofísicos de investigação.

O ensaio mais utilizado para definição de perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros geotécnicos é a sondagem de simples reconhecimento (SPT). Entretanto, Mayne (2000) questiona a validade de se utilizar um único número para se obter tantos parâmetros.

As complexidades do subsolo, exigem que várias medidas sejam adquiridas para permitir uma razoabilidade em relação à sua avaliação. Neste sentido, a abordagem convencional para investigação do subsolo, implicaria em uma série de perfurações para se obter amostras indeformadas para ensaios de laboratoriais, bem como ensaios *SPT* com medida do N_{SPT} , talvez justapostos com ensaios de palheta (*FVT*) em camadas argilosas, e/ou ensaios de Pressiômetro (*PMT*) realizados em camadas arenosas ou argilosas, e após essas determinações, a realização de ensaios *crosshole* (*CHT*) para se obter perfis de velocidade da onda cisalhante (V_s). Em conjunto, todos estes ensaios permitiriam uma adequada caracterização do subsolo, ainda que com um custo considerável em tempo e despesa (MAYNE, 2009).

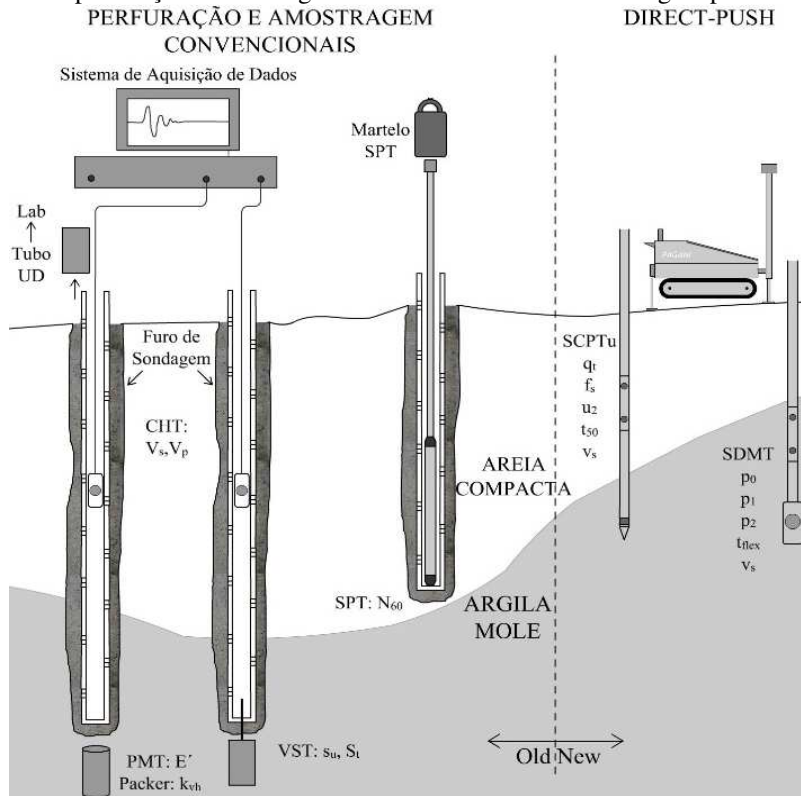
Em função disso, nas últimas décadas foram desenvolvidas técnicas que permitem a determinação de mais de um parâmetro num mesmo ensaio para a definição da estratigrafia e dos parâmetros geotécnicos dos solos, denominados de ensaios híbridos. Em particular, o ensaio de Piezocone Sísmico (*SCPTu*), bem como, o ensaio de Dilatômetro Sísmico (*SDMT*) oferecem clara oportunidade para uma econômica e rápida aquisição e dados. Figura 2.10 apresenta uma representação esquemática do procedimento antigo e atual empregada em uma adequada caracterização geotécnica do subsolo.

2.3.1. Piezocone (*CPTu*)

O ensaio *CPTu* consiste na cravação vertical de uma ponteira cônica, instrumentada com diversos tipos de sensores, onde as informações são adquiridas e visualizadas em tempo real, possibilitando a interpretação instantânea do ensaio realizado. A cravação depende de um sistema de reação, que pode ser um lastro ou uma ancoragem no solo. A capacidade de cravação da ponteira é função da resistência total do conjunto: sistema de reação + resistência do solo.

O ensaio de Piezocone permite medir simultaneamente resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u) (DE RUITER, 1971). Com o avanço da tecnologia, novos sensores foram adicionados ao piezocone padrão, aumentando sensivelmente o potencial como ferramenta de investigação geotécnica e geoambiental (CAMPANELLA et al. 1998). Um desses sensores é o módulo sísmico, o qual possibilitou a determinação do módulo de cisalhamento máximo (G_o) do solo em conjunto com a análise estratigráfica e estimativa de parâmetros geotécnicos e em um mesmo ensaio (DAVIES; CAMPANELLA, 1995). Na Tabela 2.1 são listados alguns dos sensores que podem ser acoplados ao piezocone (BURNS; MAYNE, 1998).

Figura 2.10: Métodos de perfuração e amostragem convencionais versus abordagem por ensaios híbridos.



Fonte: adaptado de Mayne (2009). Arrumar old e new.

Segundo Lunne, Robertson e Powell (1997), o ensaio de piezocone são ensaios de penetração quasi-estática in situ, que possibilita a identificação do perfil estratigráfico e a avaliação dos parâmetros geotécnicos dos solos. A Figura 2.11 apresenta a Ponteira do Cone Elétrico que é conectada à extremidade de um conjunto de hastes e introduzida no solo a uma velocidade constante igual a 2 cm/seg. O cone apresenta vértice de 60° e um diâmetro típico de 35,68 mm (10 cm² de área). O cone/piezocone possui células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), além de um transdutor que mede a poropressão (u).

Os valores de q_c , em solos saturados, sofrem forte influência da poropressão (u) gerada durante o processo de cravação, deste modo, estes valores devem ser corrigidos por meio dos registros de u medida na base do cone, determinando assim a resistência real mobilizada (q_t) (CAMPANELLA; GILLESPIE; ROBERTSON, 1982; JAMIOLKOWSKI ET AL. 1985):

$$q_t = q_c + (1 - a).u_2 \quad (2.6)$$

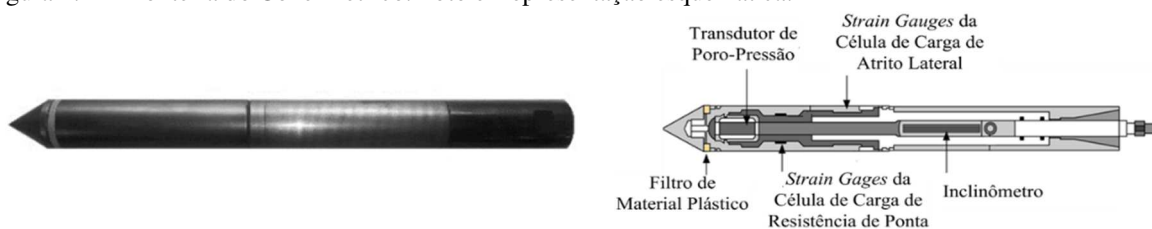
onde $a = A_N/A_T$. O coeficiente a é facilmente determinando por meio de calibração. Para solos não saturados, considera-se q_c igual a q_t (Rocha et al. 2015).

q_t é o parâmetro básico de interpretação dos ensaios CPT/CPTu, pois fornece um parâmetro de resistência ao longo do perfil. Diversas pesquisas correlacionam os valores de q_c com a resistência ao cisalhamento e propriedades de deformabilidade do solo (WROTH, 1984; JAMIOLKOWSKI et al, 1988; LUNNE; ROBERTSON; POWELL, 1997; ROBERTSON, 2009 e 2016).

Tabela 2.1 - Relação dos sensores usados nos ensaios de piezocone (BURNS; MAYNE, 1998)

Sensor	Medidas	Aplicações	Referência
Resistividade	Mobilidade de íons nos fluídos dos poros usando eletrodos eletricamente isolados	Intrusão de água salina; Derramamento de ácido; Nível d'água em barragens rejeitos.	Horsnell (1988); Campanella & Weemees (1989); Strutynsky et al. (1991); Woeller et al. (1991a); Malone et al. (1992)
Temperatura	Temperatura do corpo do cone	Atividade endotérmica e exotérmica	Horsnell (1988); Mitchell (1988); Woeller et al. (1991b)
Potencial redox	Potencial de Oxidação e Redução	Monitoramento das condições de bioremediação	Olie et al. (1992); Pluimgraaf et al. (1995)
pH	Concentração do íon H ⁺	Derramamento de ácido Derramamento de base	Brylawski (1994)
Constante Dielétrica	Constante dielétrica da mistura solo/fluído dos poros como uma função da frequência	Contaminantes de NAPL	Arulmoli (1994); Stienstra e Van Deen (1994)
Inclinômetro	Verticalidade do cone	Prevenir dano no cone	Campanella et al. (1986)
Resistividade	Mobilidade de íons nos fluídos dos poros usando eletrodos isolado eletricamente	Porosidade de areias Arranjo estrutural Cond. = 1/Resist.	Bellotti et al. (1994); Campanella e Weemees (1989);
Acelerômetro geofone	Velocidade da onda cisalhante	Medição de G_0 Velocidade da partícula Razão de amortecimento	Robertson et al. (1986);
Tensão lateral	Tensão lateral no fuste do cone	Avaliação do estado de tensão no campo	Mitchell (1988); Sully (1991)
Módulo Pressiométrico	Deformação radial	Resistência ao cisalhamento Esforços horizontais Deformabilidade	Houlsby & Withers (1988); Housby & Hitchman (1988); Ghionna et al. (1995)
Refletometria no domínio tempo	Constante dielétrica através de pulsações de ondas eletromagnéticas	Correlação com teor de umidade	Lightner & Purdy (1995)
Vídeo	Imagens em vídeo do solo durante a penetração	Medida do tamanho do grão Estratigrafia do solo	Hryciw & Raschke (1996); Raschke & Hryciw (1997)

Figura 2.11 - Ponteira do Cone Elétrico. Foto e Representação esquemática.



Fonte: Giacheti, Peixoto e Mondelli (2004).

O atrito lateral (f_s) é medido através de uma luva com área de 150 cm² posicionada acima da ponteira cônica. De acordo com Bandini e Salgado (1998) e Eslami e Fellenius (1997) os valores de f_s são imprecisos devido as variações do cone e do nível de deformação do solo elevado na posição de medida do atrito. Além disso, os resultados de f_s são frequentemente não corrigidos em função da posição de medida, devido a simultaneidade de medição no sensor da luva de atrito em relação ao sensor de resistência de ponta do cone.

A medida da poropressão (u) é um parâmetro que fornece informações sobre as pressões geradas durante a cravação do cone e conseqüentemente de migração de fluídos nos poros do solo (BALIGH; LEVADOUX, 1980; ROBERTSON et al. 1986; HOULSBY; TEH, 1988; ROBERTSON, 1990).

O perfil de poropressão gerado fornece informações sobre as condições de drenagem dos solos investigados. O perfil de poropressão é obtido por meio do ensaio de dissipação, que permite a determinação de parâmetros do solo como coeficiente de adensamento (c_h) e permeabilidade (k_h) nos solos argilosos, além do nível d'água. Em solos argilosos saturados, o excesso de pressão neutra tende a ser elevado e se dissipa lentamente, já em solos arenosos saturados o excesso de pressão neutra tende a ser baixo ou nulo, caracterizando a alta permeabilidade desses materiais.

O sensor de pressão neutra possibilita a identificação de camadas muito delgadas e muito permeáveis de comportamento drenado (areias), em meio a solos pouco permeáveis de comportamento não-drenado (argilas), e também camadas delgadas de argila em meio a pacotes arenosos (ROBERTSON et al. 1986).

O perfil estratigráfico é definido através de cartas de classificação como aqueles sugeridos por Douglas e Oslen (1981), Robertson et al. (1986) e Robertson (1990, 2009 e 2012). Estas são baseadas na resistência de ponta (q_t) e na razão de atrito ($R_f = f_s/q_t$), onde por exemplo, solos finos tendem a apresentar menores valores de q_c e maiores valores de R_f . Além disso, o piezocone permite o uso da poropressão, por meio do índice de poropressão (B_q). Este recurso é mais utilizado para solos moles, pois os valores de resistência de ponta são baixos e a geração de poropressão é elevada.

A partir dos valores de q_c , f_s e u , estima-se os parâmetros geotécnicos do solo utilizando métodos rotineiros de cálculo. A maioria dos métodos foi desenvolvido para solos sedimentares, sendo poucos os estudos existentes para avaliar o comportamento de solos tropicais. Para solos argilosos os seguintes parâmetros podem ser estimados: resistência não drenada (s_u), razão de pré-adensamento (OCR), sensibilidade (S_t), módulos de deformabilidade

(E , M e G_o), coeficiente de adensamento (c_h e c_v) e permeabilidade (k_h e k_v). Já nos solos arenosos: densidade relativa (D_r), parâmetro de estado (ψ), coeficiente de empuxo no repouso (K_o), ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), módulos de deformabilidade (E), edométrico (M_{eod}) e de cisalhamento máximo (G_o).

2.3.1.1. Piezocone Sísmico (SCPTu)

O piezocone sísmico foi idealizado inicialmente por Campanella, Robertson e Gillespie (1986) com um sensor adicional (geofones ou acelerômetros) a ser utilizado em conjunto ao Piezocone. Os sistemas apresentam variações locais, como a utilização de geofones ou acelerômetros, diferentes fontes de aplicação de energia, entre outros, entretanto são mantidas os princípios básicos de execução e interpretação do ensaio (BUTCHER; POWELL, 1996).

A obtenção do Módulo de Cisalhamento Máximo (G_o) é feita com base na Teoria da Elasticidade, conforme a equação 2.7.

$$G_o = \rho \cdot Vs^2 \quad (2.7)$$

onde:

ρ : massa específica do solo (kg/m^3);

Vs : velocidade de onda cisalhante (m/s).

A rigidez é útil em projetos de fundações com cargas vibrantes, fundações em áreas sujeitas a sismos e problemas estáticos de fundações rasas e profundas (MAYNE, 2001). Pesquisas recentes (ROBERTSON et al., 1995; SCHNAID; LEHANE; FAHEY, 2004; GIACHETI, 2001) mostram que a rigidez a baixa amplitude pode ser um critério para identificar solos estruturados ou cimentados típicos das regiões tropicais.

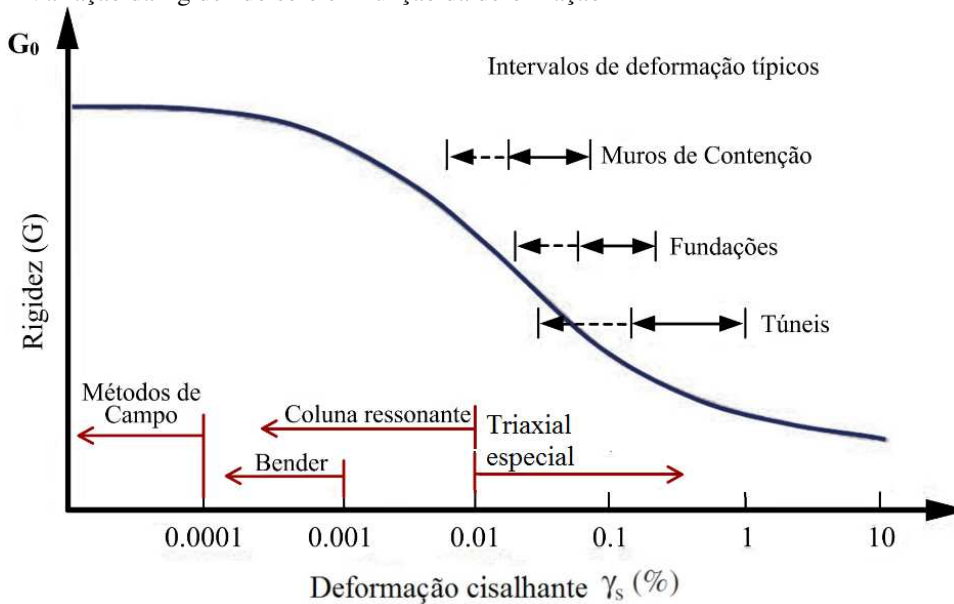
O emprego de técnicas geofísicas na determinação de parâmetros geotécnicos se deve ao fato de que o comportamento tensão-deformação de muitos solos é linear, com elevados valores de rigidez para pequenos níveis de deformação e as deformações do terreno são satisfatoriamente previstas por meio de modelos não-lineares e elevada rigidez inicial (MATTHEWS; HOPE; CLAYTON, 1996).

A propagação de ondas sísmicas ocasiona pequenas deformações cisalhantes no solo (menores do que 0,001%), tornando-as adequadas na determinação do Módulo de Cisalhamento Máximo (G_o). Figura 2.12 demonstra a faixa de variação de G_o para diferentes níveis de

deformação. A estimativa da rigidez do terreno pode ser obtida por três técnicas de campo. A primeira consiste na interpretação das ondas Rayleigh, que migram próximo à superfície a partir de uma fonte vibratória contínua ou por impactos no solo. As duas outras técnicas se utilizam da interpretação da componente cisalhante das ondas sísmicas em arranjos denominados de *crosshole* e *downhole*. Esta nomenclatura é definida em função do posicionamento da fonte mecânica geradora de ondas elásticas e os receptores sísmicos (acelerômetros e/ou geofones).

Ensaio triaxiais especiais (com medida de deformações locais), *bender elements*, coluna ressonante, ensaio torcional, são técnicas de laboratório empregadas na determinação do módulo de cisalhamento máximo do solo. As técnicas de campo são mais vantajosas, pois trabalham a pequenos níveis de deformação, determinam parâmetros médios reduzindo os efeitos da variabilidade do solo e não são afetados pelos processos de amostragem necessários para realização de ensaios laboratoriais.

Figura 2.12 - Variação da rigidez do solo em função da deformação

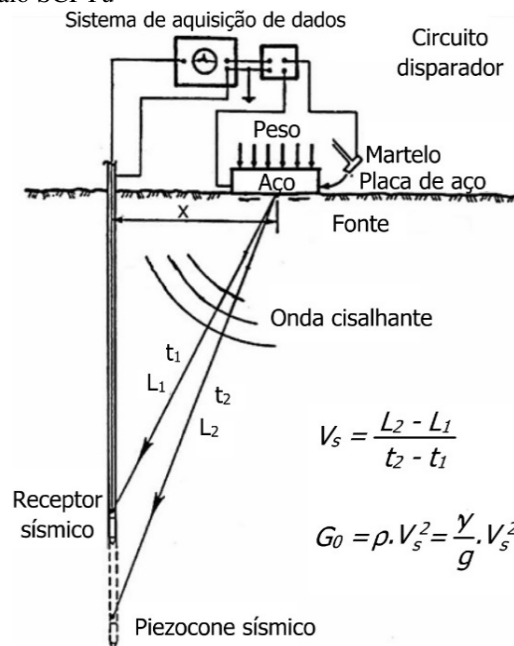


Fonte: adaptado de Butcher e Powell (1996).

O ensaio de piezocone sísmico combina o resultado da medida da velocidade sísmica do ensaio de *downhole* com os resultados de q_c , f_s e u , reduzindo desta forma os custos aumentando a eficácia e a qualidade da investigação. A Figura 2.13 apresenta uma representação esquemática dos acessórios necessários para a execução do ensaio *SCPTu*. Campanella, Robertson e Gillespie (1986) discorrem que as medidas de V_s devem ser feitas em intervalos de 1 m. Atualmente, as medidas de V_s são realizadas a cada meio metro.

V_s pode ser determinada por meio de três métodos: primeiro tempo de chegada, *cross-over* e *cross-correlation*. Segundo Campanella e Stewart (1992), o método *cross-correlation* supera os demais, pois é menos afetado por distorções no sinal, conduzindo a resultados mais consistentes e confiáveis.

Figura 2.13 - Layout de um ensaio SCPTu



Fonte: adaptado de Campanella e Stewart (1992).

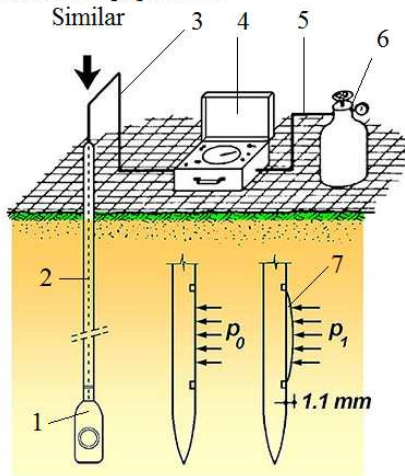
2.3.2. Dilatômetro de Marchetti (DMT)

O ensaio de Dilatômetro de Marchetti (DMT) foi desenvolvido pelo Professor Silvano Marchetti na década de 1970, com a finalidade inicial de determinação de módulos de deformação para o dimensionamento de fundações por estacas submetidas a carregamentos horizontais (MARCHETTI, 2006). Entretanto, devido a sua fácil execução, vislumbrou-se a possibilidade de correlacionar as medidas de pressão determinadas no ensaio com os diversos parâmetros geotécnicos, incentivando a sua difusão tanto em pesquisa quanto no meio prático.

O dilatômetro consiste em uma lâmina plana de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, com uma membrana flexível de 60 mm de diâmetro posicionada na face dessa lâmina. Os demais componentes do sistema são: uma unidade de controle e cabos elétricos e pneumáticos. O layout do ensaio é apresentado na Figura 2.14.

Figura 2.14 - Representação esquemática do ensaio DMT.

Sistema de Cravação
de Hastes ou Equipamento
Similar



1. Lâmina DMT	4. Caixa de Controle
2. Hastes do CPT	5. Cabo Pneumático
3. Cabo Eletro-Pneumático	6. Tanque de Gás
7. Expansão da Membrana	

Fonte: adaptado de Marchetti (1980).

A realização do ensaio DMT consiste na cravação estática ou dinâmica da lâmina do DMT em profundidade (normalmente em intervalos de 200 mm). O empuxo do terreno desloca a membrana para uma posição negativa em relação ao repouso. Após a cravação, se pressuriza o sistema, e se realiza as seguintes leituras:

- Leitura *A* – necessária para um deslocamento horizontal de 0,05 mm ($\pm 0,02$ mm) do centro da membrana contra o solo a partir da posição e repouso, denominada *lift-off*;
- Leitura *B* - necessária para um deslocamento horizontal de 1,10 mm ($\pm 0,03$ mm) do centro da membrana contra o solo.

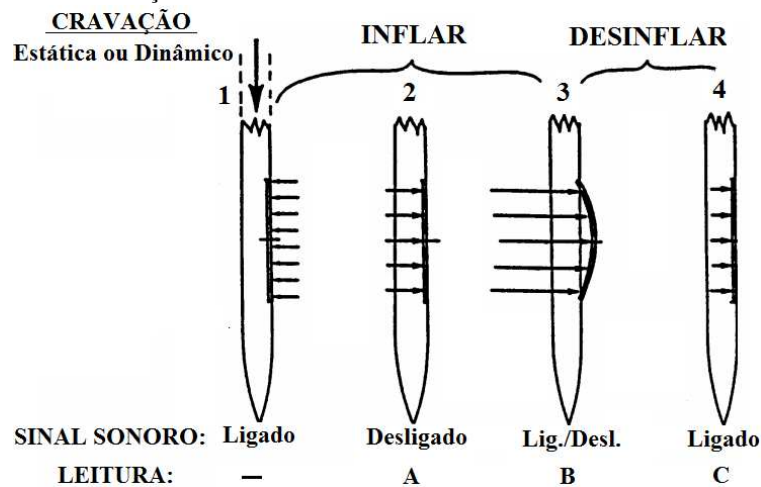
Opcionalmente, uma terceira leitura (Leitura *C*) pode ser realizada aliviando lentamente a pressão aplicada na membrana até que a mesma retorne à posição referente à Leitura *A*.

A Leitura *C* permite avaliar a pressão neutra gerada durante o ensaio DMT. Deste modo, esta é realizada esporadicamente (a cada 1,0 ou 2,0 m) em solos arenosos (comportamento drenado) e com maior frequência em solos siltsosos e argilosos (comportamento parcialmente drenado e não drenado, respectivamente).

O princípio de funcionamento do ensaio DMT é ilustrado na Figura 2.15. A membrana trabalha como um “interruptor elétrico” (Ligado/Desligado). Durante a cravação da lâmina, o empuxo do solo empurra a membrana mantendo-a em contato com o disco sensível. Neste momento, a unidade de controle emite um sinal sonoro. Na profundidade de ensaio, inicia-se a

aplicação de pressão, e o deslocamento da membrana até o momento que o sinal sonoro é desligado, configurando a Leitura A. Após a determinação da Leitura A, continua-se a pressurizar o sistema, até a membrana expandir 1,10 mm. Neste momento, o sinal sonoro desaparece e se determina a Leitura B. Em casos especiais, a Leitura C é medida, onde esta é determinada pela liberação lenta de gás do sistema até a membrana voltar à posição de repouso (Leitura A).

Figura 2.15 - Sequência de realização do ensaio DMT.



Fonte: Marchetti, Marchetti e Monaco (2008a).

De acordo com o Eurocode 7 (1997), a taxa de pressurização da membrana deve permitir a determinação da Leitura A entre 15 e 20s e a Leitura B deve ser obtida em até 20s após a Leitura A. Caso se faça a determinação da Leitura C, esta deve ocorrer entre 45 e 60 segundos após a Leitura B.

As Leituras A, B e C são corrigidas devido à rigidez da membrana, a partir de parâmetros de calibração (ΔA e ΔB) e pelo coeficiente Z_m , culminando nas pressões p_0 , p_1 e p_2 , respectivamente, que são empregadas na determinação dos parâmetros intermediários do ensaio, o Índice do Material (I_D), Índice de Tensão Horizontal (K_D) e o Módulo Dilatométrico (E_D).

$$p_0 = 1,05 \cdot (A - Z_m + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_m - \Delta B) \quad (2.8)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2.9)$$

$$p_2 = C - Z_m - \Delta A \quad (2.10)$$

onde:

Z_m : leitura do manômetro à pressão atmosférica;

ΔA : pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 0,05 mm;

ΔB : pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 1,10 mm.

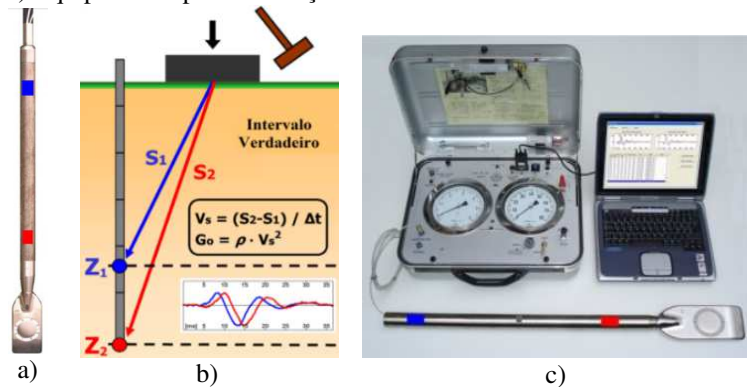
Os parâmetros ΔA e ΔB são determinados antes e depois da realização do ensaio DMT, sendo obtidos em laboratório ou em campo. De acordo com o Eurocode 7 (1997), as faixas de variação dos parâmetros ΔA e ΔB devem estar entre 5 e 30 kPa e 5 e 80 kPa, respectivamente. Além disso, a norma recomenda que, caso a variação dos parâmetros ΔA e ΔB antes e depois da execução do ensaio DMT ultrapasse 25 kPa, o ensaio deve ser descartado (EUROCODE 7, 1997).

2.3.2.1. Dilatômetro sísmico (SDMT)

O dilatômetro sísmico (SDMT) consiste na combinação do dilatômetro de Marchetti (DMT) com um módulo sísmico, o qual permite a determinação da velocidade de propagação de ondas sísmicas (V_p e V_s), e conseqüentemente o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_o) por meio da técnica sísmica *downhole* e da Teoria da Elasticidade (equação 2.6).

O ensaio SDMT é semelhante ao ensaio de cone sísmico (SCPT) (ROBERTSON et al., 1995). A Figura 2.16.a ilustra o módulo sísmico que consiste em um elemento cilíndrico instalado acima da lâmina do DMT, equipado com dois geofones espaçados 0,5 m um do outro. Na Figura 2.16.b tem-se a representação esquemática do ensaio SDMT e a Figura 2.16.c o equipamento para a realização do ensaio dilatométrico sísmico.

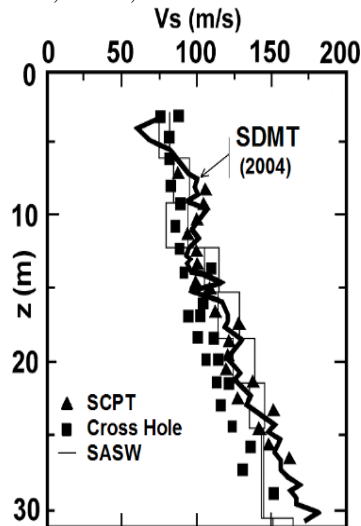
Figura 2.16 - Dilatômetro Sísmico: a) Lâmina DMT e módulo sísmico; b) Representação esquemática do Dilatômetro Sísmico, c) Equipamento para realização do dilatômetro sísmico.



Fonte: Marchetti et al. (2008b).

Os perfis de V_s determinados por meio do ensaio SDMT tem-se mostrado muito eficientes. Na Figura 2.17 tem-se perfis de V_s obtidos com ensaios SDMT, SCPT, *Crosshole* e SASW, realizados no campo experimental de Fucino (Itália). Observa-se que os perfis de V_s apresentados na Figura 2.17 são equivalentes. Inúmeras pesquisas vêm confirmando a eficiência do SDMT na medida de V_s , como por exemplo, Hepton (1988), Martin e Mayne (1997, 1998), Mayne, Schneider e Martin (1999), McGillivray e Mayne (2004), Młynarek, Gogolik e Marchetti (2006), Marchetti et al. (2008) e Marchetti (2014).

Figura 2.17 - Perfis de V_s de ensaios SDMT, SCPT, *Crosshole* e SASW.

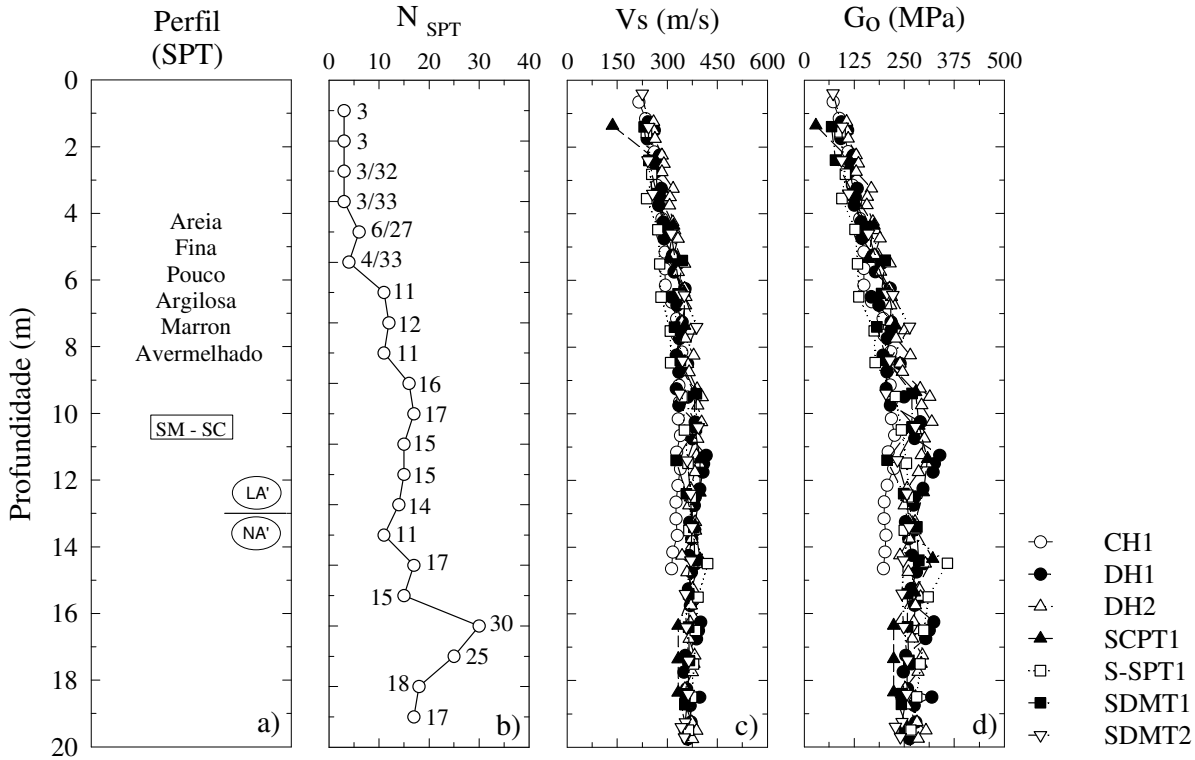


Fonte: Marchetti et al. (2008).

Rocha, Saab e Giacheti (2017) apresentam resultados de ensaios sísmicos *crosshole*, *downhole*, dilatômetro sísmico (SDMT), cone sísmico (SCPT) e SPT sísmico (S-SPT) realizados em um perfil de solo tropical típico do campo experimental da Unesp de Bauru - SP. Resultados de V_s e G_o similares foram obtidos, demonstrando a eficiência do ensaio SDMT

nestas determinações. Os resultados das campanhas de ensaios realizados são apresentados graficamente, demonstrando os valores de V_s , e conseqüentemente de G_o , em função da profundidade (Figura 2.18).

Figura 2.18 - Perfis de V_s e G_o obtidos por diferentes técnicas de campo



Fonte: Rocha, Saab e Giacheti (2017).

De acordo com Marchetti et al. (2008), a medida de V_s no ensaio SDMT deve ser realizado a cada 50 cm de avanço, enquanto o DMT é usualmente realizado a cada 20 cm, sendo que, caso as profundidades coincidam, o ensaio DMT (leituras A e B) deve ser realizado inicialmente.

2.3.2.2. Índices e Propriedades dos Solos através do ensaio DMT

A interpretação do ensaio DMT/SDMT inicia-se com o cálculo dos três índices intermediários (I_D , K_D e E_D). A partir deles, várias correlações empíricas para determinação de propriedades de comportamento do solo foram desenvolvidas.

O índice do material é calculado para identificar o tipo de solo:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.11)$$

onde:

u_0 é a pressão neutra hidrostática.

Marchetti (1980), através dos valores do índice do material, propôs a caracterização do tipo de solo (Tabela 2.2). Entretanto, deve se considerar que I_D reflete o comportamento mecânico do material, como um índice de rigidez, divergindo da classificação textural.

Tabela 2.2 - Caracterização do tipo de solo em função do índice do Material (I_D) (MARCHETTI, 1980).

Tipo de Solo	Turfa/ Argila sensíveis	Argila		Silte			Areia	
I_D	< 0,1	- 0,1-0,35	siltosa 0,35-0,6	argilosa 0,6-0,9	- 0,9-0,1,2	arenosa 1,2-1,8	siltosa 1,8-3,3	- >3,3

O índice de tensão horizontal (K_D), que fornece a base para várias correlações para a estimativa de parâmetros geotécnicos, é calculado pela equação 2.11:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (2.12)$$

onde

σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva.

K_D pode ser considerado como um coeficiente de empuxo no repouso (k_0) amplificado pela inserção da lâmina no solo (MARCHETTI et al., 2001). Em argilas convencionais (não envelhecidas, não estruturadas e não cimentadas) normalmente adensadas, o valor de K_D varia entre 1,8 e 2,3, com um valor médio de 2,0.

Em solos argilosos, o perfil K_D tem forma semelhante ao perfil da razão de sobreadensamento (OCR), deste modo, é útil para compreender o histórico de tensões nesses depósitos (MARCHETTI, 1980; JAMIOLKOWSKI et al., 1988), entretanto, esse comportamento não é observado para solos arenosos.

Já, o módulo dilatométrico (E_D) é obtido pela equação 2.12:

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) \quad (2.13)$$

A determinação do módulo dilatométrico é baseada na Teoria da Elasticidade. Considerando que o solo ao redor da membrana é formado por dois semi-espacos elásticos, a expansão da membrana é modelada como o carregamento flexível de uma área circular (GRAVESEN, 1960).

De modo geral, E_D é pouco empregado sozinho na estimativa de parâmetros geotécnicos, devido à falta de informação sobre o histórico de tensões. Assim, deve ser empregado em conjunto com K_D e I_D (MARCHETTI et al., 2001).

Importante ressaltar que E_D não corresponde ao módulo de Young (E). Caso necessário, o módulo de Young pode ser determinado por meio do módulo confinado determinado pelo ensaio DMT (M_{DMT}) através da teoria da Elasticidade.

Marchetti (1980) propôs um conjunto de correlações empíricas para a estimativa de propriedades geotécnicas. Estas relações são baseadas nos índices intermediários (I_D , K_D e E_D) e nas principais propriedades de comportamento do solo.

A Tabela 2.3 apresentada as correlações semi-empíricas mais usuais para determinação das propriedades dos solos (MARCHETTI, 1980; MARCHETTI et al., 2001). Entretanto, deve se salientar que já existem publicações de outros autores com ajustes e modificações nestas equações.

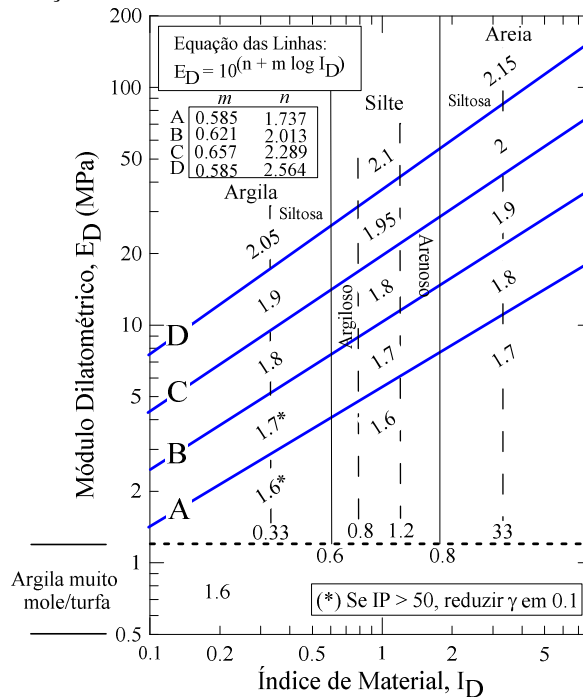
Tabela 2.3 - Correlações empregadas na determinação das propriedades geotécnicas (MARCHETTI et al., 2001).

Propriedade	Descrição	Equações básicas	
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso	$K_{0,DMT} = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6$	para $I_D < 1,2$
OCR	Razão de pré-adensamento	$OCR_{DMT} = (0,5 \cdot K_D)^{1,56}$	para $I_D < 1,2$
c_u	Resistência não drenada	$c_u = 0,22 \cdot \sigma'_{vo} (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$	para $I_D < 1,2$
ϕ	Ângulo de atrito	$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D$	para $I_D > 1,8$
c_h	Coefficiente de consolidação	$c_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	DMTa
k_h	Coefficiente de permeabilidade	$k_{h,DMT} = c_h \cdot \gamma_w / M_h (M_h \approx K_0 \cdot M_{DMT})$	-
γ	Peso específico	veja Figura 2.19	-
M	Modulo confinado vertical	$M_{DMT} = R_M \cdot E_D$	
		se $I_D \leq 0,6$ $R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$	
		se $I_D \geq 3,0$ $R_M = 0,5 + 2 \log K_D$	
		se $0,6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$	
		se $I_D > 10$ $R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$ se $R_M < 0,85$ $adotar R_M = 0,85$	

Para a classificação de comportamento do tipo de solo, bem como a estimativa do peso específico do solo, Marchetti e Crapps (1981) propuseram um ábaco (Figura 2.19), função do Índice de Material (I_D) e do Módulo Dilatométrico (E_D).

O ensaio SDMT permite a estimativa do módulo de cisalhamento máximo do solo (G_o) por meio da medida da velocidade de propagação e onda cisalhante (V_s).

Figura 2.19 - Ábaco de classificação dos solos



Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps (1981).

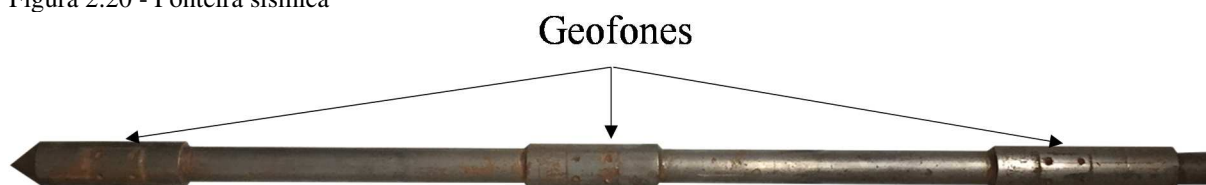
2.3.3. Ponteira sísmica

Em campo, o ensaio *downhole* é uma das técnicas mais empregadas na determinação de V_s . Esta técnica vem sendo incorporada nas ponteiras de piezocone, o ensaio de piezocone sísmico (*SCPTu*). Essa técnica tem se mostrado uma maneira rápida e econômica para determinação de V_s .

Vitali (2011) desenvolveu e validou um sistema para a realização em campo da técnica sísmica *downhole*. Este sistema é constituído por uma ponteira sísmica (Figura 2.20), sistema de aquisição de dados e fonte sísmica. A ponteira contém três geofones uniaxiais, espaçados de meio em meio metro, possibilitando assim, obter três registros sísmicos para um mesmo golpe, detalhando o perfil de solo investigado.

Vitali (2011) observa a importância de se manter o eixo de vibração dos geofones paralelo a direção de aplicação do golpe, caso contrário, a qualidade dos sinais seria ruim, dificultando assim a definição da chegada da onda cisalhante.

Figura 2.20 - Ponteira sísmica



Fonte: adaptado de Vitali (2011).

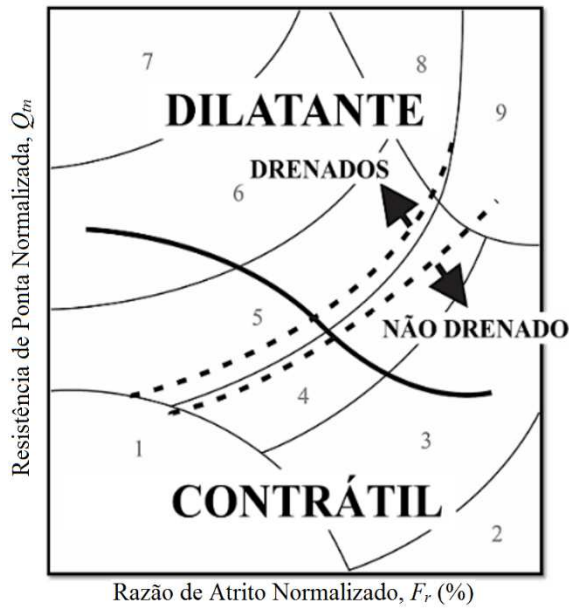
Nesta pesquisa, ensaios sísmicos *downhole* foram realizados com o sistema desenvolvido por Vitali (2011), em épocas diferentes do ano, possibilitando estudar o efeito do teor de umidade, e conseqüentemente, da sucção nos perfis de Vs.

2.4. NOVAS ABORDAGENS PARA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO

O ensaio de piezocone (*CPTu*) vem sendo cada vez mais utilizado na avaliação *in situ* de perfis de solo. Robertson (2009) atualizou a metodologia de interpretação do ensaio *CPTu*, visando uma melhor estimativa de parâmetros geotécnicos e identificação do perfil estratigráfico. Esta nova abordagem introduz o fator n , o qual incorpora o tipo de solo, a densidade e o nível de tensão na estimativa da resistência de ponta normalizada (Q_m), e assim na determinação de I_c (*Material Classification Index*), e conseqüentemente o *SBT* (*Soil Behaviour Type*). Entretanto, a definição do perfil estratigráfico por meio do ensaio *CPTu* fornece o tipo de comportamento do solo e não a classificação do solo quanto a sua granulometria (areia, silte, argila).

A partir de estudos realizados por Robertson e Wride (1998) e Robertson (2010), Robertson (2012) elaborou o ábaco apresentado na Figura 2.21, o qual permite subdividir o comportamento drenado-dilatante, drenado-contrátil, não drenado-dilatante (excesso de pressão neutra negativo) e não drenado-contrátil (excesso de pressão neutra positivo) do solo, a partir de resultados de ensaios *CPTu*. Essa nova abordagem para classificação de comportamento dos solos sugerida por Robertson (2012), mesmo de caráter semi-empírico, está fundamentada na teoria dos estados críticos.

Figura 2.21 - Grupos de comportamento baseados no CPT.

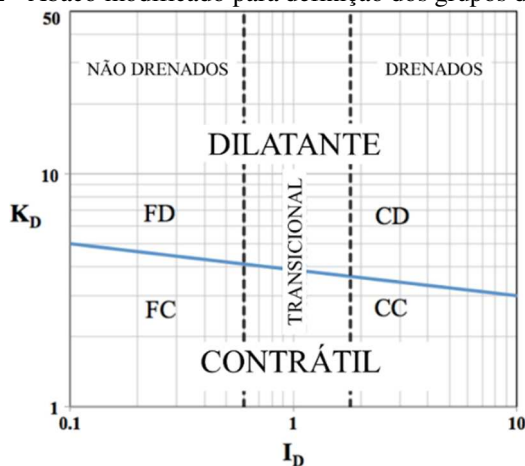


1. Solo fino sensível
2. Solo orgânico e turfas
3. Argilas – argilas siltosas
4. Argila siltosa – silte argiloso
5. Siltes arenosos – areias siltosas
6. Areias limpas – areias siltosas
7. Areias com pedregulhos – areias
8. Areias – areias limpas
9. Areias finas rígidas

Fonte: Robertson (2012).

Robertson (2015) apresenta também ábacos com o intuito de se melhorar a avaliação do comportamento de solos (tipo de solo e a estimativa de parâmetros) a partir dos parâmetros intermediários do ensaio DMT (I_D e K_D). Um destes ábaco (Figura 2.22), de modo similar a Robertson (2012), permite avaliar o comportamento drenado-dilatante, drenado-contrátil, não drenado-dilatante e não drenado-contrátil para solos convencionais. Além disso, correlações existentes para a estimativa de M_{DMT} e G_o são apresentadas como linhas de contorno nos ábacos apresentados na Figura 2.23.

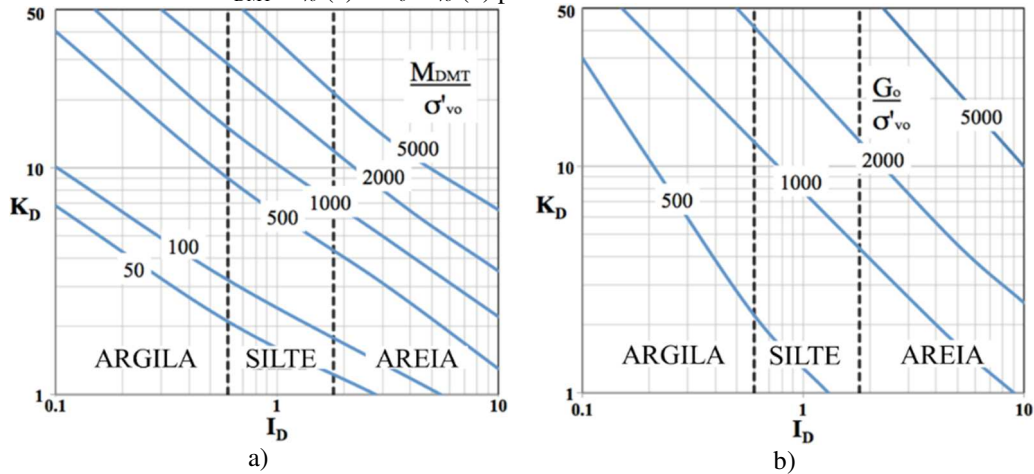
Figura 2.22 - Ábaco modificado para definição dos grupos de comportamento de solos baseados no ensaio DMT



- CD: solo grosso dilatante (drenado)
- CC: solo grosso contrátil (drenado)
- FD: solo fino dilatante (não drenado)
- FC: solo fino contrátil (não drenado)

Fonte: Robertson (2015).

Figura 2.23 - Contornos de M_{DMT}/σ'_{vo} (a) e G_o/σ'_{vo} (b) plotados no ábaco modificado.



Fonte: Robertson (2015).

De acordo com Robertson (2015 e 2016), se a estimativa de G_o por meio do ábaco apresentado na Figura 2.23.b for muito menor do que o valor medido (baseado na medida de V_s em ensaios sísmicos), o solo tem seu comportamento influenciado por microestrutura (envelhecimento e cimentação) e devem ser tratados como solos não convencionais.

2.4.1. Solos não convencionais

Os principais conceitos empregados na interpretação do comportamento mecânico do solo in situ foram baseados em amostras de solos convencionais (argilas e areias sedimentares secas ou saturadas), não levando em conta o comportamento dos solos não convencionais (solos tropicais, residuais, rochas brandas, solos intermediários, barragens de rejeito, etc).

O comportamento mecânico do solo in situ depende de muitos fatores, como os processos geológicos relacionados à origem (morfogênese e pedogênese), bem como processos físicos e químicos (envelhecimento e cimentação).

O comportamento dos solos convencionais é intimamente relacionado ao histórico de tensões. Entretanto, os solos não convencionais, são caracterizados por apresentar comportamento coesivo-friccional, onde fatores como macro e microestrutura, condição não saturada, não linearidade de rigidez e gênese, regem seu comportamento. Deste modo, o comportamento mecânico de ambos os tipos de solo é muito distinto, e a Mecânica dos Solos Clássica é inadequada para prever e avaliar o desempenho desses solos.

Microestrutura (cimentação e envelhecimento) fornece um ganho de resistência e rigidez no solo e não pode ser avaliada por meio do índice de vazios (e) e pelo histórico de tensões do solo. Além disso, a condição não saturada pode afetar o comportamento mecânico do solo, onde

a variável sucção deve ser incorporada na interpretação de resultados de ensaios de campo para uma adequada previsão do comportamento mecânico.

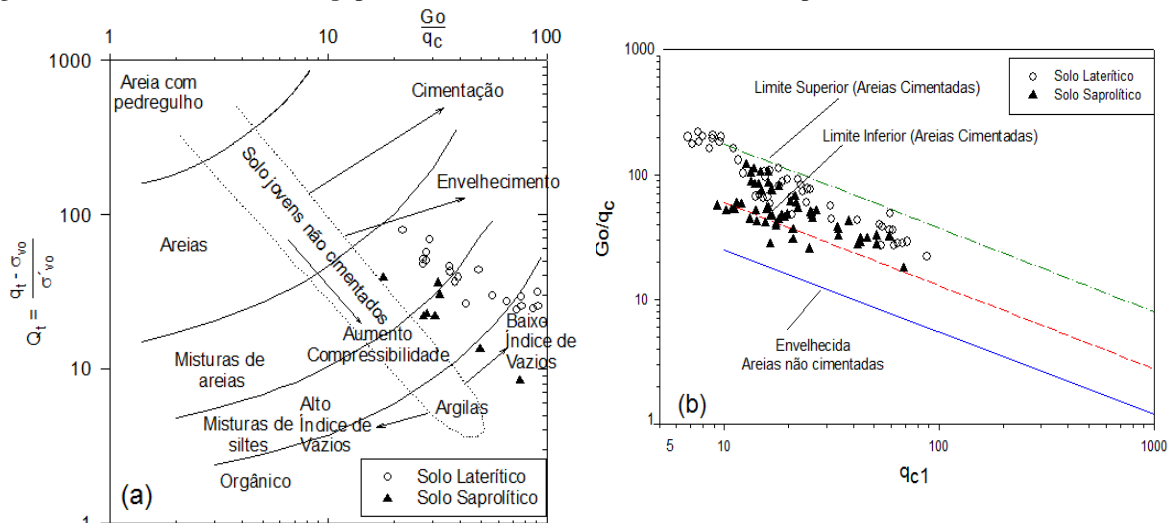
Neste sentido, a identificação do comportamento não convencional do solo se torna necessário, uma vez que tais características podem influenciar o comportamento mecânico do solo, e em última instância, a eficácia de qualquer método de classificação e estimativa de parâmetros de projeto.

Em solos não saturados, medidas de pressão neutra por meio do ensaio de Piezocone (SCPTU) não são confiáveis, não podendo ser empregadas na interpretação dos ensaios. Assim, correlações entre parâmetros independentes G_o/q_c , G_o/N_{60} , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} tem sido formulada para identificar a presença de solos não convencionais.

Robertson et al. (1995) e Schnaid et al. (2004) sugerem que ensaios SCPT podem ser utilizados para identificar solos não convencionais, a partir da relação G_o/q_c , sendo assim é possível esperar um aumento desse índice com o envelhecimento e cimentação, pois tais efeitos atuam principalmente em G_o .

Giacheti e De Mio (2008) plotaram resultados de ensaios SCPT realizados em solos tropicais nos ábacos de Robertson *et. al.* (1995) e Schnaid et al. (2004) (Figura 2.24a e Figura 2.24b, respectivamente). A partir da proposta de Schnaid et al. (2004) observa-se que a estrutura cimentada dos solos arenosos tropicais produz G_o/q_c maiores do que aqueles medidos em solos sedimentares. Além disso, esses autores verificaram, em ambos os ábacos, o efeito da maior microestrutura das partículas nos solos lateríticos do que nos solos saprolíticos.

Figura 2.24 - Relação entre G_o e q_c para os solos de São Carlos, Bauru e Campinas.



Fonte: a) ábaco de Robertson et. al. (1995); b) ábaco de Schnaid et al. (2004).

Uma abordagem semelhante foi apresentada por Cruz (2010) na interpretação de ensaios DMT em solos residuais de Portugal (Figura 2.25). Esse autor utiliza as correlações entre os parâmetros mecânicos G_o/E_D vs I_D e G_o/M_{DMT} vs K_D para a identificação de estruturas cimentantes em solos residuais.

Robertson (2016), baseado em ensaios CPT e SCPT, propôs uma nova metodologia para identificação de microestrutura (cimentação e envelhecimento) presente nos solos. Este autor emprega o índice K_G^* , denominado índice de rigidez normalizado a pequenas deformações, definido pela Equação 2.14 e o ábaco apresentado na Figura 2.26.

$$K_G^* = \left(\frac{G_o}{q_n}\right)(Q_{tn})^{0,75} \quad (2.14)$$

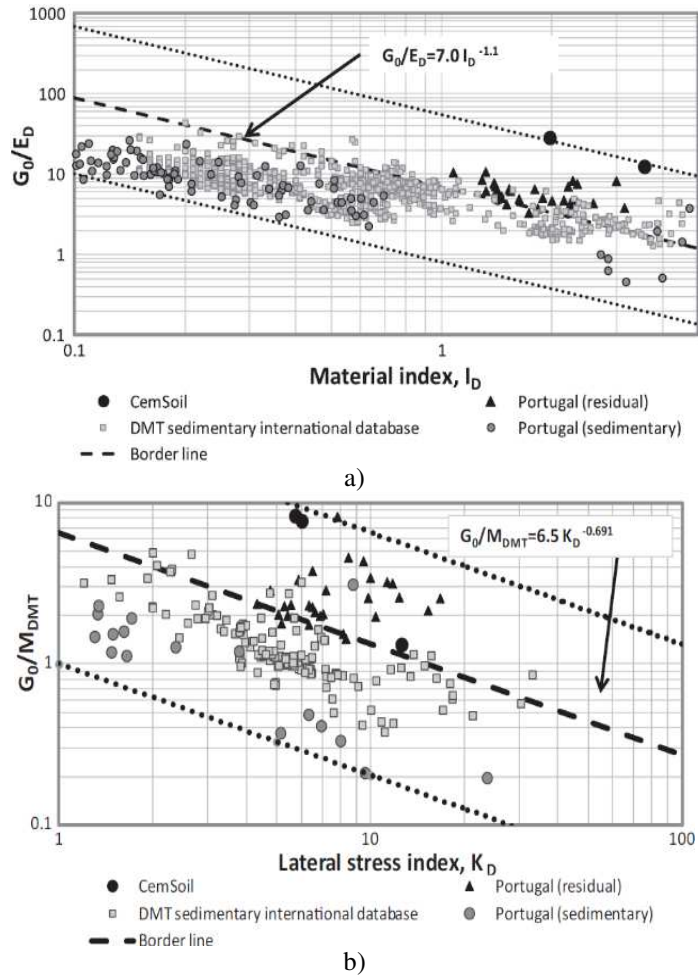
onde:

q_n : resistência de ponta líquida ($q_n = q_t - \sigma_v$);

σ_v : tensão total;

Q_{tn} : resistência do cone normalizada.

Figura 2.25 - Avaliação da presença de estruturas cimentantes dos solos a partir de ensaios SDMT: a) G_0/E_D vs I_D e b) G_0/M_{DMT} vs K_D .

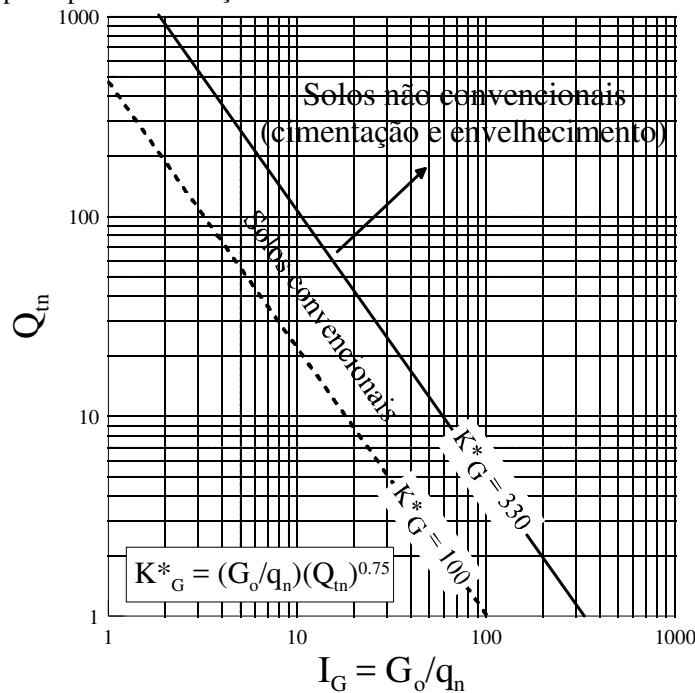


Fonte: Cruz (2010).

Robertson (2016) demonstra que solos que apresentam microestrutura (cimentação, envelhecimento) são caracterizados com valores de K_G^* maiores do que 330. Solos convencionais apresentam K_G^* menores do que 330.

O autor conclui que em solos não convencionais (K_G^* maiores do que 330), as metodologias clássicas de interpretação de ensaios *CPT*, devem ser empregadas com cautela, e ajustes locais são necessários para uma adequada caracterização do solo.

Figura 2.26 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais



Fonte: Robertson (2016).

2.5. VARIABILIDADE ESPAÇO-TEMPORAL NOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO.

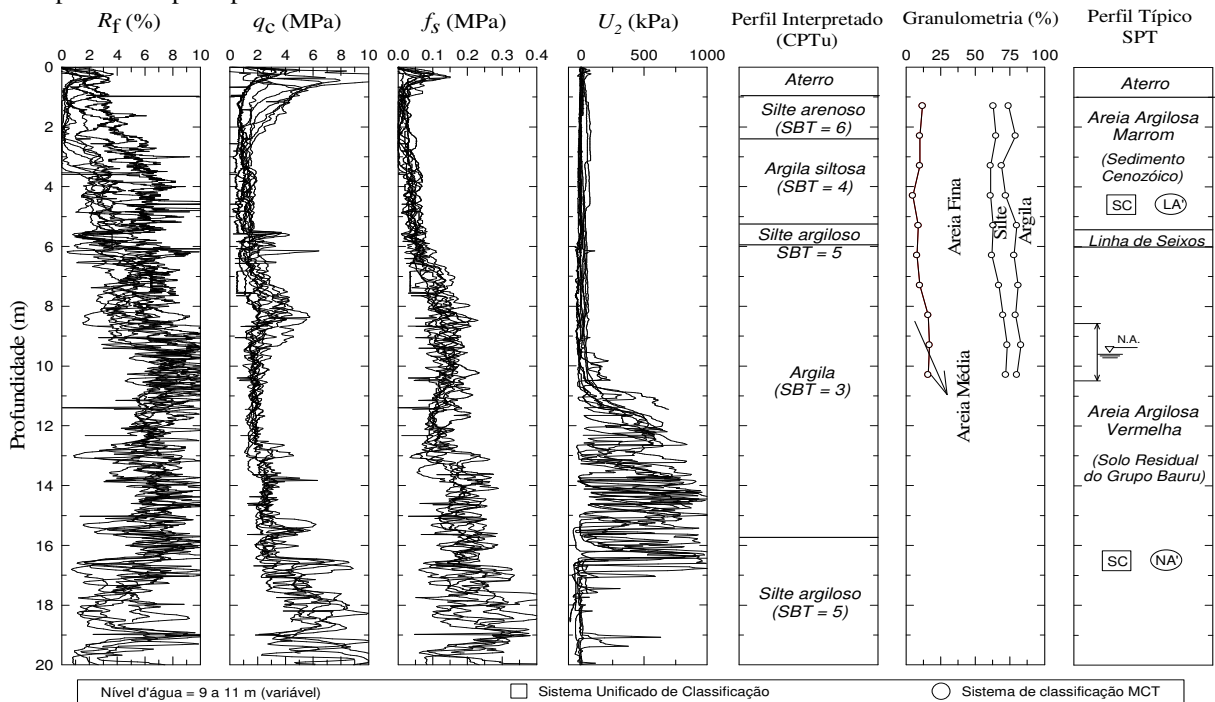
De acordo com Wickremasinghe (1989), a variabilidade é um aspecto que deve ser avaliado de forma apropriada na investigação do subsolo, uma vez que produz incertezas nas estimativas de parâmetros geotécnicos e na definição do perfil estratigráfico. A variabilidade é controlada pelos agentes formadores e transformadores atuantes e ambiente de formação, erros de medida e quantidade limitada de dados.

Solos tropicais são caracterizados por heterogeneidades advindas dos agentes e condições formadoras do solo. A influência da condição não saturada no comportamento destes solos ocorre pelo efeito da sucção, o qual tem uma relação direta com o teor de umidade. Logo, a variação do teor de água no solo acarreta variações nos parâmetros medidos a partir dos ensaios de campo, e assim no comportamento mecânico do solo.

Mondelli et al. (2004), apresentam e discutem resultados de ensaios de piezocone realizados no campo experimental da EESC-USP (Figura 2.27). Esses autores demonstram a importância da avaliação da variabilidade espacial do solo nas correlações entre parâmetros. Para fins de análise, os autores compartimentaram o perfil do subsolo e utilizaram a relação entre a resistência de ponta e o N do SPT (q_c/N). Foram estabelecidos três critérios distintos para a aplicação da correlação entre q_c e N . Os autores concluem que há variações sensíveis nos valores

da relação q_c/N , atribuídas a variabilidade do solo. Estes resultados indicam que a utilização e validação de correlações, bem como os próprios parâmetros determinados a partir dessas correlações devem ser sempre avaliadas considerando a variabilidade do solo. Os autores também observam a variação dos resultados de q_c e f_s nos horizontes mais superficiais do solo, e atribuem essa variação aos efeitos da sazonalidade, que pode ter alterado a sucção do solo e assim, a resistência do mesmo.

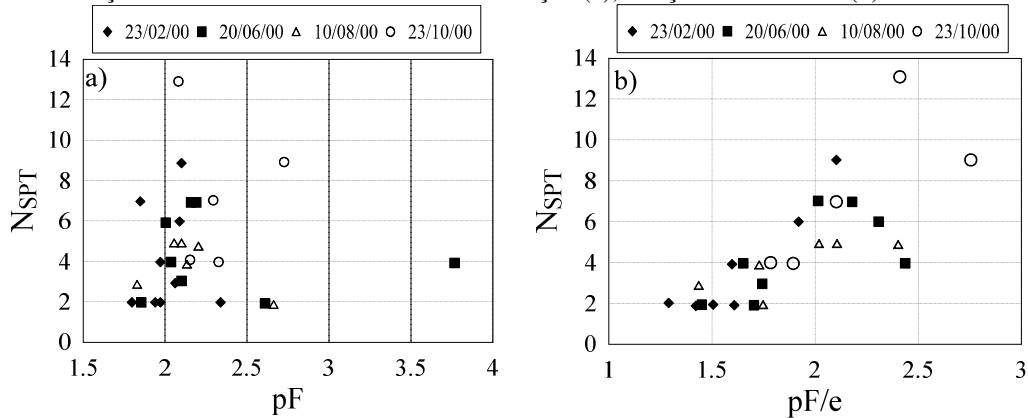
Figura 2.27 - Resultados de ensaios CPTu, composição granulométrica e perfil interpretado a partir de ensaios SPT para o campo experimental de São Carlos



Fonte: adaptado de Mondelli, De Mio, Giacheti (2004).

Camapum e Pereira (2001) avaliaram a influência da sucção em resultados de ensaios de campo através de resultados de ensaios SPT e SPT-T em um solo poroso colapsível de Brasília e demonstram a importância de se normalizar a sucção em relação ao índice de vazios do solo, e concluíram que os resultados de ensaios são afetados pelo estado do solo não saturado no momento do ensaio, ou seja, há uma forte relação entre a variação da sucção, N_{SPT} (Figura 2.28) e o torque.

Figura 2.28 - Relação entre resultados do ensaio SPT e sucção (a), e sucção normalizada (b)



Fonte: Camapum e Pereira (2001).

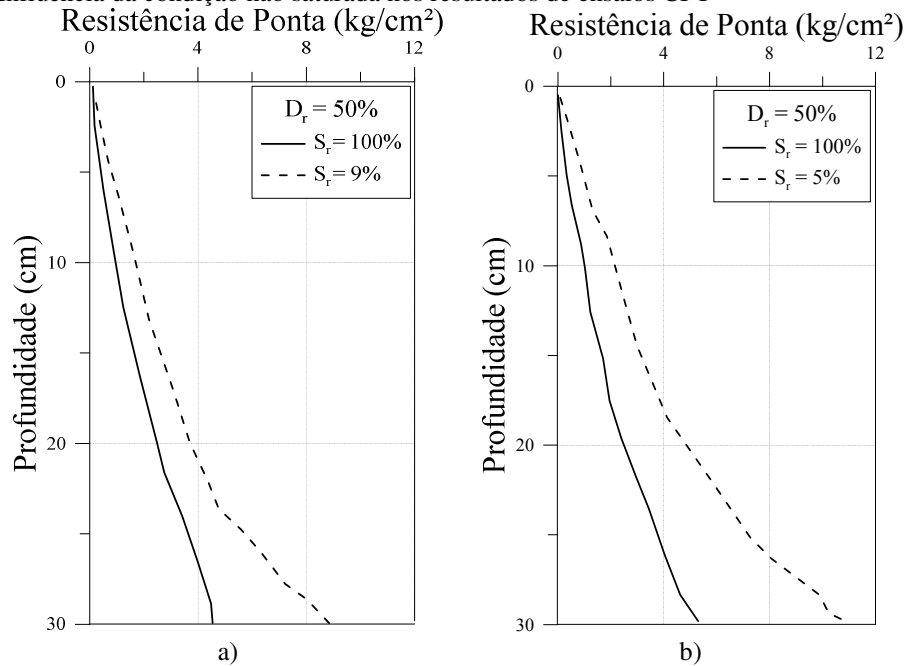
Hryciw e Dowding (1987) avaliaram, em laboratório, a influência da condição não saturada em resultados de ensaios CPT realizados em areias não saturadas. Os autores discorrem que, em um solo não saturado, seu comportamento mecânico é diretamente influenciado pelas três fases constituintes (sólida, líquida e gasosa) e suas interações. Neste sentido, os autores citam que podem existir três sistemas formados pela interação entre estas fases. Para baixos valores de grau de saturação, a fase gasosa é contínua, enquanto a fase líquida não. Com o aumento do teor de umidade, um sistema intermediário é alcançado, onde cada fase (líquida e gasosa) pode ser contínua em distâncias curtas, entretanto, nenhuma fase é totalmente contínua. E um terceiro sistema consiste em bolhas de gás aprisionadas e uma fase aquosa contínua. Os autores denominaram esses três sistemas como água fechada (*closed-water system*), bi-aberto (*bi-opened*) e gás fechado (*closed-gas system*), respectivamente.

A Figura 2.29 apresenta os resultados de ensaios CPT realizados para valores de grau de saturação de 5% e 9% (*closed-water system*), valores característicos da zona capilar em perfis de solos não saturados (HRYCIW e DOWDING 1987). Observa-se que os valores de q_c são bem maiores do que aqueles medidos na condição saturada. Além disso, se verifica que quanto menor o grau de saturação, maior será o perfil de q_c , uma vez que maior será o estado de tensões (função da sucção no solo) atuante no solo.

Tan (2005) discorre sobre a necessidade de métodos para a interpretação de ensaios Pressiométricos (PMT) e CPT em solos não saturados, uma vez que na prática, grande parte desses ensaios são realizados em perfis de solos não saturados, principalmente em regiões áridas do mundo. O autor investigou a influência da sucção nos resultados de ensaios PMT e CPT realizados em câmara de calibração, através do uso de mini PMT e mini CPT. Por meio de análise estatística, os autores verificaram significativa influência da sucção nos resultados de

mini PMT e mini CPT. Além disso, análises realizadas por meio de equações baseadas na teoria de expansão da cavidade, mostraram que a deformação volumétrica do solo na zona de influência diminui com o aumento da sucção presente no solo.

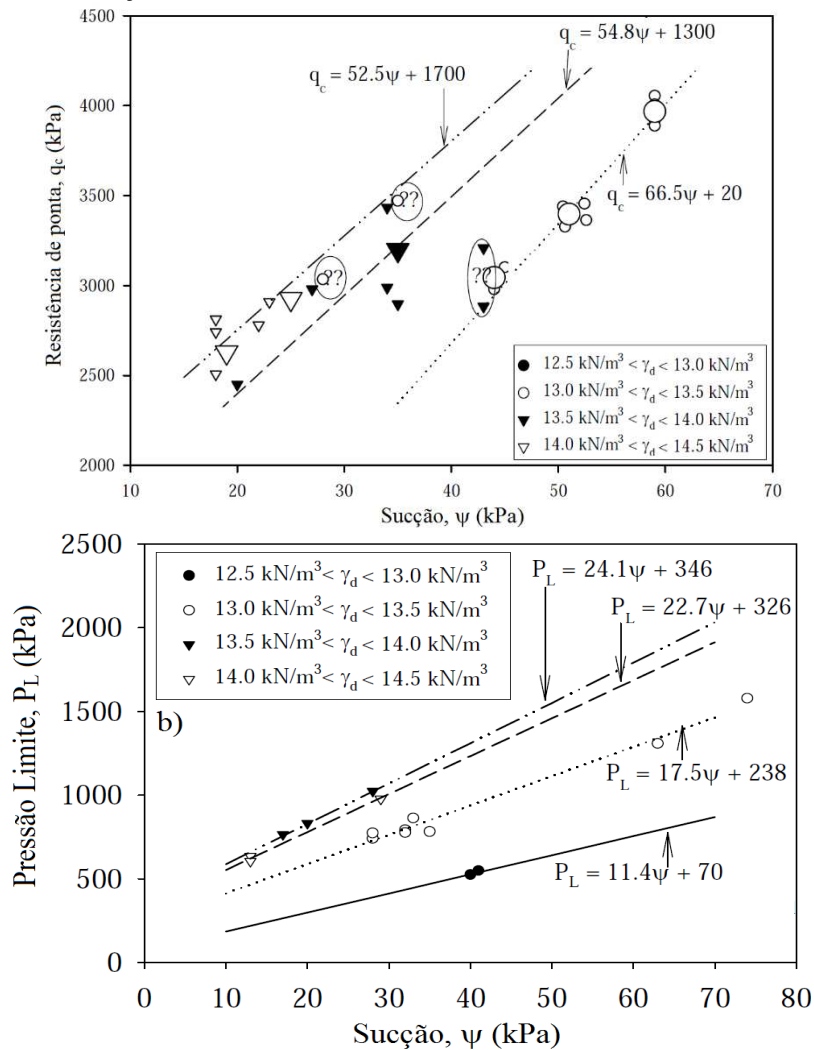
Figura 2.29 - Influência da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT



Fonte: adaptado de Hryciw e Dowding (1987).

A Figura 3.23 demonstra a influência da sucção nos resultados de ensaios mini CPT e mini PMT. Na Figura 3.23a e Figura 3.23b, respectivamente, se observa que a resistência de ponta (q_c) e a pressão limite (P_L) aumentam com o aumento da sucção e do peso específico seco do solo (γ_d).

Figura 2.30. Influência da sucção nos resultados de ensaios CPT e PMT.



Autor: Tan (2005).

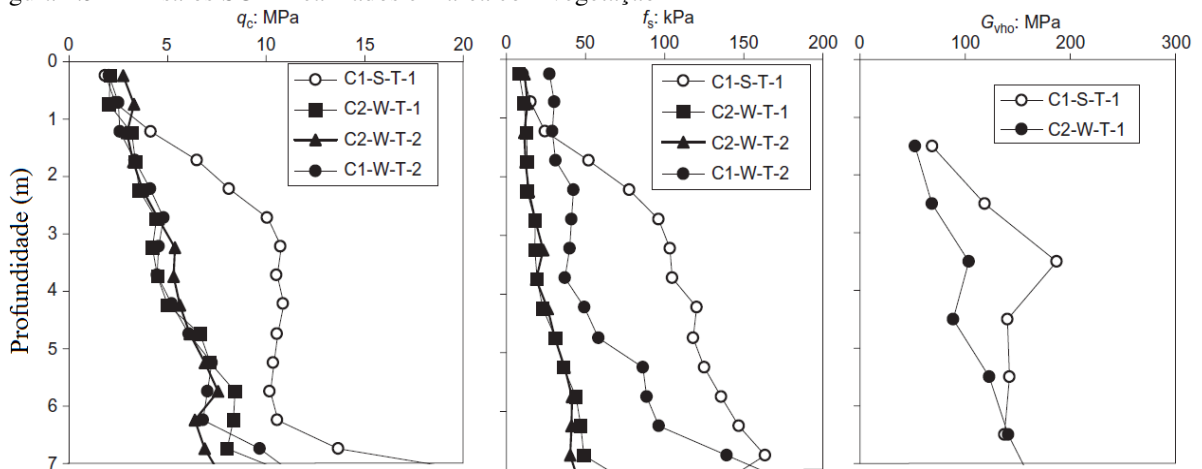
Lehane et al. (2004) verificaram a influência da sucção do solo em resultados de ensaios *CPT*. Ensaios *CPT* foram realizados em dois locais em Perth, Austrália. Uma campanha foi realizada em uma área sem vegetação, e a outra área continha vegetação nativa em grande quantidade (Eucaliptos). Esta vegetação apresenta sistema ramificado de raízes e uma raiz que se estendia até o nível d'água. Os ensaios foram realizados no final do período de seca (aproximadamente 30 mm de chuva nos seis meses anteriores) e no final do período de chuva (aproximadamente 600 mm de chuva nos três meses anteriores). A Figura 2.31 e Figura 2.32 apresentam os perfis de q_c , f_s e G_o obtidos nas duas estações, realizados por duas empresas distintas (empresa 1 e empresa 2).

A notação empregada no detalhamento dos ensaios realizados consiste na empresa (C1/C2), no período (S – final do período de seca; W – final do período de chuva), na localização (O – área sem vegetação; T – área com vegetação) e no número do ensaio realizado.

Por meio dessas figuras é possível concluir:

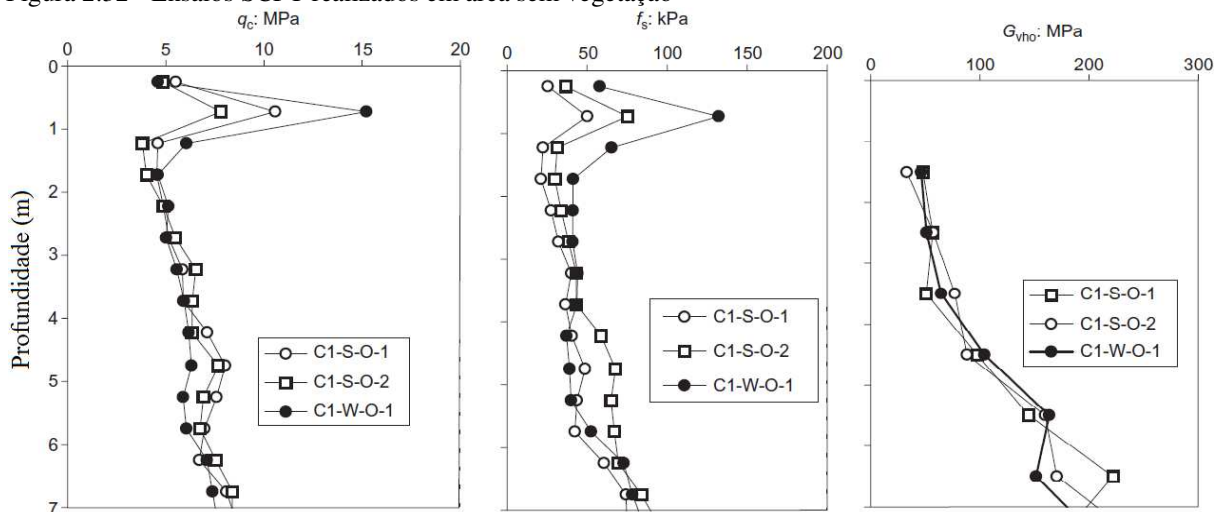
- Os valores de q_c medidos por ambas as empresas, em um mesmo local, apresentam boa concordância. Entretanto, os valores de f_s medidos pelas empresas diferem: esta diferença pode ser devida ao desgaste da luva de atrito empregada pela empresa 1, bem como o fato da empresa 1 apresentar uma única célula de carga para a medida de q_c e f_s ;
- Perfis de q_c , f_s e G_o obtidos nos períodos seco e chuvoso, na área sem vegetação, são semelhantes, não exibindo influência da sazonalidade;
- Entretanto, os perfis de q_c , f_s e G_o obtidos na área com vegetação, apresentam marcável influência da sazonalidade. Por exemplo, entre três e quatro metros de profundidade, os valores de q_c medidos no período seco, são da ordem de duas vezes maiores do que aqueles medidos no período de chuva;
- Os valores de q_c , f_s e G_o medidos na área com vegetação no final do período chuvoso são muito similares aos valores registrados ao longo do ano na área sem vegetação.

Figura 2.31 - Ensaios SCPT realizados em área com vegetação



Fonte: Lehane et al. (2004).

Figura 2.32 - Ensaios SCPT realizados em área sem vegetação

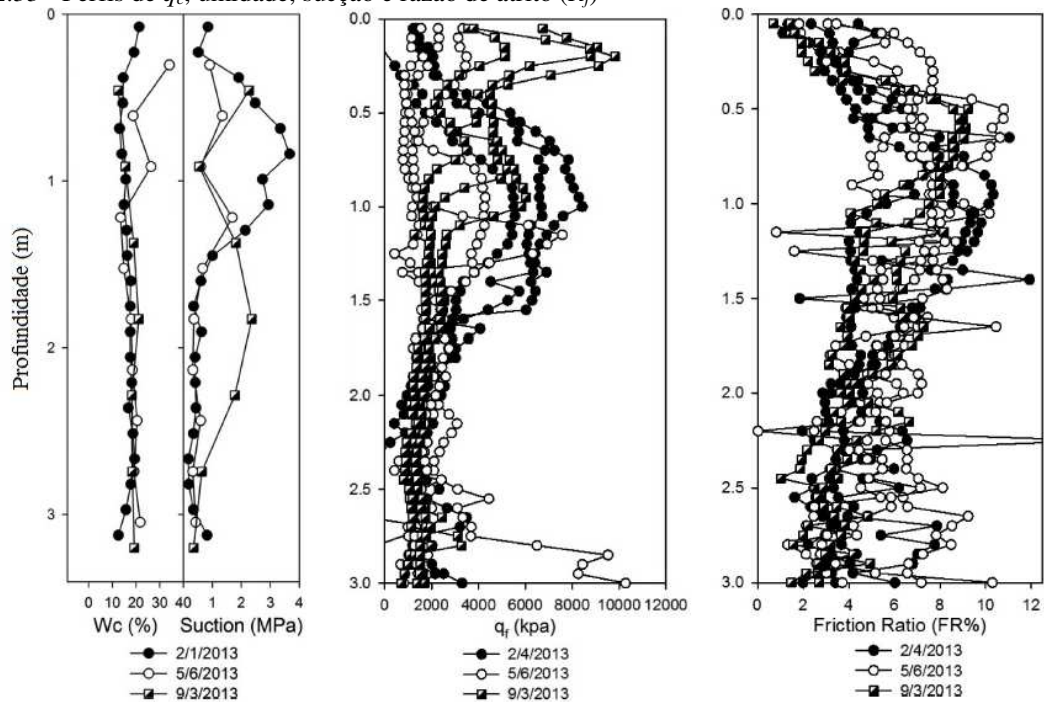


Fonte: Lehane et al. (2004).

Estas discrepâncias são função da sazonalidade nos valores de grau de saturação (S_r) e conseqüentemente da sucção. Os autores discutem que a absorção de água pelas raízes das árvores acarreta a diminuição de S_r , aumentando assim a sucção do solo até aproximadamente 125 kPa, proporcionando elevados valores de q_c , f_s e G_o .

Collins e Miller (2014) apresentam resultados de ensaios CPT (q_c e f_s), umidade e perfis de sucção de ensaios realizados em diferentes épocas, que indicam grande influência da sucção do solo nos resultados dos ensaios CPT. Os valores de q_c tendem a diminuir com a diminuição da sucção, enquanto que em f_s se observou o oposto (Figura 2.33).

Figura 2.33 - Perfis de q_c , umidade, sucção e razão de atrito (R_f)

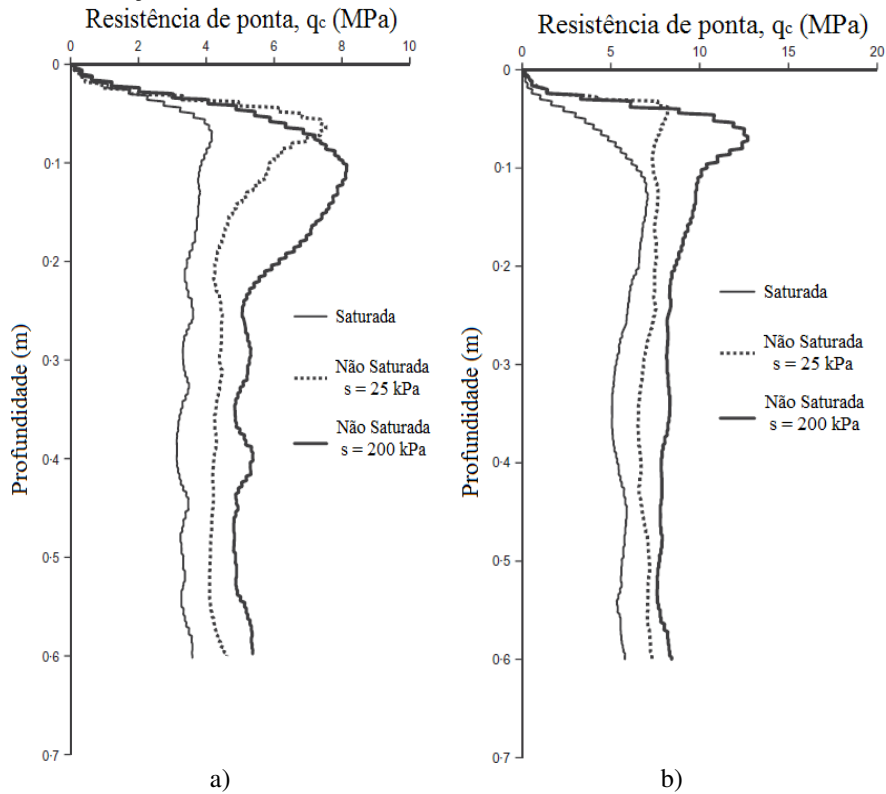


Fonte: adaptado de Collins e Miller (2014).

Pournaghiazar et al. (2013) apresentam resultados de ensaios de cone elétrico em miniatura realizados em amostras de areia limpa quartzosa não saturada, utilizando uma câmara de calibração com tensão confinante e sucção controladas. Os autores avaliaram a influência da tensão de confinamento, densidade relativa e sucção nos resultados de q_c . Para amostras fofas (solo com densidade relativa de 33%), sucções de 25 e 200 kPa, o valor de q_c aumentou 24% e 50% respectivamente, para uma tensão de confinamento de 50 kPa (Figura 2.34a), e 14 e 31% quando a tensão de confinamento era de 100 kPa (Figura 2.34b). Além disso, os autores demonstram que a incorporação da sucção nas tensões efetivas, por meio de χ (parâmetro de tensão efetiva proposto por Bishop 1959) possibilita uma adequada caracterização de solos não saturados (por exemplo estimativa de ângulo de atrito e densidade relativa). Este comportamento é devido a areia limpa não saturada não apresentar *suction hardening* e se comportar como um material drenado durante a penetração do cone, em qualquer condição (seca, saturada e não saturada).

Os autores concluem que a influência da sucção nos resultados de ensaios *CPT* é mais pronunciado para areias menos compactas e de menor profundidade (até 5 m).

Figura 2.34 - Dados de q_c vs profundidade para densidade relativa de 33%, tensão de confinamento de 50 kPa (a) e 100 kPa (b), variando sucção em $s = 0, 25$ e 200 kPa.



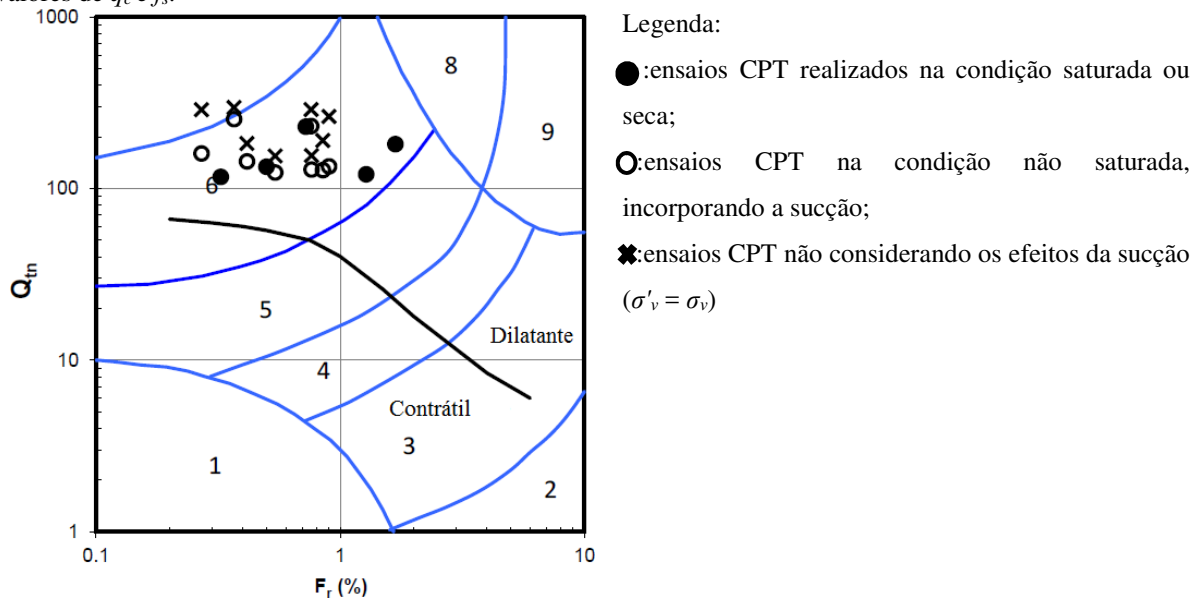
Fonte: Pournaghiazar et al. (2013).

Russell e Reid (2016) discutem a influência da sucção em ensaios *CPT* realizados em câmara de calibração, bem como sua influência na identificação do comportamento do solo. Os autores apresentam três estudos de caso onde a não consideração da sucção proporcionou a classificação errada do tipo de solo, bem como seu comportamento na ruptura (contráctil e dilatante).

A Figura 2.35 apresenta a classificação do tipo de solo da areia de Sydney com os efeitos da sucção incorporados em tensão vertical efetiva (σ'_v), onde os símbolos circulares hachurados representam ensaios *CPT* realizados na condição saturada ou seca e símbolos circulares em branco os ensaios na condição não saturada. Além disso, são apresentados os dados quando os efeitos da sucção são ignorados, isto é, quando σ'_v é considerado igual a tensão total (σ_v) para ensaios na condição não saturada, com símbolos em cruz. Observa-se que para ambas as condições (saturada, seca e não saturada), os dados estão localizados na região 6, classificando o material como uma areia limpa. A incorporação do efeito da sucção nos resultados do ensaio *CPT* proporciona uma adequada classificação do solo. Entretanto, a não consideração da sucção (símbolos em cruz), indicam um comportamento mais dilatante do material, embora não interfira na classificação do solo. Neste sentido, se deve considerar a sucção nos resultados de

ensaios CPT, permitindo assim uma adequada classificação do tipo de solo, bem como seu comportamento na ruptura.

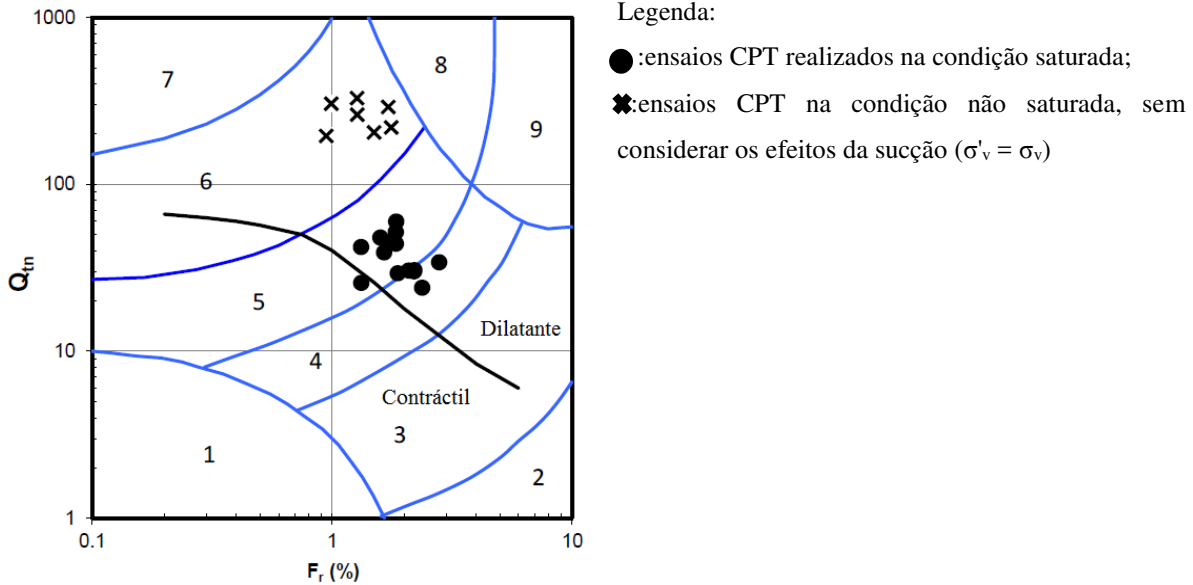
Figura 2.35 - Ensaio CPT realizados na areia de Sydney incorporando e não incorporando o efeito da sucção nos valores de q_c e f_s .



Fonte: Russell e Reid (2016).

A Figura 2.36 apresenta os dados de ensaios CPT realizados em uma areia marinha quartzosa, com 8% de finos (Lee et al., 1999). Neste caso, não foi incorporado os efeitos da sucção em σ'_v . Símbolos circulares hachurados representam dados dos ensaios na condição saturada e os símbolos em cruz os dados na condição não saturada (onde σ'_v é considerado igual a σ_v). Observa-se que os símbolos hachurados se encontram nas regiões 4 e 5, correspondentes a misturas de siltes e areias, respectivamente. Além disso, o solo apresenta comportamento ligeiramente dilatante, exceto em um ponto. Já os símbolos em cruz, estão localizados na região 6, classificando o comportamento do solo erroneamente como uma areia limpa muito dilatável. A mudança drástica na classificação do solo é função da não consideração da sucção nas tensões efetivas, função do teor de finos. Outra característica consiste no fato de que para solos saturados com mais do que 5% de finos, a penetração do cone ocorra em um meio parcialmente/não drenado, e apresenta comportamento drenado na condição não saturada, influenciando assim o comportamento do solo.

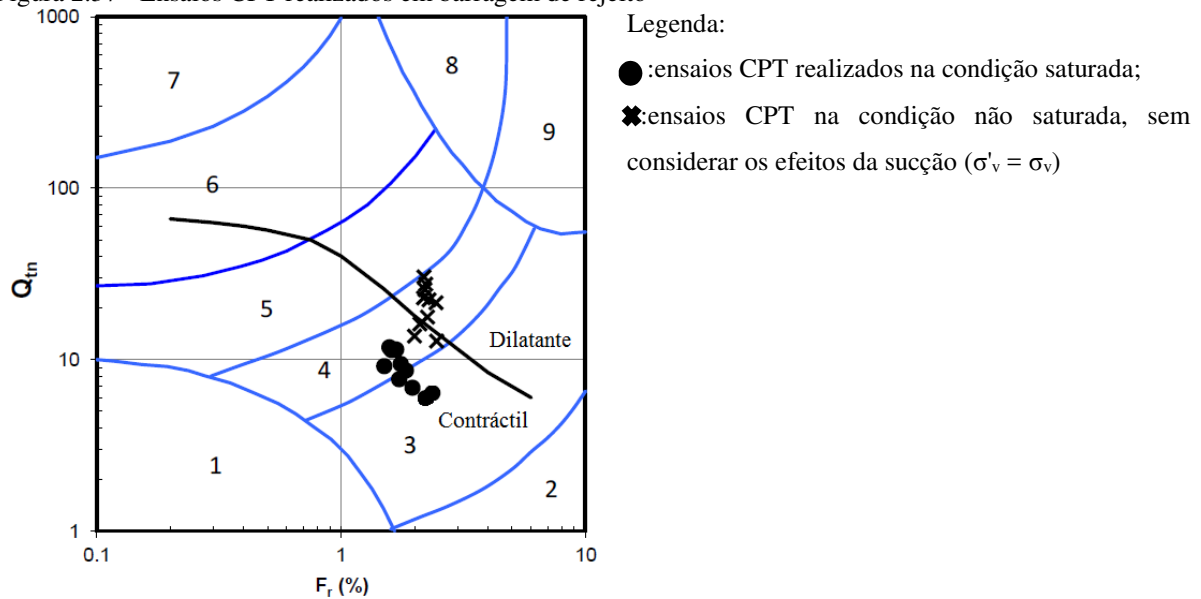
Figura 2.36 - Ensaios CPT realizados em uma areia marinha com mais do que 8% de finos.



Fonte: Russell e Reid (2016).

A Figura 2.37 apresenta os dados de ensaios *CPT* realizados em uma barragem de rejeito de ouro. Ensaios *CPT* foram realizados em intervalos regulares, onde a posição do lençol freático (estimada por meio de ensaios de dissipação) foi vista como variável. Mais uma vez, não foi possível incorporar corretamente os efeitos da sucção em σ'_v . Símbolos circulares hachurados representam dados dos ensaios na condição saturada e símbolos em cruz representam dados dos ensaios na condição não saturado (onde σ'_v é considerado igual a σ_v). Observa-se que os dados determinados na condição saturada (símbolos circulares hachurados) estão localizados nas regiões 3 e 4, pertencentes a argilas e misturas de siltes, respectivamente, e todos os dados indicam que os rejeitos são altamente contrativos e suscetíveis à liquefação. Já os símbolos em cruz se localizam na região 4, classificando os rejeitos como misturas de siltes, entretanto com comportamento ligeiramente dilatante. Novamente, a sucção provoca uma mudança drástica dos dados não saturados para este rejeito e pode dar uma indicação errônea da susceptibilidade dos rejeitos ao comportamento contráctil e à liquefação, caso não seja considerada nos resultados de ensaios *CPT*.

Figura 2.37 - Ensaio CPT realizados em barragem de rejeito



Fonte: Russell e Reid (2016).

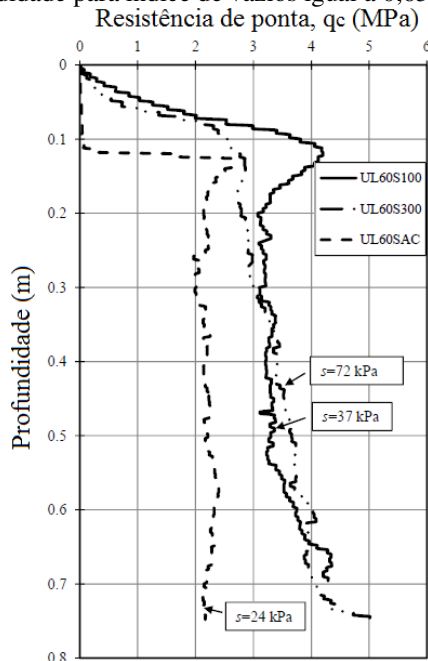
Os autores concluem que o efeito da sucção nos resultados de ensaios *CPT* é mais pronunciado para baixos valores de densidade relativa (D_r). Além disso, os efeitos da sucção são mais significativos à medida que a tensão de confinamento líquida ($\sigma - u_a$) diminui. Neste sentido, os efeitos da sucção nos ensaios de campo são mais importantes nas camadas mais superficiais do solo (até 5 m), onde é mais provável que um solo esteja em condição não saturada.

Yang e Russell (2016) apresentam resultados de ensaios *CPT* realizados em câmara de calibração, em uma areia siltosa não saturada. Os ensaios empregaram amostras confeccionadas por meio de compactação estática. As tensões de confinamento impostas as amostras foram de 60, 120 e 240 kPa, para índices de vazios iguais a 0,65, 0,64 e 0,59, respectivamente. A Figura 2.38 apresenta os perfis de q_c determinados para as amostras de índice de vazios igual a 0,65 e tensão de confinamento de 60 kPa. Ensaio *CPT* foram realizados em amostras com sucções de 24, 37 e 72 kPa. Os autores verificaram que para a sucção de 37 kPa, q_c é 50% maior do que q_c para sucção de 24 kPa, e que, para a sucção de 72 kPa o valor de q_c é 55% maior do que o valor de q_c para a sucção de 24 kPa. Vale ressaltar que esses valores estão entre 0,3 e 0,5 m de profundidade, região esta, não afetada pelo efeito de borda.

Do mesmo modo de Pournaghiazar et al. (2013) e Russell e Reid (2016), os autores observaram que os efeitos da sucção são mais significativos à medida que a tensão de

confinamento líquida ($\sigma - u_a$) e densidade relativa diminuí. Deste modo, os efeitos da sucção nos ensaios de campo devem ser considerados nas camadas mais superficiais do solo (até 5 m), onde é mais provável que o solo esteja na condição não saturada.

Figura 2.38 - Dados de q_c vs profundidade para índice de vazios igual a 0,65 e tensão de confinamento de 60 kPa.

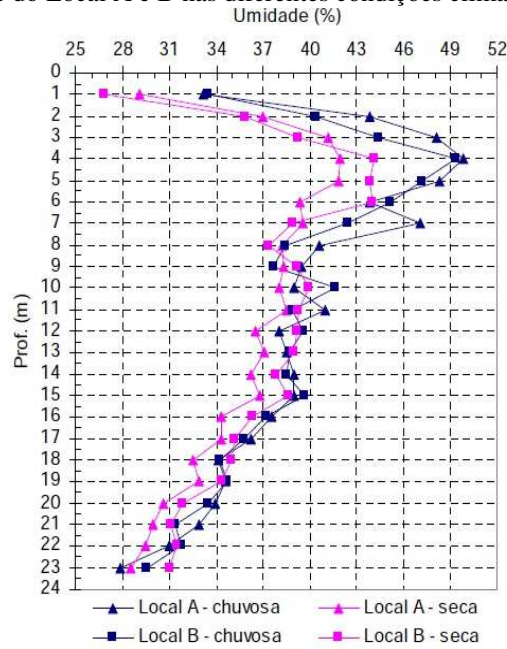


Fonte: Yang e Russell (2016).

Santos (2003) avalia o efeito da sazonalidade em ensaios DMT na argila porosa de Brasília. Duas campanhas de ensaios DMT foram realizadas, uma na estação chuvosa e outra na estação seca em dois locais (Local A e Local B). Na Figura 2.39 é apresentado os perfis de umidade para ambos os locais (A e B) e estações e na Figura 2.40 os perfis de p_0 e p_1 determinados no Local A. A variação percentual média entre os valores de p_0 foi de 10,7% e 16,2%, para o Local A e Local B, respectivamente. Entretanto, neste caso, o autor constatou pouca influência da sazonalidade nos parâmetros medidos e estimados pelo DMT.

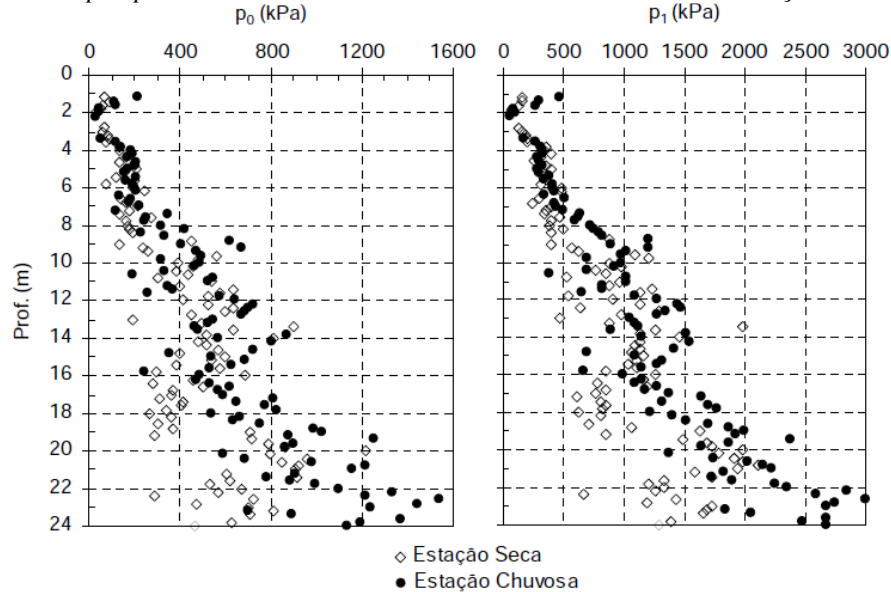
O autor também fez a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir das correlações clássicas desenvolvidas para o ensaio DMT (Marchetti, 1980). Os parâmetros geotécnicos determinados desse modo apresentaram variações sazonais de 4,8, 0,4, 13,6 e 9,8% para, respectivamente, os valores médios de K_0 , ϕ' , M_{DMT} e E_{25} .

Figura 2.39 - Perfis de Umidade do Local A e B nas diferentes condições climáticas



Fonte: Santos (2003).

Figura 2.40 - Pressões p_0 e p_1 do ensaio DMT realizado no Local A nas diferentes condições climáticas.

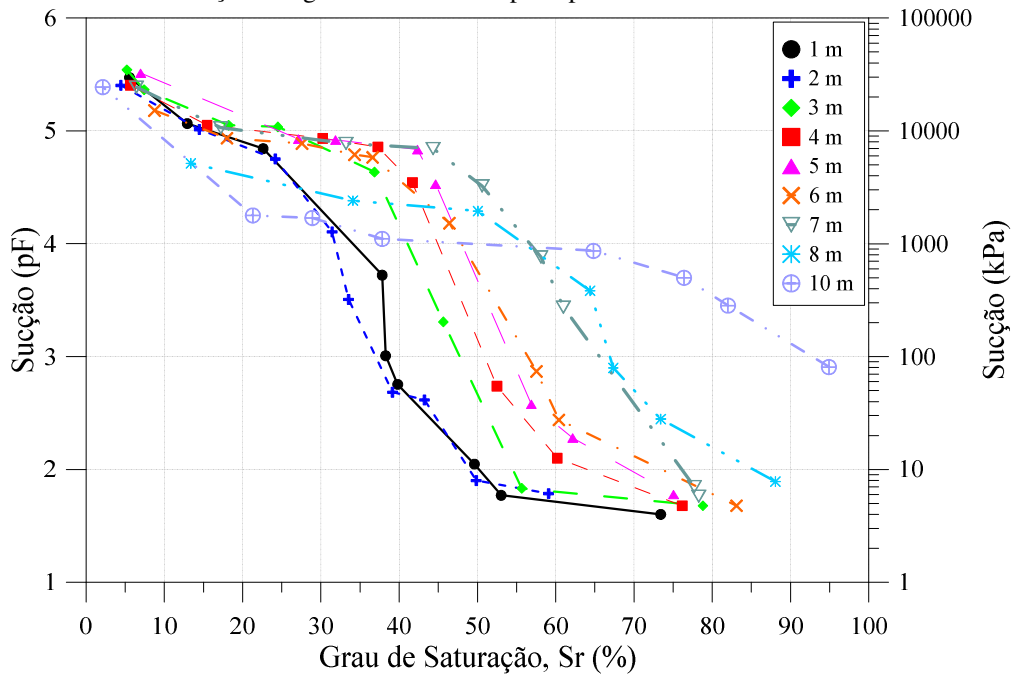


Fonte: Santos (2003).

É importante salientar que a análise realizada por Santos (2003) se baseia apenas na umidade. Entretanto, o comportamento mecânico dos solos não saturados é dependente das variáveis de estado, no caso a sucção, e não pelo teor de umidade. Assim, uma análise mais aprimorada deveria ser feita a partir da curva de retenção de água do solo, possibilitando assim avaliar o efeito da sucção na medida e estimativa de parâmetros do solo através do ensaio DMT. Neste sentido, curvas de retenção de água no solo obtidas por Guimarães (2002) para o solo do campo

experimental da UnB (Figura 2.41) serão utilizadas com a intenção de se avaliar se houve variação da sucção nas diferentes estações climáticas (seca e chuvosa).

Figura 2.41 - Curvas de retenção de água do solo do campo experimental da UnB.



Fonte: adaptado de Guimarães (2002).

Observa-se na Figura 2.41 que as curvas estão em função do grau de saturação. Deste modo, foi feita a estimativa do mesmo por meio de índices físicos das amostras ensaiadas por Guimarães (2002) e do teor de umidade medido por Santos (2003).

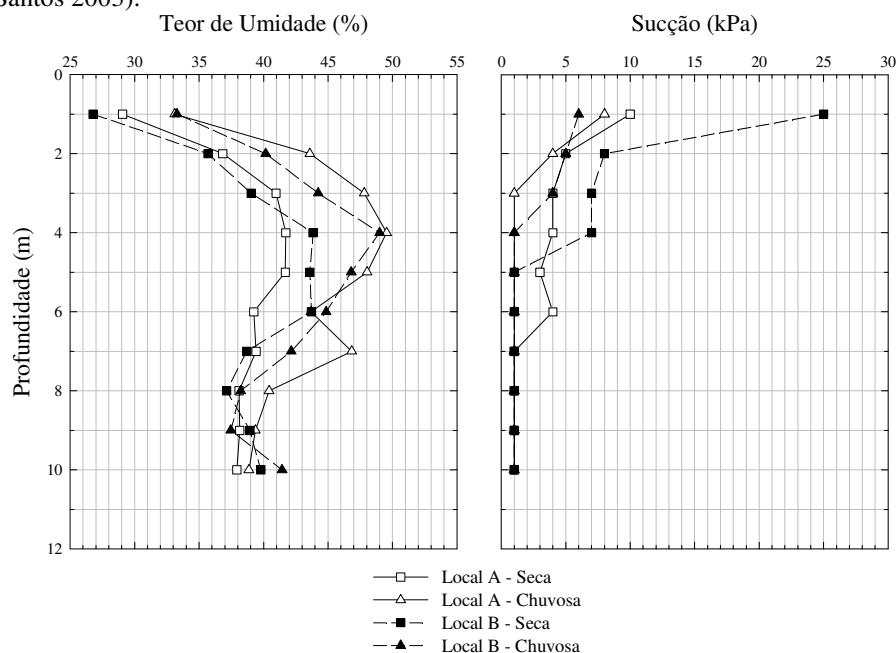
Na Tabela 2.4 são apresentados os índices físicos utilizados na estimativa do grau de saturação, e a partir disso, a estimativa da sucção. A Figura 2.42 apresenta os valores de teor de umidade e conseqüentemente os valores de sucção para ambos os locais (Local A e Local B) nas duas épocas climáticas avaliadas.

Interpretando-se os resultados apresentados na Figura 2.42, observa-se que os valores de sucção são baixos, além da pouca variação da mesma nas diferentes estações do ano. Por essa razão, é de se esperar pouca influência da condição não saturada nos resultados dos ensaios DMT realizados por Santos (2003).

Tabela 2.4 - Índices físicos utilizados na estimativa do grau de saturação (S_r) (adaptado de Guimarães 2002 e Santos 2003).

Índices Físicos	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	10	
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,62	
γ_d (kN/m ³)	10,32	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,84	13,29	
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	1,08	
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	51,9	
w (%) Local A - chuvosa	33,11	43,60	47,82	49,54	48,03	43,68	46,84	40,42	38,86	
w (%) Local A - seca	29,06	36,84	40,98	41,74	41,69	39,24	39,42	38,10	37,93	
w (%) Local B - chuvosa	33,29	40,17	44,22	49,00	46,80	44,86	42,16	38,23	41,44	
w (%) Local B - seca	26,78	35,69	39,03	43,85	43,59	43,72	38,69	37,13	39,79	

Figura 2.42 - Valores de umidade e sucção para os dois locais e para as duas estações climáticas (elaborado a partir dos dados de Santos 2003).



Fonte: Santos (2003).

2.5.1. Interpretação de ensaios de campo em solos não saturados

Ensaio de campo, como os ensaios CPT e SDMT vem sendo cada vez mais empregados na prática de engenharia geotécnica para a definição do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros de projeto. Os principais conceitos empregados na interpretação do comportamento mecânico do solo in situ foram baseados em amostras de solos convencionais (argilas e areias sedimentares secas ou saturadas), não levando em conta o efeito da sucção no comportamento dos solos não saturados. Além disso, pouco tem sido realizado na direção de se desenvolver métodos para interpretar os resultados desses ensaios quando realizados em solo não saturado.

Os poucos estudos existentes para a interpretação de ensaios de campo realizados em solos não saturados são baseados na definição do estado de tensões efetivos atuante no solo, considerando o efeito da sucção. Entre eles, podemos citar os trabalhos propostos por Bishop (1959), Khalili e Khabbaz (1998) e Lo Presti et al (2016). A seguir estes trabalhos serão apresentados.

2.5.1.1. Abordagem de tensões efetivas proposta por Bishop (1959)

Bishop (1959) propôs uma equação para tensões efetivas em solos não saturados, representada pela Equação 2.15:

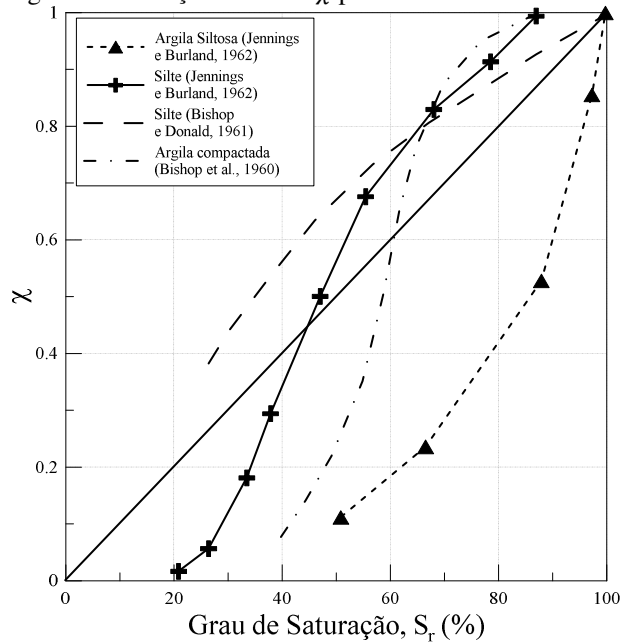
$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (2.15)$$

Nesta equação, σ' é a tensão efetiva do solo, σ é a tensão total, u_a é a pressão de ar nos vazios do solo, u_w é a pressão de água nos vazios do solo e χ é um parâmetro que reflete a influência da sucção na tensão efetiva. Esse parâmetro equivale a 1 para o solo na condição saturada e zero quando totalmente seco.

Bishop et al (1960) apresentam resultados de ensaios de compressão triaxiais em que a resistência é analisada considerando esta equação e discutem as influências sobre o parâmetro χ . Constata-se que ele é dependente do grau de saturação e, que, se seguidas as mesmas trajetórias de carregamento e umedecimento, é possível retratar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, considerando a envoltória de Mohr-Coulomb e a tensão efetiva expressa de acordo com a Equação 2.15. A Figura 2.43 ilustra a relação entre χ e o grau de saturação (S_r) disponível na literatura para diferentes tipos de solos (JENNINGS e BURLAND, 1962; BISHOP et al 1960, BISHOP e DONALD, 1961), donde se pode depreender que não há uma relação simples entre esses valores.

Em que pese a razoável eficiência dessa equação na avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, a mesma não se revelou satisfatória para representar variações volumétricas em solos não saturados (VILAR, 2003).

Figura 2.43 - Relação entre o grau de saturação e o fator χ para diferentes solos.



Fonte: adaptado de (Jennings e Burland, 1962; Bishop et al., 1960 e Bishop e Donald 1961).

A sucção presente no solo não saturado propicia o aumento do estado de tensões efetivas (σ') atuantes, proporcionando o aumento da resistência e da rigidez desses solos. Para fins práticos, é comum assumir que a variação do parâmetro χ é considerada linear com o grau de saturação, S_r (isto é, de 0 a 1) (ROBERTSON et al., 2017) os solos saturados.

Khalili e Khabbaz (1998) apresentam uma proposta para se determinar o valor de χ , através da equação de tensões efetivas proposta por Bishop (1959). Os autores propõem uma relação única para o valor de χ , dada pela relação entre a sucção e a sucção correspondente à entrada de ar. A equação de resistência ao cisalhamento, utilizando a proposta de Bishop (1959), é igual a:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]. \tan\phi' \quad (2.16)$$

Na saturação $u_a = u_w$, e a equação anterior se reduz a:

$$\tau_0 = c' + (\sigma - u_a). \tan\phi' \quad (2.17)$$

A diferença entre as equações 2.16 e 2.17 representa o acréscimo de resistência atribuída à sucção matricial, representada pela seguinte equação:

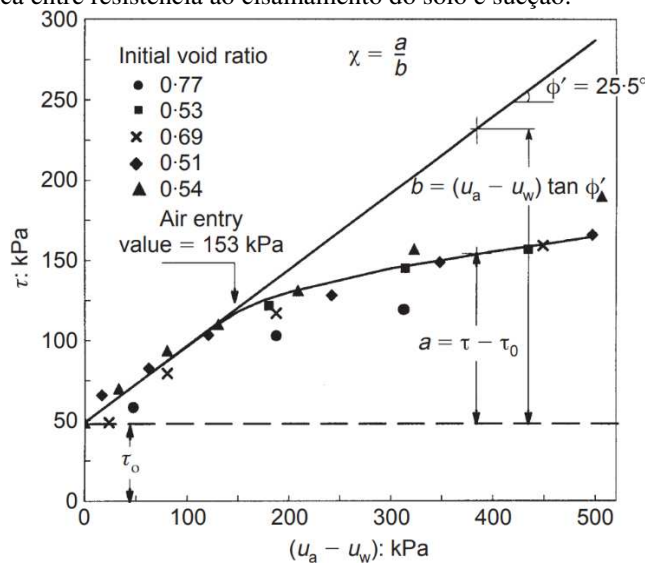
$$\tau - \tau_0 = \chi(u_a - u_w). \tan\phi' \quad (2.18)$$

Deste modo, o valor de χ pode ser obtido por meio da equação 2.19:

$$\chi = \frac{\tau - \tau_0}{(u_a - u_w) \cdot \tan \phi'} \quad (2.19)$$

Na equação 2.19 supõe-se que ϕ' é constante e independente da sucção. A Figura 2.52 apresenta esquematicamente a determinação dos valores de χ em função da sucção utilizando a equação 2.18 e os resultados dos ensaios de resistência compilados pelos autores.

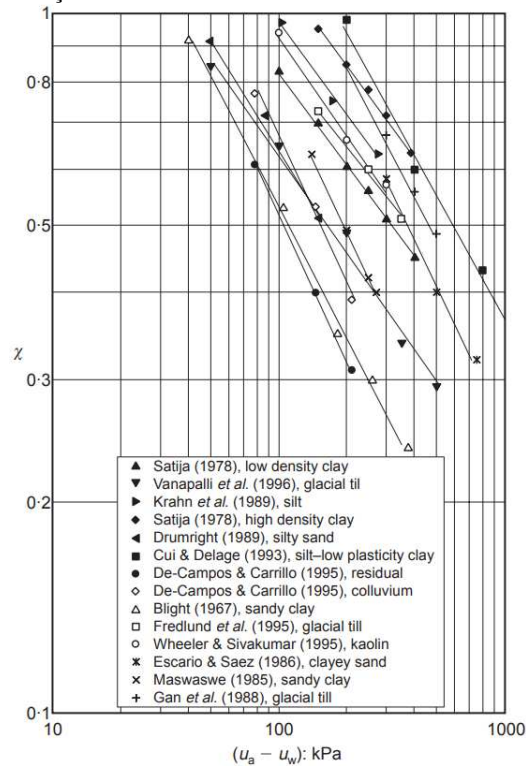
Figura 2.44 - Relação típica entre resistência ao cisalhamento do solo e sucção.



Fonte: Khalili e Khabbaz (1998)

Khalili e Khabbaz (1998) analisaram 14 casos publicados na literatura onde foram fornecidos os valores da resistência ao cisalhamento em função da sucção. Os valores de χ em função da sucção, obtidos destes resultados, estão apresentados na Figura 2.53. Khalili e Khabbaz (1998) afirmam que a intercessão das relações obtidas entre o valor de χ e a sucção com o valor de $\chi=1$, correspondem às respectivas sucções de entrada de ar de cada solo.

Figura 2.45 - Relação entre χ e a sucção matricial.



Fonte: Khalili e Khabbaz (1998)

Os valores de χ em função da sucção (Figura 2.45) foram normalizados em relação aos respectivos valores de entrada de ar (VEA), fornecendo a seguinte equação:

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \quad (2.20)$$

onde:

$(u_a - u_w)$ – sucção atuante;

$(u_a - u_w)_b$ – sucção correspondente ao valor de entrada de ar.

Lo Presti et al (2016) apresentam um método para a interpretação de ensaios CPTu realizados em solos argilosos encontrados acima do nível d'água, bem como solos silty, caracterizados por apresentar permeabilidade intermediária.

O método consiste em determinar de maneira rápida e econômica o estado de tensões efetivo presente na região não saturada do perfil de solo estudado, uma vez que o estado de tensões é influenciado pela sucção presente no solo, acarretando assim em erros na classificação e estimativa de parâmetros de projeto, caso não seja considerada.

Para a aplicação do método, há necessidade de que o solo seja homogêneo e que o lençol freático seja conhecido. Além disso, o ensaio CPTu deve ser realizado até uma profundidade abaixo do lençol freático. Sendo estas hipóteses respeitadas, considera-se o valor do índice de classificação do material (I_c) abaixo do lençol freático como um *valor alvo*, e os valores de I_c acima do lençol freático são corrigidos, por meio da correção da tensão efetiva vertical, de acordo com as Equações 2-21 a 2-24, elaboradas por Robertson (2009).

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{atm}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (2.21)$$

$$n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{atm}} \right) - 0,15 \quad (2.22)$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \right) \cdot 100 \quad (2.23)$$

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2} \quad (2.24)$$

onde Q_m é a resistência de ponta normalizada; q_t é a resistência real mobilizada; σ_{vo} é a tensão vertical total; σ_{atm} é a pressão atmosférica (98 kPa); n é o expoente de tensão, função de I_c ; σ'_{vo} é a tensão vertical efetiva; F_r é a razão de atrito normalizada; f_s é o atrito lateral.

Para solos finos, n será igual a 1 e para solos grossos, este expoente irá variar entre 0,5 e 0,9 (ROBERTSON 2009). Definido o *valor alvo* ($I_{c,t}$), a tensão vertical efetiva (σ'_{vo}) pode ser avaliada de acordo com a Equação (2.25).

$$\sigma'_{vo} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{10^{3,47 - \sqrt{I_{c,t}^2 - (\log F_r + 1,22)^2}}} \quad (2.25)$$

Uma vez determinado o estado de tensões efetiva, é possível normalizar o ensaio CPTu considerando o efeito da condição não saturada nos ensaios CPTu, além disso, por meio da equação 2.25, é possível estimar a sucção atuante na época de realização da campanha de ensaios.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos sucintamente os locais investigados, os ensaios realizados, os procedimentos de execução e interpretação de seus resultados, bem como os resultados de ensaios de laboratório previamente realizados nestes campos experimentais, e que foram empregados nesse estudo.

3.1. UNESP DE BAURU

3.1.1. Geologia

O município de Bauru pertence à Bacia Sedimentar do Paraná, e está inserida no Planalto Ocidental, sendo este formado por rochas do Grupo Bauru (Formação Marília e Adamantina), recobrando as rochas vulcânicas (Basaltos) da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do Rio Tietê (Ferreira et al., 1993).

A Formação Adamantina (Grupo Bauru) está presente em vasta extensão do oeste do estado de São Paulo, constituindo os terrenos do Planalto Ocidental, desaparecendo nas regiões mais baixas dos vales dos rios principais, devido aos processos erosivos. Esta Formação é constituída por arenitos de granulação fina a média, siltito arenosos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos (IPT 1981).

A Formação Marília é constituída por arenitos de granulação fina a grossa, conglomerados e lamitos intercalados entre si. Esses arenitos apresentam cimentação carbonática disseminada e/ou na forma de nódulos e concreções. Esta distribuição aleatória de teores de cimento carbonático tem implicações no comportamento geotécnico do solo, relacionadas à resistência e a permeabilidade (De Mio, 2005).

A geologia do campo experimental é a mesma que predomina na cidade de Bauru. Através de um poço tubular, aberto a 100 m do campo experimental, pode-se constatar um primeiro horizonte de 52 m da Formação Marília, seguida de 98 m da Formação Adamantina e, abaixo, encontra-se a Formação Serra Geral (Giacheti, 2001).

O solo que ocorre no campo experimental de Bauru é constituído por uma areia fina a média pouco argilosa, porosa, colapsível, cuja compactidade aumenta com a profundidade, classificado pela SUCS como SM-SC. Este horizonte de areia fina, resultante da decomposição do Arenito Bauru, apresenta comportamento laterítico até cerca de 13 m de profundidade e não laterítico a

partir daí (Giacheti et al., 1998). Neste campo experimental o nível d'água não foi encontrado até a profundidade de 30 m.

De acordo com De Mio (2005), este perfil de solo deve refletir características de rochas sedimentares da Formação Adamantina. Através de ensaios *CPT* e *SPT* (valores de q_c , R_f e N_{SPT}) o autor, mostra e discute a grande variação vertical e horizontal desses materiais ao longo do perfil. Além disso, devido as diferenças sensíveis em registros de q_c , para as porções abaixo de 13 m de profundidade, sugere-se a presença de horizontes relacionados à época de formação do solo, fato este não verificado na porção superior. Este comportamento pode ser explicado, segundo o autor, pelos processos de pedogênese ou por meio de uma colúviação, que suavizam os contatos entre horizontes. Neste sentido, o autor propõe uma seção estratigráfica onde o horizonte superficial (0 a 13 m de profundidade) é desenvolvido por processos de colúviação, e o horizonte inferior (abaixo de 13 m) é formado por solo residual, apesar de não se observar a presença de linha de seixos nesse local.

O comportamento colapsível desse solo foi verificado em estudo realizado por Lobo (1991), onde o autor constatou que estacas curtas (moldadas *in loco*) sofriam uma perda de 30 a 50% da sua capacidade de carga, quando ensaiadas com prévia inundação do terreno. Agnelli (1997) estudou e verificou a influência do líquido inundante no colapso desse solo.

Saab (2016) avaliou o potencial de colapso desse solo por meio de ensaios odométricos com sucção controlada. O autor verificou que os potenciais de colapso são da mesma ordem de grandeza até 4 m de profundidade, diminuindo quando se atinge os 5 m de profundidade.

3.1.2. Clima

De acordo com classificação de Köppen-Geiger, a cidade de Bauru é classificada como tropical de altitude (CWA). Estas condições proporcionam invernos secos (maio a setembro) e verões chuvosos (Dezembro a Março), sendo estes caracterizados por temporais violentos com pancadas de chuva intensas e de curta duração. Normalmente ocorrendo em final de tarde, em função do aquecimento diurno. Por meio de dados de precipitação pluviométrica obtidos no Instituto de Pesquisas Meteorológicas da Unesp (IPMet), localizado a aproximadamente 1 km (SW) do campo experimental da Unesp de Bauru, a precipitação anual média da região, entre os anos de 2001 e 2016 foi de 1264,5 mm.

Os dados de precipitação obtidos por meio de monitoramento contínuo, disponibilizados pelo IPMet, em conjunto com o monitoramento da sucção por meio de tensiômetros e sensores

de resistência elétrica (*watermark*), serão considerados na etapa de interpretação dos ensaios de campo realizados neste campo experimental com o intuito de se avaliar a influência da condição não saturada nesses resultados.

3.1.3. Ensaios de laboratório para a interpretação dos ensaios de campo

Neste item, serão apresentados os ensaios de laboratório previamente realizados em amostras indeformadas coletadas até 5 m de profundidade, no campo experimental da Unesp de Bauru por Fernandes (2016) e Saab (2016), com o intuito de fornecer dados de referência para a interpretação dos ensaios de campo.

3.1.3.1. Curvas de retenção de água no solo (SWRC)

Amostras indeformadas foram coletadas nesse campo experimental por SAAB (2016). As coordenadas do local onde foram coletadas as amostras são 22°21'05.9"S; 49°01'56.0"O. Inúmeras campanhas de caracterização incluindo ensaios geotécnicos (SPT, DMT, PMT e CPT) e sísmicos (*crosshole* e *downhole*) também foram previamente realizados neste local.

Uma caixa metálica em forma de cubo com 0,25 m de lado foi empregada para a coleta das amostras indeformadas. As caixas foram cravadas verticalmente, de maneira estática, com o objetivo de causar a menor perturbação possível. Para cada profundidade (1, 2, 3, 4 e 5 m), foram retiradas 3 amostras (SAAB, 2016).

As curvas de retenção de água (SWRC) foram determinadas por meio de trajetória de secagem, empregando as técnicas de papel filtro (*Whatman n°42*) e placa de sucção, de modo que um método preencha as limitações do outro. As SWRCs foram determinadas para as amostras coletadas nas profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.

a) Papel Filtro

Após a moldagem, os corpos de prova foram saturados com água destilada e deaerada sobre uma pedra porosa com lâmina d'água até metade de sua altura. Após a saturação, um corpo de prova foi utilizado para o cálculo da umidade saturada (w_{sat}). A partir do valor desta umidade, foram pré-estabelecidos valores de umidade desejados para o cálculo de sucção do método, dividindo-se o valor de w_{sat} pelo número de anéis moldados.

Os anéis foram embrulhados com o filme de PVC, utilizando discos plásticos para melhorar o contato papel-solo. Uma vez atingido o tempo necessário, as amostras foram desembulhadas,

e rapidamente foram determinadas as massas do papel filtro do topo e da base. Então foi calculada a umidade do solo e do papel filtro.

Uma vez determinada as umidades do solo e do papel filtro, obteve-se a sucção do solo calculada pela relação de Chandler et al. (1992).

$$s = 10^{6,05-2,48 \log w_p}; w_p \geq 47\% \quad (3.1)$$

$$s = 10^{4,48-0,0622w_p}; w_p < 47\% \quad (3.2)$$

onde,

s: sucção em kPa;

w_p: umidade do papel filtro em %.

b) Placa de Sucção

Nesse método, os anéis são moldados e saturados de maneira análoga ao método do papel filtro. A placa de sucção permite regular o nível de sucção, a partir da abertura do registro de saída de água do sistema na altura desejada (gradiente hidráulico).

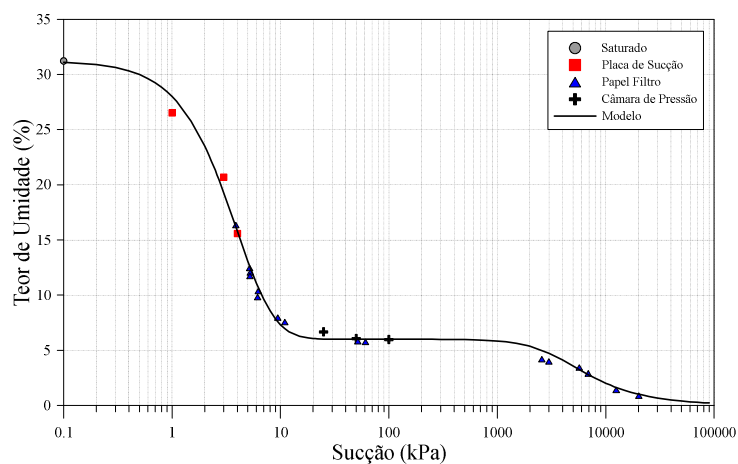
Os anéis com amostras de solo saturado foram colocados em contato com a pedra porosa saturada. Em seguida, o registro de saída de água foi aberto de acordo com a sucção de interesse, e um fluxo de água foi iniciado. Após a interrupção do fluxo de água, as umidades dos solos foram aferidas. Tem-se então o par ordenado umidade do solo e sucção, gerando-se mais pontos para a obtenção da curva de retenção de água no solo.

A placa de sucção utilizada permite registros de 10 em 10 cm, possibilitando valores de sucção entre 1 e 15 kPa (10 cm de coluna d'água até 150 cm de coluna d'água).

Após a determinação dos pares ordenados (*s* e *w*) através dos dois métodos descritos, foi realizado o ajuste da curva de retenção de água no solo por meio da função matemática proposta por van Genuchten (1980), apresenta na equação 2.5.

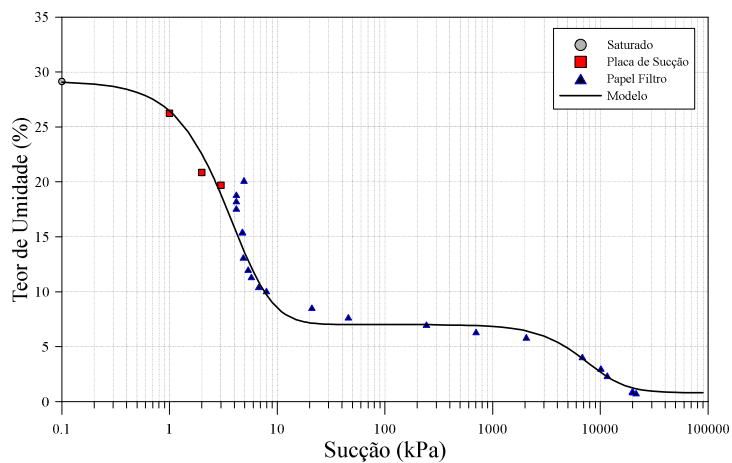
A Figura 3.1, Figura 3.2 e Figura 3.3 apresentam os resultados experimentais com os ajustes obtidos pelo modelo de van Genuchten (1980) para as amostras coletadas nas profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m, respectivamente. Na Figura 3.4 são apresentadas em conjunto as três curvas obtidas.

Figura 3.1 - Pontos experimentais e ajuste pela da equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 1,5 m de profundidade.



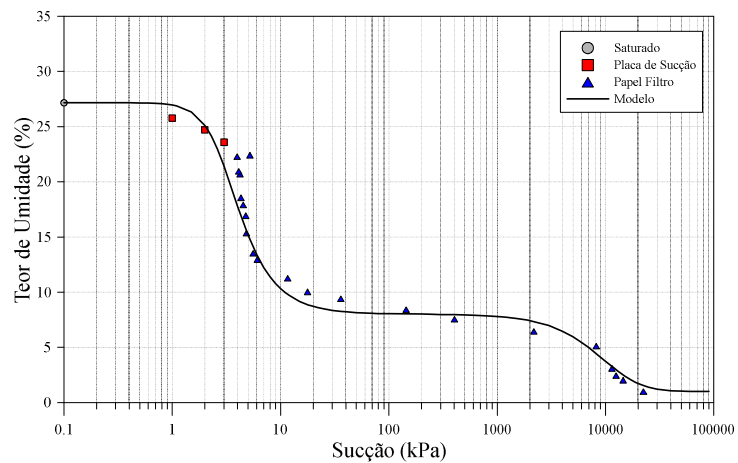
Fonte: adaptado de Saab (2016).

Figura 3.2 - Pontos experimentais e ajuste pela da equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 3,0 m de profundidade.



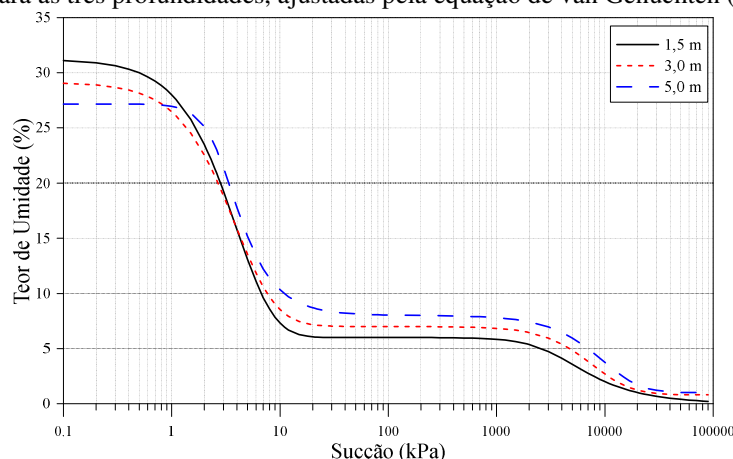
Fonte: adaptado de Saab (2016).

Figura 3.3 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Saab (2016).

Figura 3.4 - SWRCs para as três profundidades, ajustadas pela equação de van Genuchten (1980).



Fonte: adaptado de Saab (2016).

Através da Figura 3.4, se observa a semelhança entre as curvas de retenção, indicando solos com características semelhantes ao longo do perfil. O formato bimodal das curvas (Figura 3.4) e a baixa capacidade de retenção de água é típica dos solos arenosos. O trecho de dessaturação compreende um intervalo de sucção restrito e o primeiro valor de entrada de ar é bem definido, onde uma pequena variação de sucção (de 1 a 10 kPa), provoca uma grande variação de umidade. Em um segundo trecho das curvas, de cerca de 10 kPa até em torno de 2 MPa, a umidade tem variações muito pequenas. Na sequência, uma pressão de entrada de ar surge decorrente da dessaturação da umidade residual existente nos microporos da fração fina agregada do solo.

Observa-se, no trecho horizontal das curvas, uma pequena variação da capacidade de retenção de água com a profundidade, que varia entre 6 a 8%. Este comportamento pode estar relacionado a diversos fatores, dentre eles: granulometria, massa específica do solo, composição mineralógica e distribuição dos poros.

As curvas de retenção foram ajustadas por Saab (2006) em dois trechos (trecho 1 e 2), devido ao seu formato bimodal. Os parâmetros de ajuste, bem como os valores do coeficiente de determinação (R^2) dos ajustes são apresentados na Tabela 3.1.

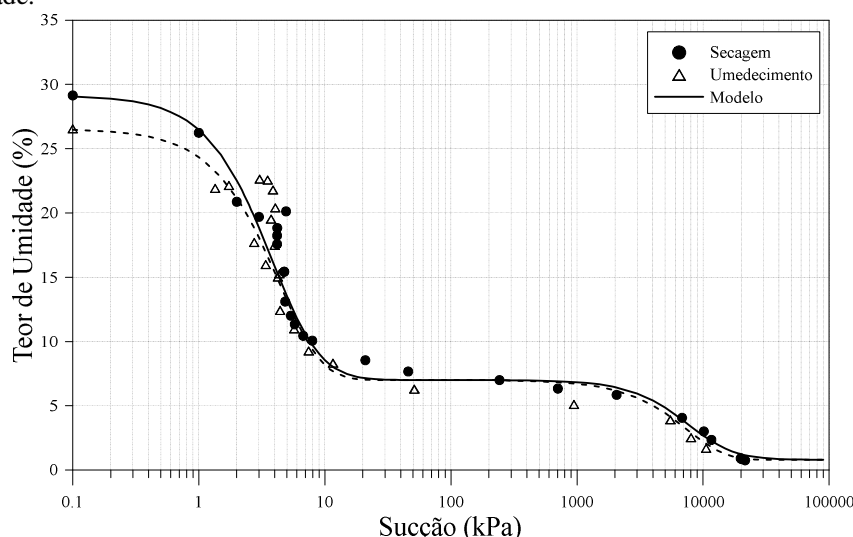
Tabela 3.1 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para as curvas de 1,5, 3,0 e 5,0 m.

Prof. (m)	Trecho	α (kPa^{-1})	m	n	w_r (%)	w_s (%)	R^2
1,5	1	0,0490	5,500	1,4510	6,00	31,23	0,927
	2	0,0002	0,470	2,200	0,00	6,00	0,930
3,0	1	0,0800	3,000	1,5101	7,00	29,15	0,963
	2	0,00006	2,0001	1,7723	0,00	7,00	0,987
5,0	1	0,27770	0,4942	3,4858	8,000	27,17	0,941
	2	0,00003	3,5398	1,5664	1,00	8,00	0,970

Fonte: adaptado de Saab (2016).

Com o intuito de se avaliar o fenômeno de histerese no solo do campo experimental da Unesp de Bauru, as curvas de retenção para as amostras coletadas a 1,5 e 3,0 m de profundidade, foram determinadas por meio da trajetória de umedecimento. A Figura 3.5 apresenta as curvas de retenção de água do solo determinados ao longo das trajetórias de secagem e umedecimento para a amostra de solo coletada a 3 m de profundidade. Observa-se a ocorrência de histerese apenas para valores de sucção baixos, inferiores a aproximadamente 5 kPa, característico de solos arenosos (RODRIGUES, 2018) (informação verbal)*, fato que também foi observado para a amostra coletada a 1,5 m de profundidade. Deste modo, pode-se considerar que a estimativa do valor de sucção pode ser realizada qualquer uma dessas curvas (umedecimento e secagem), uma vez que o intervalo de variação da sucção em campo, não se encontra na faixa de ocorrência do fenômeno de histerese.

Figura 3.5 - SWRC determinadas por meio de trajetórias de secagem e umedecimento para amostras coletadas a 3 m de profundidade.



Fonte: Próprio autor.

3.1.3.2. Ensaios edométricos

Ensaio edométricos convencionais (condição saturada) e com sucção controlada foram realizados nas amostras indeformadas coletadas a 1,0, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade por Saab (2016). Para os ensaios edométricos convencionais, os corpos de prova foram moldados e saturados na própria câmara edométrica com água destilada e deaerada. Após saturação, as medidas de deslocamento axial devido a aplicação de cargas foram registradas por meio de sistema de aquisição de dados.

Para os ensaios realizados com controle de sucção, etapas prévias foram necessárias, entre elas:

- calibração dos edômetros (empuxo gerado no pistão);
- saturação da pedra porosa;
- imposição da sucção.

Os corpos de prova foram moldados em anéis metálicos com diâmetro de aproximadamente 70 mm e 25 mm de altura, sendo a parte inferior do anel biselada, para facilitar a cravação na amostra.

Os resultados foram plotados em termos dos índices de vazios normalizados (e/e_0) no eixo das ordenadas e logaritmo da tensão vertical líquida ($\sigma - u_a$) no eixo das abcissas. Para cada uma das cinco profundidades, obteve-se cinco curvas com trajetória de carregamento-descarregamento para a condição saturada ($s = 0$ kPa) e para sucção constante nos valores de 50, 100, 200 e 400 kPa.

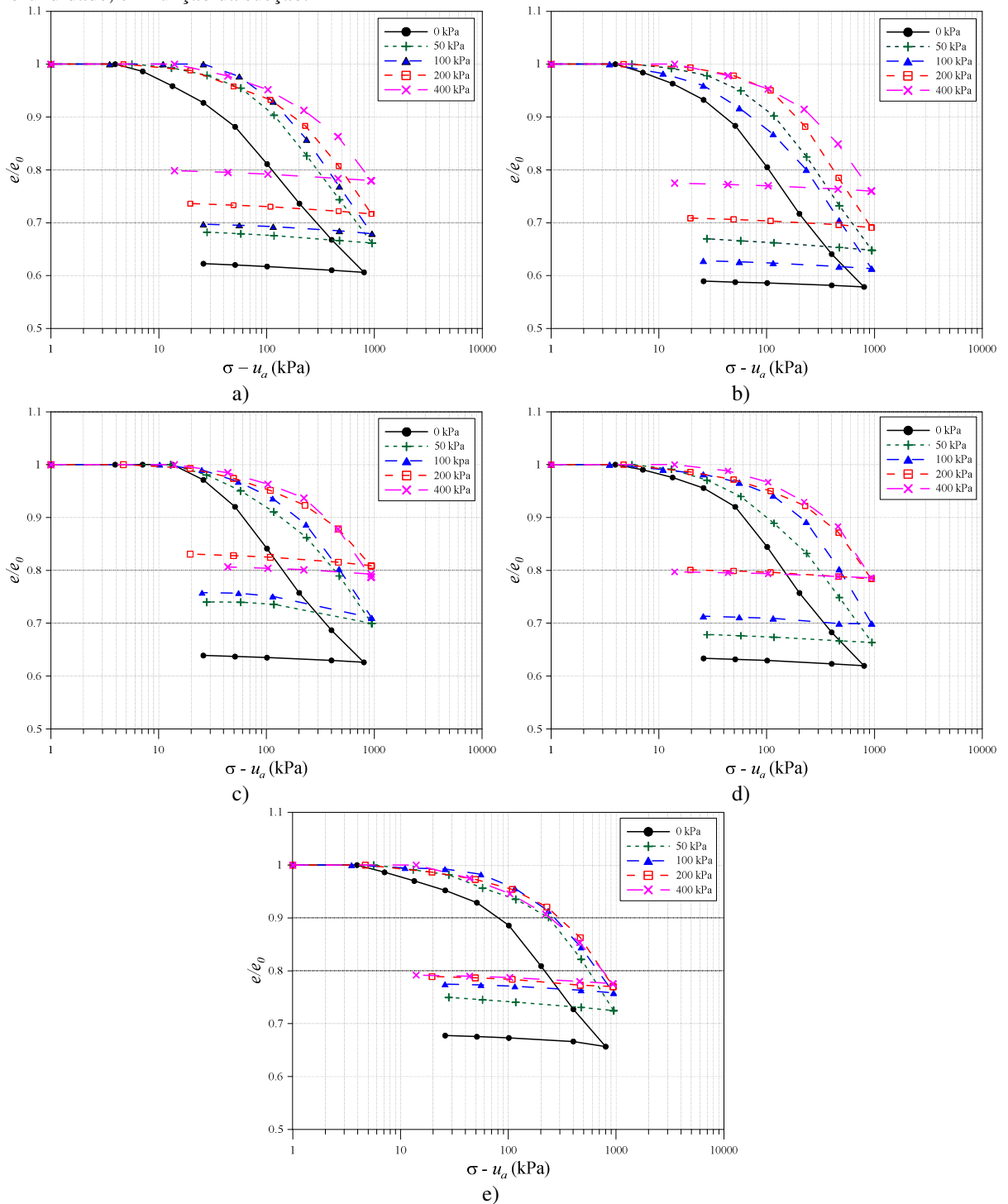
Na Figura 3.6 são apresentadas as curvas de compressão confinada, respectivamente para 1,0, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade.

Observa-se a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade do solo. O acréscimo da sucção acarreta o aumento nas tensões de pré-adensamento, bem como mudanças nos índices de compressão do solo (C_c). Observa-se que quanto maior a sucção, mais rígido o solo se torna.

Figura 3.7 apresenta os valores de tensão de pré-adensamento com a sucção, ao longo da profundidade. Os valores das tensões de pré-adensamento são influenciados pela sucção e pela profundidade. Na Figura 3.7, nota-se um aumento da tensão de pré-adensamento para cada intervalo de sucção ao longo da profundidade. Para a amostra de 5,0 m de profundidade, a tensão de pré-adensamento varia de 70 kPa (sucção = 0 kPa) até aproximadamente 230 kPa (sucção = 400 kPa).

As tensões geostáticas são aproximadamente iguais ou ligeiramente inferiores à tensão de pré-adensamento do solo na condição saturada (sucção = 0 kPa). Este comportamento indica a possibilidade de ocorrência de deformações por colapso devido ao peso próprio, caso haja a saturação do solo. Entretanto, devido às condições climáticas da região, esta situação é pouco provável.

Figura 3.6 - Ensaios edométricos para amostra coletadas a 1,0 (a), 2,0 (b), 3,0 (c), 4,0 (d) e 5,0 (e) m de profundidade, em função da sucção.



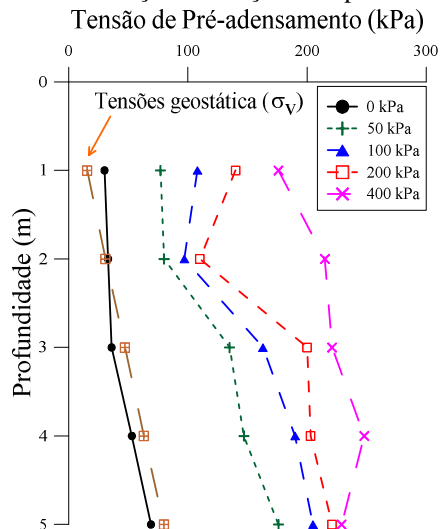
Fonte: adaptado de Saab (2016).

A partir dos resultados dos ensaios edométricos para diferentes valores de sucção, os valores de Módulo Confinado (M_{eod}) foram determinados ao longo da profundidade.

Para as cinco profundidades estudadas, os valores de M_{eod} do solo assumiram valores relativamente baixos até cerca de 200 kPa de tensão vertical, que aumentaram após este valor.

Esta característica é um outro indicativo de que o solo, até este valor de tensão, deve experimentar maiores deformações por colapso.

Figura 3.7 - Tensões de pré-adensamento em função da sucção e da profundidade.



Fonte: adaptado de Saab (2016).

Dentre a faixa de carregamento empregada nos ensaios edométricos (aproximadamente 800 kPa), um aumento nos valores de M_{eod} aconteceu, de maneira geral, para todas as sucções e profundidades. Observou-se ainda que esse aumento foi mais acentuado nas amostras mais úmidas e superficiais. As amostras submetidas a sucções mais elevadas e com maiores massas específicas secas (maior compactidade) são menos deformáveis, principalmente para as tensões confinantes mais baixas. O solo saturado a 1,0 m de profundidade tem um M_{eod} igual a 2,7 MPa à uma tensão líquida de 200 kPa, e um valor igual a 5,8 MPa, para a sucção de 400 kPa.

A Tabela 3.2 apresenta os valores de M_{eod} para uma tensão líquida de 200 kPa, para diferentes profundidade, e em função da sucção.

Tabela 3.2 - Valores de M_{eod} para uma tensão líquida de 200 kPa, em função da profundidade e da sucção

Sucção (kPa)	M_{eod} (MPa)				
	Profundidade (m)				
	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
0	4,8	4,5	4,7	5,5	5,3
50	4,5	4,3	5,0	5,2	6,6
100	4,4	4,1	5,0	5,6	6,6
200	5,3	5,0	7,8	8,2	7,8
400	6,7	6,0	7,2	8,0	7,5

Fonte: adaptado de Saab (2016).

3.1.3.3. *Ensaaios triaxiais com Bender elements*

A resistência ao cisalhamento do solo, também foi estudada por meio de amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Ensaaios triaxiais saturados e não saturados do tipo Consolidado Drenado (*CD*) foram executados (FERNANDES, 2016).

Corpos de prova com diâmetro de 50 mm e altura variando entre 100 e 120 mm foram talhados a partir das amostras indeformadas coletadas. O processo de saturação do corpo de prova para os ensaios triaxiais saturados foi realizado através de incrementos de contrapressão e de pressão confinante de 50 kPa, mantendo-se uma tensão efetiva constante e positiva de 10 kPa. O solo foi considerado saturado quando o coeficiente de saturação de Skempton (*B*) atingiu um valor maior do que 0,95 (FERNANDES, 2016).

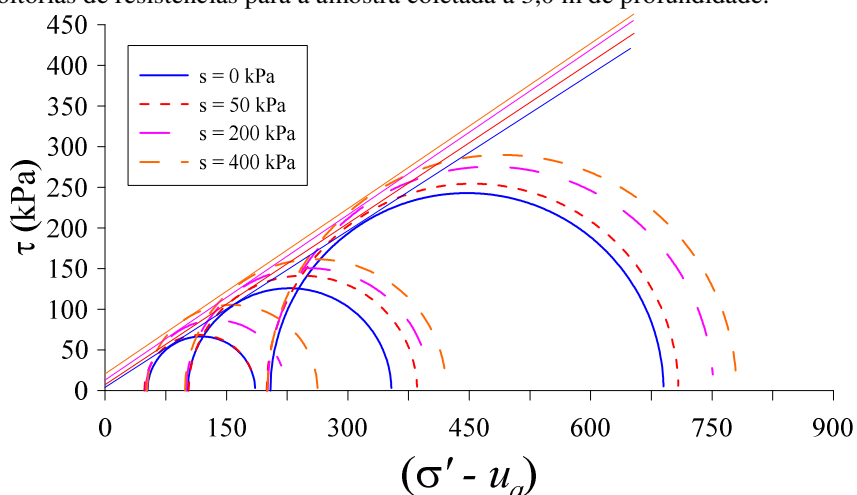
A imposição e controle da sucção nos corpos de prova dos ensaios triaxiais não saturados, foi realizado por meio da técnica de translação de eixos (HILF, 1956), utilizando-se a Câmara de Pressão.

Os ensaios triaxiais saturados e não saturados foram realizados para tensões de confinamento (σ'_c) de 50, 100 e 200 kPa. As sucções impostas nos ensaios não saturados foram de 50, 200 e 400 kPa (FERNANDES, 2016).

A título de ilustração, a Figura 3.8, apresenta os círculos de Mohr e as envoltórias de resistências para a amostra coletada a 3,0 m de profundidade. A Tabela 3.3 apresenta os valores dos interceptos de coesão (c') e ângulos de atrito (ϕ') determinados para cada valor de sucção. Nela é possível observar que a sucção aumenta tanto a coesão como o ângulo de atrito do solo, exceto para a amostra de solo coletada a 1,5 m de profundidade, ensaiadas com sucções de 200 kPa e 400 kPa.

Deve-se lembrar de que o solo natural da região estudada foi submetido a processos de intemperismo tropical, além de outros processos e alterações mencionadas por De Mio (2005), os quais contribuíram para que possa ocorrer uma heterogeneidade na estrutura desse solo, além do fato de que o processo de amostragem pode afetar a qualidade da amostra.

Figura 3.8 - Envoltórias de resistências para a amostra coletada a 3,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

Tabela 3.3 – Síntese dos resultados dos ensaios triaxiais saturados e não saturados para as amostras coletadas a 1,5 m, 3,0 m e 5,0 m de profundidade.

<i>Profundidade</i> (m)	<i>Sucção</i> (kPa)	ϕ' (°)	<i>c</i> (kPa)
1,5	0	26,8	0
1,5	50	29,9	3
1,5	200	27,8	11
1,5	400	24,6	16
3,0	0	32,6	1,2
3,0	50	33,5	6,5
3,0	200	33,8	13,4
3,0	400	33,8	21,5
5,0	0	32,4	5,3
5,0	50	33,7	10,3
5,0	200	34,0	24,2
5,0	400	34,9	28,3

Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

Na prática, diversos autores atribuem o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados a um aumento da coesão, apesar do fato de que pode também ocorrer uma variação no valor do ângulo de atrito, como mostram Fredlund et al. (1978); Escário e Saez (1986); Fredlund et al. (1987); Röhn e Vilar (1995) e Vilar (2007).

O aumento na resistência devido a contribuição da sucção é explicado por Vilar (2007) como consequência de que as partículas de solo experimentam um princípio de cimentação entre si durante a ação da sucção, o que pode acarretar no acréscimo dos parâmetros de resistência nessa condição.

Ensaio triaxiais saturados e não saturados com *bender elements* também foram realizados em amostras indeformadas coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Em função das dimensões do pedestal e do cabeçote da câmara triaxial empregada, os corpos de prova tinham

70 mm de diâmetro e 140 mm de altura. Para a montagem da câmara triaxial com *bender elements* foi necessário a solidarização entre os corpos de prova e os transdutores de flexão. Este procedimento foi realizado pela inserção de ranhuras paralelas no topo e na base do corpo de prova. Os transdutores foram assentados e engastados por meio do preenchimento da cavidade com argila pouco ativa (FERNANDES, 2016).

A velocidade de propagação de onda cisalhante (V_s), e conseqüentemente, o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_o), foram determinados em função das variáveis de tensão e da sucção por Fernandes (2016). Tensões de confinamento líquidas de 25, 50, 100 e 200 kPa, para os níveis de sucção de 0 (caso saturado), 50, 200 e 400 kPa foram empregados. Para cada nível de sucção, foram utilizados 1 corpo de prova, totalizando 16 corpos de prova. A propagação das ondas para cada nível de sucção foi realizada em uma rotina de ensaios não destrutivos, sendo que a tensão de confinamento líquida sobre o corpo de prova, para cada determinação do tempo de propagação das ondas (t_s), foi incrementada gradualmente. O método do ângulo de fase entre ondas foi empregado para determinar t_s (FERNANDES, 2016).

A Tabela 3.4, Tabela 3.5 e Tabela 3.6 apresenta os valores de peso específico natural (ρ), t_s , V_s e G_o obtidos nos ensaios com *bender elements* para as três profundidades estudadas.

Na Figura 3.9a e b, são apresentados, respectivamente, os valores de V_s e G_o , obtidos com os ensaios triaxiais com *bender elements* para as amostras coletadas a 3,0 m de profundidade. Através desses resultados, observa-se uma tendência de aumento de V_s e G_o com o aumento das tensões isotrópicas. Para a condição saturada e de confinamento nulo observaram-se acréscimos em V_s e G_o com o aumento da profundidade. Contudo, observou-se que as taxas de variação em relação à tensão de confinamento isotrópica decrescem com a profundidade (FERNANDES, 2016).

Tabela 3.4 - Resultados de ensaios com *bender elements* para os corpos de prova coletados a 1,5 m de profundidade.

s (kPa)	d (mm)	$\sigma - u_a$ (kPa)	ρ (Kg/m ³)	t_s (ms)	V_s (m/s)	G_o (MPa)
0	140	26	1948	0,8492	164,6	52,8
		50	1972	0,7615	183,5	66,4
		100	2001	0,6257	223,3	99,8
		199	2027	0,5159	270,9	148,7
50	140	26	1620	0,6536	214,4	74,5
		52	1631	0,5730	244,6	97,6
		103	1664	0,5260	266,4	118,1
		201	1716	0,4418	317,2	172,6
200	140	27	1625	0,5964	225,8	82,8
		51	1636	0,5326	252,8	104,5
		102	1658	0,4753	283,3	133,0
		201	1698	0,4030	334,1	189,6
400	140	25	1583	0,5964	231,1	84,6
		50	1594	0,5250	262,6	109,9
		100	1616	0,4747	290,4	136,3
		199	1659	0,4032	341,9	193,6

Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

Tabela 3.5 - Resultados de ensaios com *bender elements* para os corpos de prova coletados a 3,0 m de profundidade.

s (kPa)	d (mm)	$\sigma - u_a$ (kPa)	ρ (Kg/m ³)	t_s (ms)	V_s (m/s)	G_o (MPa)
0	133,54	26	1943	0,7927	168,5	55,2
		52	1966	0,6583	202,9	80,9
		105	2000	0,5492	243,2	118,2
		201	2032	0,4747	281,3	160,8
50	135,14	26	1661	0,6124	220,7	80,9
		51	1673	0,5361	252,1	106,3
		103	1706	0,4821	280,3	134,0
		200	1762	0,4152	325,5	186,7
200	137,61	27	1653	0,5317	258,8	110,7
		51	1657	0,4917	279,9	129,8
		100	1671	0,4427	310,8	161,4
		201	1702	0,3919	351,1	209,8
400	134,78	26	1644	0,4745	284,1	132,6
		51	1654	0,4507	299,1	147,9
		100	1665	0,4145	325,2	176,1
		202	1690	0,3684	365,9	226,2

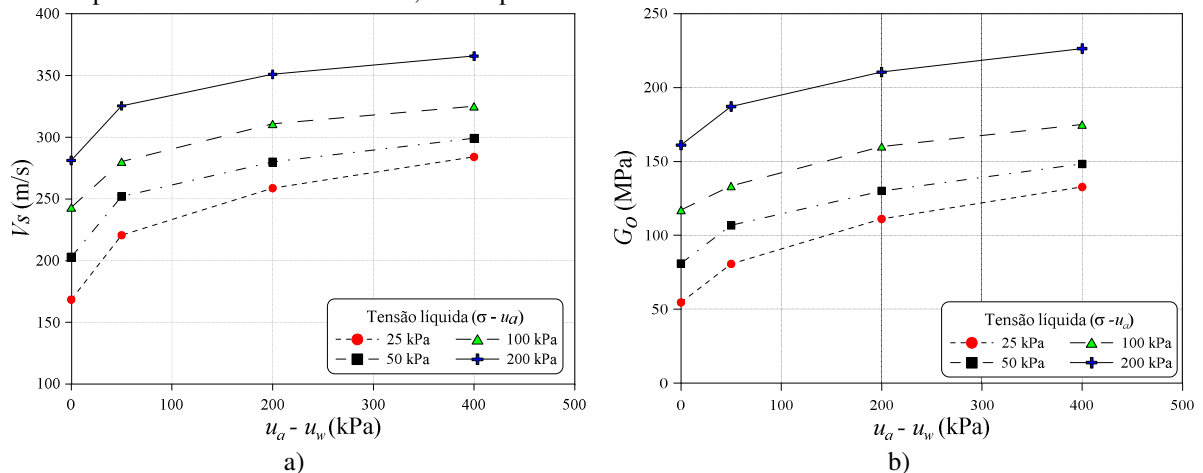
Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

Tabela 3.6 - Resultados de ensaios com *bender elements* para os corpos de prova coletados a 5,0 m de profundidade.

s (kPa)	d (mm)	$\sigma - u_a$ (kPa)	ρ (Kg/m ³)	t_s (ms)	V_s (m/s)	G_o (MPa)
0	139	24	1996	0,8167	170,2	57,8
		51	2000	0,6991	198,9	79,1
		101	2000	0,6055	229,6	106,0
		197	2042	0,5346	260,1	138,1
50	135	26	1730	0,6581	204,7	72,5
		52	1741	0,5792	232,6	94,2
		101	1753	0,5114	263,4	121,6
		201	1781	0,4559	295,5	155,5
200	137	26	1739	0,5422	252,5	110,9
		49	1745	0,5048	271,2	128,4
		101	1755	0,4586	298,5	156,4
		199	1767	0,4232	323,5	184,8
400	138	27	1714	0,5163	267,0	122,2
		51	1719	0,4883	282,3	137,0
		101	1727	0,4423	311,7	167,8
		200	1745	0,3990	345,5	208,2

Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

Figura 3.9 – Variação de V_s (m/s) e G_o (MPa) em função da sucção e do estado de tensões determinada com *bender elements* para as amostras coletadas a 3,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Fernandes (2016).

3.2. USP DE SÃO CARLOS

3.2.1. Geologia

A região de São Carlos é constituída por rochas das Formações Serra Geral (rochas básicas), Botucatu (arenitos) e por rochas do Grupo Bauru (arenitos e argilitos). A região é recoberta por Sedimentos Cenozóicos com origem ligada aos arenitos do Grupo Bauru e da Formação Botucatu, com contribuições dos magmatitos básicos (De Mio, 2005). Esses sedimentos sofreram intenso intemperismo sob condições climáticas típicas de região tropical, cujas

características são: elevada temperatura, intensa pluviosidade e situações de boa drenagem. Isso provocou nesse material o processo de laterização, o qual consiste na concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

O subsolo do campo experimental estudado é constituído por uma areia fina a média argilosa marrom e fofa, porosa e colapsível, com comportamento laterítico, até aproximadamente 7,0 m de profundidade (Sedimento Cenozóico). Em seguida encontra-se uma linha de seixos de quartzo e limonita com espessuras de até 1,0 m, que separa esse sedimento de um horizonte de solo residual jovem de Arenito do Grupo Bauru, constituído por uma areia argilosa vermelha, pouco a medianamente compacta que atinge cerca de 23,5 m de profundidade. O último horizonte é composto por um silte argiloso variegado, compacto a muito compacto da Formação Serra Geral (Grupo Bauru). O lençol freático varia entre 7 e 10 m de profundidade, dependendo da época do ano. A Tabela 3.7 apresenta o perfil geológico desse campo experimental, que é típico de São Carlos, que foi definido por De Mío (2005), a partir de informações de campo e boletins de sondagens realizadas até 28 m de profundidade.

Tabela 3.7 - Sequência de horizontes de São Carlos.

Prof. (m)	Descrição	Gênese
0,0 a 6,0	Areia fina argilosa marrom (Sedimento Cenozóico)	Processos de colúviação e morfogênese
6,0 a 6,2	Linhas de seixos	Concentração residual devida à lavagem de finos
6,2 a 23,5	Areia argilosa vermelha (solo residual – Grupo Bauru)	Sedimentos flúvio-lacustres submetidos ao intemperismo
23,5 a 28,3	Silte argiloso (magmatitos básico-diabásico)	Lavas básicas submetidas ao intemperismo

Fonte: De Mío (2005).

3.2.2. Clima

De acordo com Tolentino (1967), o clima da região de São Carlos é classificado por Köppen-Geiger como Cwa (clima subtropical/tropical de altitude) e Aw (clima tropical). Estas condições proporcionam invernos secos (maio a agosto) e verões chuvosos. Segundo o DAEE, a precipitação anual média da região foi de 1621,8 mm entre o período de 1959 a 2015.

Os dados de precipitação obtidos por meio de monitoramento contínuo, disponibilizados pelo CEMADEM (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais), em conjunto com o monitoramento da sucção por meio de tensiômetros (Morais 2019), serão

considerados na interpretação dos ensaios de campo realizados neste campo experimental com o intuito de se avaliar a influência da condição não saturada nos resultados desses ensaios.

3.2.3. Ensaios de laboratório para a interpretação dos ensaios de campo

Neste item, serão apresentados os ensaios de laboratório previamente realizados em amostras indeformadas coletadas até 10 m de profundidade, no campo experimental de Fundações da Escola de Engenharia de São Carlos por Machado (1998), com o intuito de fornecer dados de referência para a interpretação dos ensaios de campo.

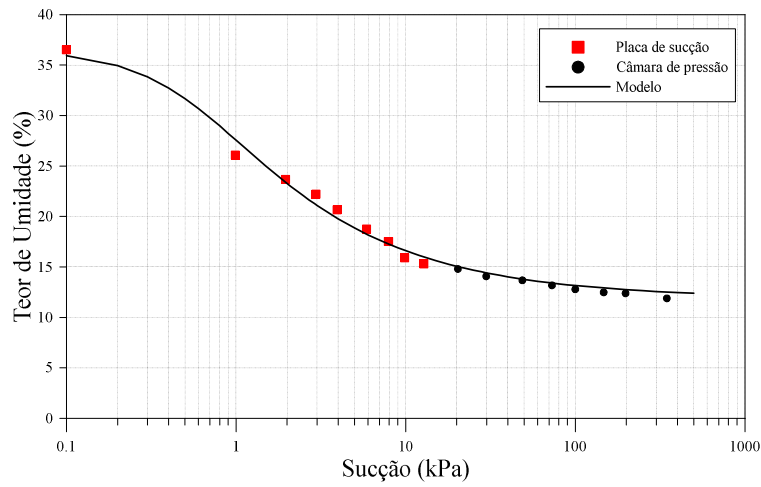
3.2.3.1. Curvas de retenção de água no solo (SWRC)

Machado (1998) realizou ensaios de laboratório em amostras indeformadas coletadas de metro em metro, de um poço de 1,2 m de diâmetro, até 10 metros de profundidade

Como parte do programa de caracterização, curvas de retenção de água do solo foram determinadas para as amostras coletadas nas profundidades de 2,0, 5,0 e 8,0 m. As técnicas de placa de sucção e câmara de pressão de Richards foram empregadas. A placa de sucção foi usada para baixos valores de sucção (até 13 kPa). A câmara de pressão de Richards foi utilizada para valores de sucção até 350 kPa. Neste equipamento, a sucção é aplicada elevando-se a pressão de ar e mantendo-se a pressão de água igual à atmosférica. A sucção corresponde, portanto, à pressão de ar, visto que a pressão na água é zero. Em ambos os casos (tanto para o funil de placa porosa quanto para a câmara de Richards), os corpos de prova foram obtidos utilizando-se anéis biselados com diâmetro interno de aproximadamente 75 mm e altura de 20 mm. (MACHADO, 1998).

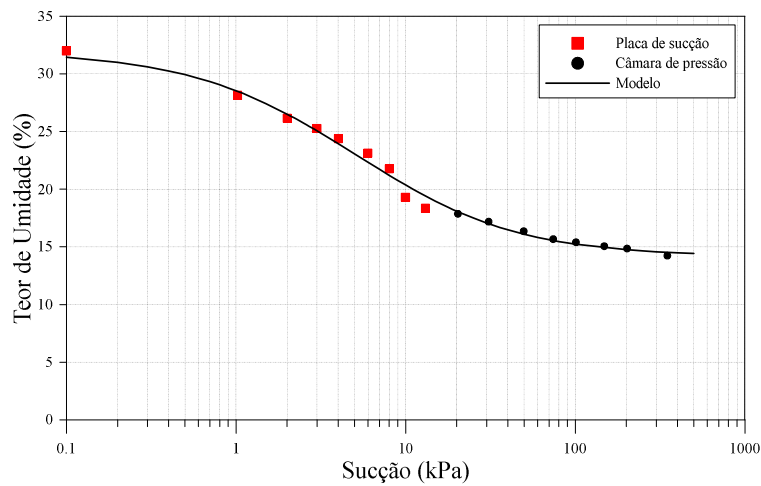
A Figura 3.10, Figura 3.11 e Figura 3.12 apresentam, respectivamente, as curvas de retenção de água obtidas para o solo nas profundidades de 2,0, 5,0 e 8m obtidas por Machado (1998). O autor apresentou as *SWRCs* em termos de umidade volumétrica (θ). Para facilitar o uso dessas curvas nesta pesquisa, as mesmas foram reinterpretadas em termos de umidade gravimétrica (w) e ajustadas pelo modelo de van Genuchten (1980) conforme a equação 2.4. Na Figura 3.13 são apresentadas as três curvas em conjunto.

Figura 3.10 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 2,0 m de profundidade.



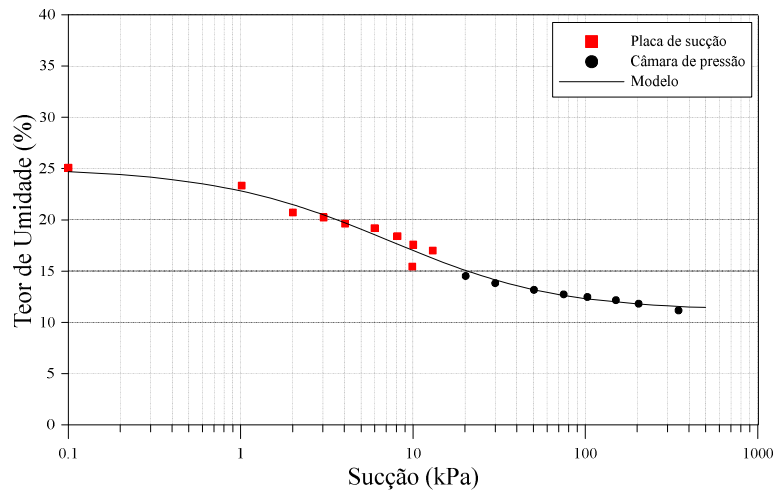
Fonte: adaptado de Machado (1998).

Figura 3.11 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.



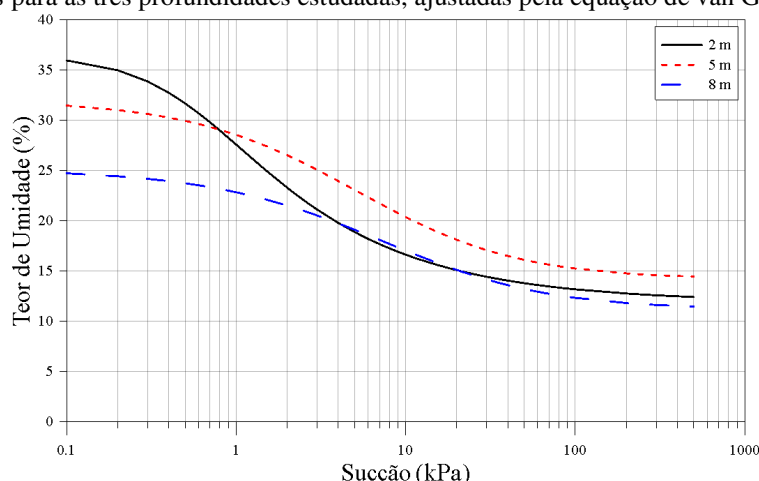
Fonte: adaptado de Machado (1998).

Figura 3.12 - Pontos experimentais e ajuste pela equação de van Genuchten (1980) para a amostra de 8,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Machado (1998).

Figura 3.13 - SWRCs para as três profundidades estudadas, ajustadas pela equação de van Genuchten (1980).



Fonte: adaptado de Machado (1998).

Através da Figura 3.13, observa-se que o solo a 5,0 m de profundidade, apresenta uma capacidade de retenção de água maior do que a 2,0 e 8,0 m de profundidade. Este comportamento pode estar relacionado a composição mineralógica do solo a 8,0 m de profundidade. Nesta profundidade, o solo apresenta um menor percentual de argila do que os solos coletados a 2 e 5 m de profundidade. Solos argilosos possuem vazios menores e com maior superfície específica, o que aumenta o efeito da capilaridade e eleva a capacidade de retenção de água proveniente das forças de adsorção.

Os parâmetros de ajuste empregados no modelo de van Genuchten (1980) para as três curvas de retenção, bem como os valores do coeficiente de determinação (R^2) dos ajustes são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para as curvas de 2,0, 5,0 e 8,0 m.

Prof. (m)	α (kPa^{-1})	m	n	w_r (%)	w_s (%)	R^2
2,0	1,7632	0,3651	1,5749	11,90	36,50	0,996
5,0	0,1684	1,1241	0,8684	14,20	32,00	0,993
8,0	0,00003	3,5398	1,5664	11,20	25,10	0,970

Fonte: adaptado de Machado (1998).

3.2.3.2. Ensaios edométricos

Ensaios edométricos convencionais (condição saturada) e com sucção controlada foram realizados por Machado (1998) nas amostras indeformadas coletadas a 1,0, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0, 7,0 e 8,0 m de profundidade. Para todas estas profundidades foram realizados ensaios em amostras saturadas, na umidade natural e com sucção controlada.

Na Figura 3.14 são apresentadas as curvas de compressão confinada, respectivamente para 1,0, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0, 7,0 e 8,0 m de profundidade.

Observa-se a influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade do solo. O acréscimo da sucção acarreta o aumento nas tensões de pré-adensamento, bem como mudanças nos índices de compressão do solo (C_c). Quanto maior a sucção, mais rígido o solo se torna, ocasionando menores deformações.

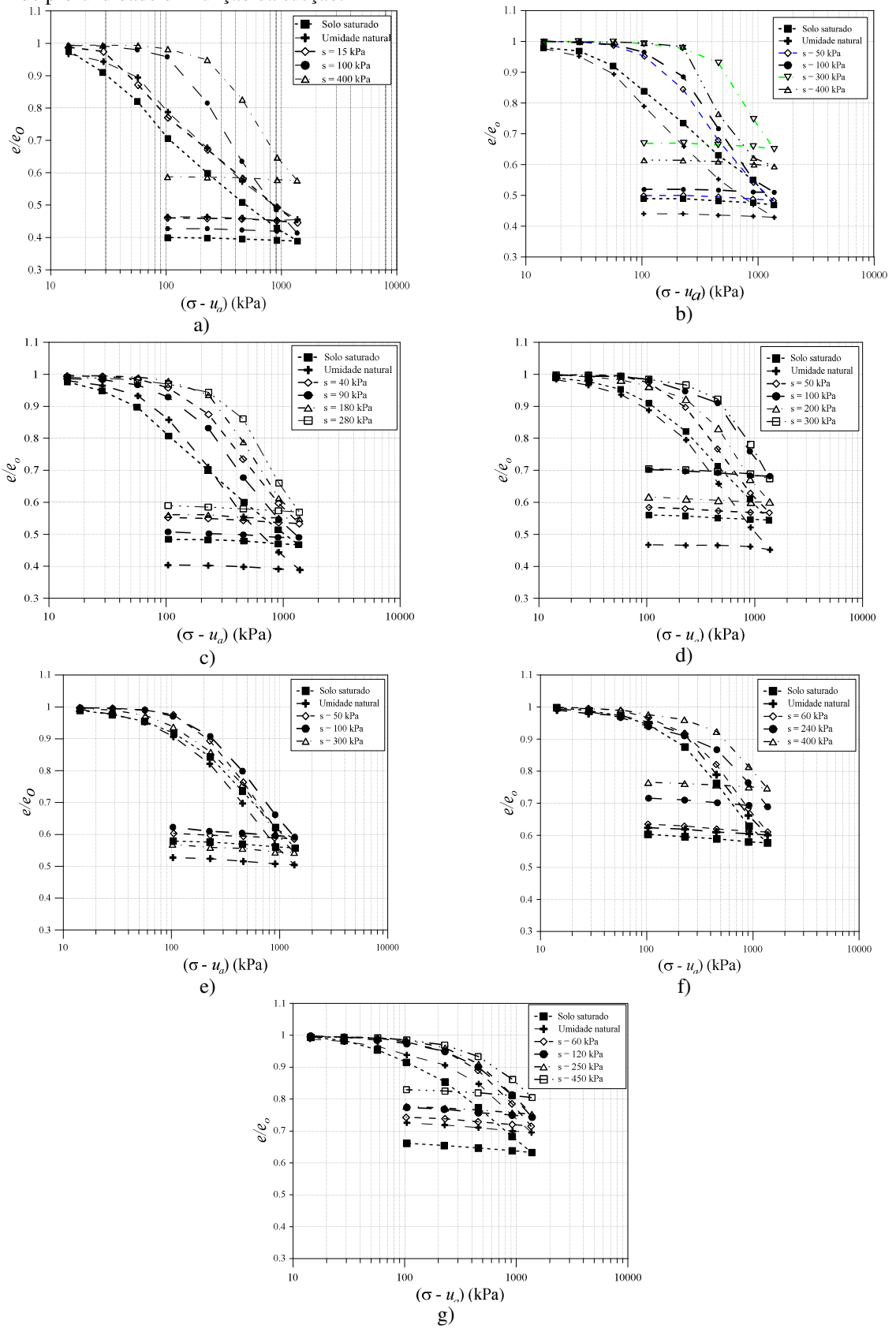
3.2.3.3. *Ensaio triaxiais*

Ensaio triaxiais convencionais e com estágios múltiplos com controle de sucção foram realizados em amostras indeformadas coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade. Os corpos de prova apresentavam aproximadamente 101 mm de altura e 47,6 mm de diâmetro interno.

Doze ensaios triaxiais *CD* (consolidado drenado), com saturação por contrapressão foram executados. As amostras eram consideradas saturadas para um parâmetro B de Skempton superior a 0,95. O valor da velocidade de cisalhamento foi fixado em 0,02 mm/min.

De maneira análoga aos ensaios triaxiais saturados, doze ensaios triaxiais em múltiplos estágios (três estágios por corpo de prova), com sucção controlada, também foram realizados. Todos os ensaios foram realizados mantendo-se a sucção aplicada na amostra e majorando-se o valor da tensão de confinamento para a realização do próximo estágio. Durante o cisalhamento, os valores das pressões de ar, água e confinante foram mantidos constantes. A velocidade de cisalhamento adotada em todos os ensaios em estágios múltiplos e com controle de sucção foi de 0,005 mm/min.

Figura 3.14 - Ensaio edométrico para amostras coletadas a 1,0 (a), 2,0 (b), 3,0 (c), 4,0 (d), 5,0 (e), 7,0 (f) e 8,0 (g) m de profundidade em função da sucção.



Fonte: adaptado de Machado (1998).

Na Figura 3.15 são apresentados os círculos de Mohr e as envoltórias de resistências para as amostras coletadas a 5,0 m de profundidade, em função da sucção. A Tabela 3.9 e a Tabela 3.10 apresentam, respectivamente, os valores dos interceptos de coesão (c') e ângulos de atrito (ϕ') determinados para as três profundidades, para os ensaios realizados na condição saturada e na condição não saturada por múltiplos estágios.

Tabela 3.9 - Valores de coesão e ângulo de atrito determinados na condição saturada

Prof. (m)	c (kPa)	ϕ' (°)
2,0	0,0	29,0
5,0	10,5	31,2
8,0	26,4	26,9

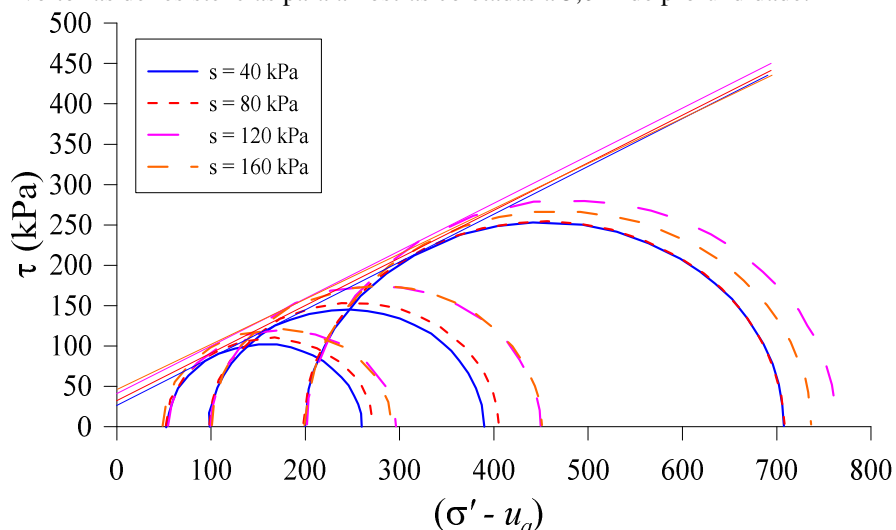
Fonte: adaptado de Machado (1998).

Tabela 3.10 - Valores de coesão e ângulo de atrito determinados na condição não saturada

Prof. (m)	Sucção (kPa)							
	40		80		120		160	
	c (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)
2,0	14,9	28,0	21,1	28,6	23,1	31,2	30,1	31,2
5,0	26,7	30,7	29,6	30,9	36,1	31,4	43,9	29,4
8,0	44,6	26,7	57,6	25,2	51,9	27,0	53,4	27,7

Fonte: adaptado de Machado (1998).

Figura 3.15 - Envoltórias de resistências para amostras coletadas a 5,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Machado (1998).

Conforme se pode observar na Tabela 3.9 e na Tabela 3.10, a coesão do solo, para as três profundidades, apresenta uma nítida tendência de crescimento com a sucção matricial. Já, no caso do ângulo de atrito interno do solo, contudo, não se observa uma tendência de variação com a sucção para nenhuma das profundidades de ensaio.

3.2.3.4. Ensaios com Bender elements

O módulo de cisalhamento máximo (G_o) do solo foi determinado por meio de ensaios com *bender elements* por Georgetti (2014). Foram empregados corpos de prova compactados e também moldados de amostra indeformada. As sucções de ensaio e os índices físicos de moldagem dos corpos de prova são mostrados na Tabela 3.11.

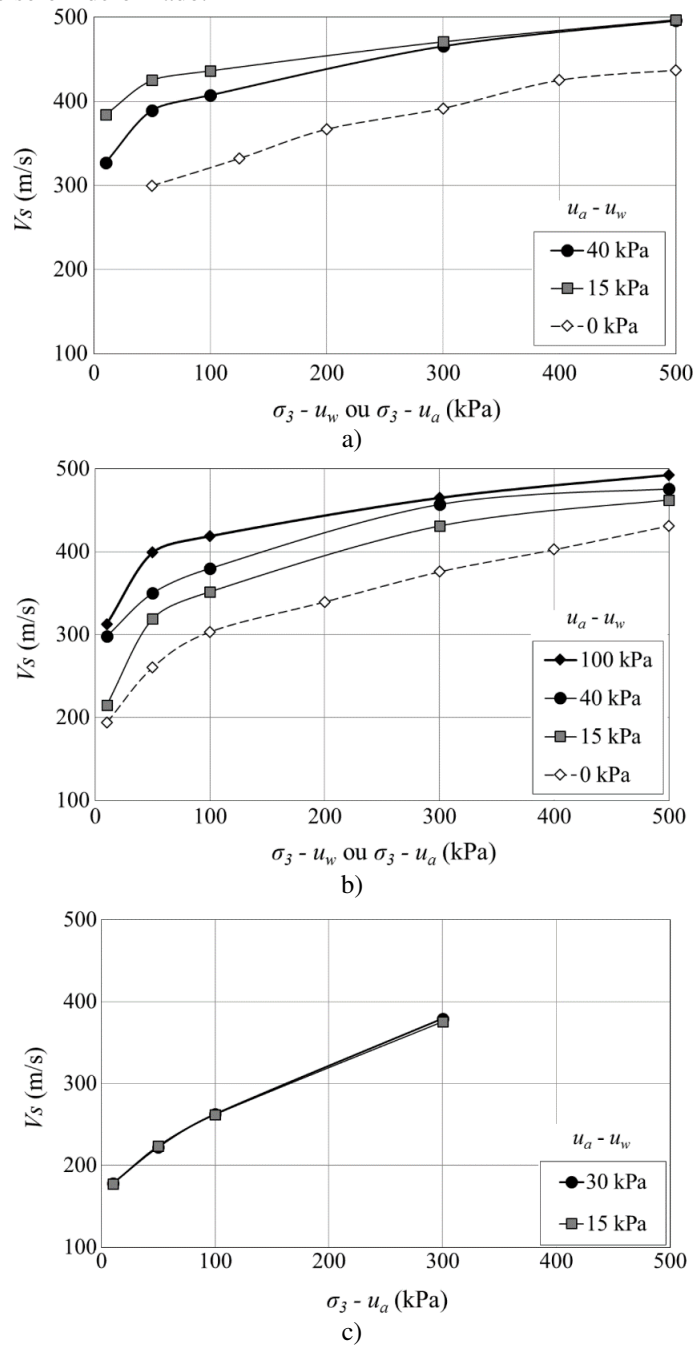
Tabela 3.11 - Índices físicos de moldagem dos corpos de prova compactados para ensaio com *bender elements* em condição não saturada.

Amostra	$u_a - u_w$ (kPa)	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	S_r (%)	e
Compactada $w_{méd}$: 12,8%	15	12,6	1,712	61,4	0,542
	40	12,9	1,709	62,0	0,550
Compactada $w_{méd}$: 13,9%	15	13,6	1,707	65,8	0,547
	40	14,0	1,708	67,8	0,546
	100	13,9	1,708	67,3	0,545
Indeformada	15	11,4	1,294	28,9	1,048
	30	11,2	1,297	28,3	1,043

Fonte: Georgetti (2014).

A Figura 3.16 apresenta a variação de V_s com a tensão confinante para todos os corpos de prova. Nota-se que em todos os casos o solo exibe a mesma tendência de aumento da velocidade de cisalhamento com o confinamento, embora a taxa de aumento da velocidade tenda a diminuir para as maiores tensões confinantes. Este efeito de redução na taxa de aumento de V_s foi mais pronunciado para o solo compactado. Pode-se observar ainda nas Figura 3.16.a e Figura 3.16.b que a sucção também exerce sua influência no aumento de V_s . A divergência dos resultados para as sucções de 15 e 40 kPa na Figura 3.16.a está possivelmente associada ao menor teor de umidade de compactação do corpo de prova ensaiado com 15 kPa de sucção. Já quando se trata do solo indeformado, o aumento da sucção de 15 para 30 kPa não interferiu na velocidade da onda de cisalhamento (Figura 3.16.c), o que pode ser associado ao comportamento da curva de retenção de água desta amostra, que apresenta um trecho praticamente horizontal entre tais sucções.

Figura 3.16 - Velocidades de onda de cisalhamento para (a) o solo compactado com teores de umidade de 12,8% e (b) 13,9%, e (c) para o solo indeformado.



Fonte: Georgetti (2014).

3.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO REALIZADOS

3.3.1. Ensaio de Laboratório

Ensaio de caracterização, por meio de amostras indeformadas e deformadas foram realizados. Ensaio de granulometria conjunta (com e sem defloculante), limites de Atterberg

(w_L e w_P), azul de metileno e difração de Raio-X foram realizados para amostras coletadas nos campos experimentais da Unesp de Bauru e da USP de São Carlos.

Ensaio de granulometria conjunta com o uso e sem uso de defloculante foram realizados, de acordo com a NBR 7181/84, com o intuito de se avaliar a estrutura macro agregada dos solos tropicais, decorrente da ação cimentante dos óxidos e hidróxidos presentes nesses solos, que agrega as partículas mais finas, acarretando que na prática solos finos se comportem como siltes ou mesmo areias finas. Neste sentido, o uso de defloculante em ensaios de granulometria conduz a uma classificação textural que não condiz com o comportamento apresentado em campo.

Ensaio para a determinação dos limites de Liquidez (NBR 6459/84) e dos limites de Plasticidade (NBR 7180/84) foram realizados com as amostras deformadas coletadas através do penetrômetro multi-função empregado nos ensaios de campo realizados.

Ensaio de azul de metileno foram realizados seguindo as premissas propostas por Pejon (1992). Este autor observou que o ensaio de azul de metileno é uma ferramenta interessante na caracterização da fração fina dos solos tropicais. Através desse método é possível obter parâmetros úteis na identificação dos argilominerais presentes na fração fina dos solos, dos quais destacam-se: a superfície específica (SE), a capacidade de troca catiônica (CTC), e o índice de atividade da fração argila (Acb). A preparação do solo para esse ensaio se deu pelo seu peneiramento em malha com abertura de 2,00 mm. Após o peneiramento, utilizou-se cerca de 2 a 4 g de material, o qual foi dissolvido em 10 ml de água. Adicionou-se, então, a solução de azul de metileno ao conjunto que em seguida foi agitado através de agitador magnético. Após a agitação, uma gota da mistura foi aplicada, por meio de um bastão de vidro, sobre um papel filtro.

Caso a adição de uma gota de solução sobre o papel filtro não forme uma auréola azul clara (resultado positivo), o teste é considerado negativo. Em caso de teste negativo, adiciona-se uma nova quantidade de azul de metileno e, então, o teste é refeito até que seja considerado positivo. Para maiores detalhes, recomenda-se a leitura de Pejon (1992).

Através do volume de solução gasto até o teste seja considerado negativo (V_a), pode-se calcular a CTC do argilomineral predominante no solo, por meio da equação 3.3.

$$CTC = \frac{V_a \cdot C \cdot 100}{M_s} \quad (3.3)$$

onde, V_a é o valor de solução gasto, C é a concentração da solução utilizada e M_s é a massa seca do solo.

A superfície específica (SE), o valor de azul de metileno (V_b) e a atividade da fração argila (Acb), são calculadas empregando as equações 3.4, 3.5 e 3.6, respectivamente.

$$SE = \frac{3,67 \cdot V_a}{M_s} \quad (3.4)$$

$$V_b = \frac{1,5 \cdot V_a \cdot 100}{M_s} \quad (3.5)$$

$$Acb = 100 \cdot \frac{V_b}{p(<0,005)} \quad (3.6)$$

A partir da atividade da fração argila foi possível identificar o grupo de argilominerais no qual faz parte o solo analisado. Na Tabela 3.12, se apresenta a atividade dos principais grupos de argilominerais, permitindo assim a classificação expedita de solos tropicais. No caso dos solos lateríticos, normalmente considera-se que valor de Acb seja menor do que 11, sendo o material também considerado como pouco ativo (FABBRI, 1994).

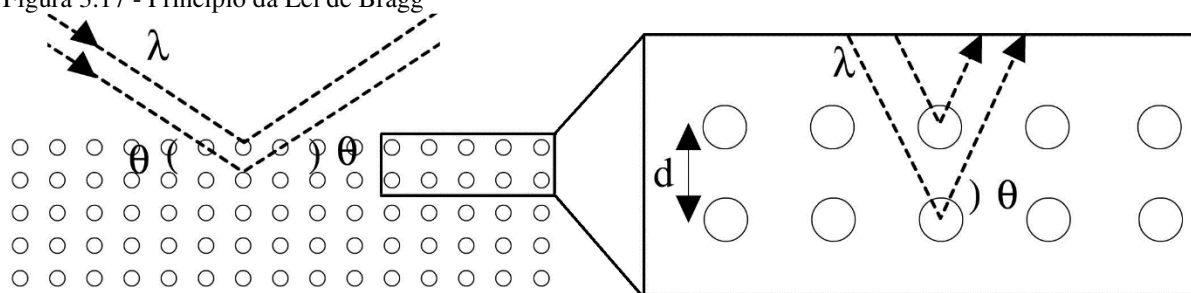
Tabela 3.12 - Valores de azul de metileno e atividade da fração argila em função da superfície específica.

Grupo de Argilominerais	SE (m²/g)	Acb (10⁻³ g/g)	Grau de Atividade
Montmorilonitas	860	350	Muito Ativo
Vermiculitas	200	82	
Ilitas	74	30	Ativo
Caulinitas	48	20	
Laterizados	27	11	Pouco Ativo

Fonte: Fabbri (1994).

Ensaio de Difração de Raio-X (DRX) foram realizados em amostras deformadas coletadas em ambos os campos experimentais. A técnica DRX consiste em determinar a distância interplanar (d) através do ângulo de reflexão (θ) de uma onda com comprimento conhecido (λ), originando assim, o fenômeno da difração (Figura 3.17) (MUKHERJEE, 2013). A utilização dessa técnica tem como objetivo principal a identificação dos possíveis minerais constituintes, através de análise qualitativa e quantitativa.

Figura 3.17 - Princípio da Lei de Bragg



Fonte: Mukherjee, 2013.

A difração de raios-X é regida pela Lei de Bragg (equação 3.7), a qual estabelece a relação entre o ângulo de difração e a distância entre os planos que a originam (característicos para cada fase cristalina).

$$\lambda = 2 \cdot d \cdot \sin\theta \quad (3.7)$$

onde, λ é comprimento de onda dos raios-x incidentes (tubo de cobre, $\lambda = 1,5418$), d é a distância interplanar, e θ é o ângulo de difração.

Para as amostras coletadas no campo experimental da Unesp de Bauru, foi adotado o seguinte procedimento para a preparação das lâminas com argilas orientadas, como proposto por Santos (1989):

- Dispersar 0,5 a 1 g de amostra em 500 ml de água destilada;
- Adicionar 100 ml de solução de hexametáfosfato de sódio;
- Bater no agitador mecânico por 5 minutos;
- Deixar a solução descansar por no mínimo 12 horas;
- Após o tempo de descanso, bater por mais 15 minutos no agitador mecânico;
- Transferir o conteúdo para três pirex pequenos com uma porta amostra no fundo;
- Aguardar 3 minutos e após, introduzir a lâmina de vidro e esperar por 24 horas.

Após as 24 horas, foi retirado a solução do pirex com o auxílio de uma pequena bomba, evitando a perturbação da mesma e coleta do material grosseiro depositado.

Para as amostras coletadas no campo experimental da USP de São Carlos, foi empregado o método do pó, que consiste em passar a amostra de solo na peneira 400 e lançá-lo sobre a lâmina a ser ensaiada.

Os ensaios de difração de Raio-X para as amostras coletadas no campo experimental da Unesp de Bauru (1,0, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0, 6,0, 7,0 e 8,0 metros de profundidade) e para as amostras

coletadas no campo experimental da USP de São Carlos (2,5, 4,0, 4,75, 5,5, 7,0 e 8,0 m de profundidade) foram realizados no Instituto de Física de São Carlos (IFSC) da Universidade de São Paulo (USP).

Estes resultados serão incorporados a outros ensaios de caracterização realizados por Fernandes (2016) e Saab (2016) no campo experimental da Unesp de Bauru, e por Machado (1998) no campo experimental da USP de São Carlos.

3.3.2. Ensaios de campo

Quatro campanhas de ensaios de campo foram executadas no campo experimental da USP de São Carlos. Cada uma destas consistiram em três ensaios CPTu, dois ensaios SDMT, um ensaio DMT, bem como uma amostragem de solo. Estas campanhas foram realizadas nos meses de Março e Outubro de 2016 e Abril e Outubro de 2017. Importante ressaltar que, na última campanha (Outubro de 2017), dois ensaios CPTu e um ensaio SDMT foram realizados em cava inundada. O procedimento de abertura, bem como de inundação da cava serão descritos no item 3.3.5.

3.3.2.1. Ensaios de piezocone (CPTu)

Ensaio de cone elétrico foram realizados utilizando uma ponteira cônica com vértice de 60°, diâmetro de 35,7 mm (10 cm² de área), registrando-se os perfis de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), e poropressões na posição padrão (u_2). As informações foram transmitidas ao sistema de aquisição de dados ou via sonora ou via cabo.

A cravação da ponteira foi realizada por meio de um penetrômetro multi-função (Modelo Pagani TG 63 – 150 DP – CPT) com capacidade de 150 kN, a qual era ancorado no terreno por hastes helicoidais.

O procedimento de execução do ensaio CPTu, é normalizado pela ASTM-D 5778 (1995).

Este ensaio consiste na cravação de uma ponteira de forma cônica, conectada à extremidade de um conjunto de hastes, a qual é introduzida no solo, em intervalos de 1 metro, a uma velocidade constante de 2 cm/s. O diâmetro das hastes é igual ao diâmetro do cone e o sistema de transmissão de dados do piezocone ocorre pelo uso de cabos. Os registros da resistência de ponta (q_c), do atrito lateral (f_s), da poro-pressão (u_2), da inclinação e da velocidade de avanço, são obtidos em intervalos de 2 cm, sendo todos visualizados em tempo real na tela de um microcomputador portátil. Os resultados são corrigidos pelas calibrações feitas em laboratório

e arquivados em banco de dados digital, para posterior processamento e integração com demais informações.

Para o campo experimental da Unesp de Bauru, os registros de poro-pressão (u_2) foram realizados utilizando um filtro de cavidade preenchido por graxa automotiva em substituição ao elemento poroso convencional saturado com glicerina ou água. Estudos em laboratório (Larson, 1995; Elmgren, 1995; Bolinelli Junior, 2004) e artigos que tratam do tema mostram que a graxa apresenta um pequeno atraso na resposta, em função da viscosidade mais elevada. No entanto, em locais com nível d'água profundo, a execução de ensaios de piezocone, saturados com água ou mesmo com glicerina, torna-se inviável, pela necessidade de pré-furos profundos, enquanto que o emprego do filtro de cavidade preenchido com graxa automotiva fornece respostas coerentes e informações úteis para auxiliar na definição da estratigrafia. Já para o campo experimental da USP de São Carlos, o registro de u_2 foi realizado utilizando tanto graxa automotiva quanto glicerina. O uso de glicerina permitiu a realização de ensaios de dissipação executados abaixo do nível d'água.

3.3.2.2. *Ensaio DMT*

Os ensaios de Dilatômetro Plano de Marchetti foram realizados com o mesmo conjunto de hastes e equipamento de cravação empregados nos ensaios *CPTu*. O ensaio foi realizado de acordo com norma americana ASTM D6635 (2001) e Eurocode 7 (2007). O ensaio consiste na cravação da lâmina plana de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, com uma membrana de 60 mm de diâmetro. A calibração da membrana foi realizada em laboratório, de acordo com as especificações apresentadas por Marchetti (2001). A pressão necessária para a expansão da membrana foi aplicada por meio de cilindro de gás nitrogênio.

Durante os ensaios foram registradas as pressões A e B. A aquisição de dados foi realizada por meio de aquisição manual e automatizada, sendo o segundo procedimento realizado pelo emprego do software de processamento *SDMTElab*. As leituras foram realizadas ao longo da profundidade, em intervalos de 20 cm.

A Figura 3.18 e Figura 3.19 apresentam, respectivamente, a calibração da lâmina do DMT em laboratório e a realização do ensaio DMT no campo experimental da Unesp de Bauru.

Vale ressaltar que, para todas as campanhas de ensaios DMT e SDMT, os equipamentos empregados foram calibrados em laboratório e em campo, uma vez que a membrana deve ser calibrada antes e depois de cada ensaio (MARCHETTI et al., 2001).

Figura 3.18 - Calibração da Lâmina do DMT em laboratório.



Fonte: próprio autor.

Figura 3.19 - Realização do ensaio DMT no campo experimental da Unesp de Bauru



Fonte: próprio autor.

3.3.2.3. *Ensaio SDMT*

O ensaio *SDMT* é similar ao DMT com exceção à instalação de dois acelerômetros nas hastes que permitem o registro da velocidade de onda gerada por um golpe de um martelo contra uma placa instalada na superfície do terreno. O sistema de aquisição de dados, bem como os dispositivos empregados no ensaio (ponteira sísmica, resposta dos geofones e *trigger*) devem ser calibrados em laboratório (Figura 3.20). Os registros das velocidades de onda cisalhante, foram realizados a cada 50 ou 100 cm.

Duas fontes sísmicas, foram empregadas nesta pesquisa. A fonte é carregada contra o solo, a qual é golpeada lateralmente ou frontalmente, por meio de um martelo de mão. Este esquema é a forma mais comum de gerar ondas sísmicas nos ensaios *downhole*, pois maximiza a geração

de ondas S além da facilidade em manipular e transportar. A limitada energia das ondas geradas a principal desvantagem deste sistema. A Figura 3.21.a e b apresenta as fontes utilizadas para a realização dos ensaios SDMT.

Figura 3.20 - Ponteira sísmica e calibração em laboratório para realização de ensaios SDMT.



Fonte: próprio autor.

Figura 3.21 - Fontes sísmicas empregadas nos ensaios SDMT.



a)



b)

Fonte: próprio autor.

3.3.2.4. *Ponteira Sísmica*

Ensaio sísmico *downhole* foram executados a partir de uma ponteira sísmica com três geofones, espaçados em 0.5 m. Deste modo, foi possível obter três registros em diferentes profundidades para uma mesma propagação de onda sísmica, permitindo assim um maior detalhamento do perfil de V_s com a profundidade. A análise dos sinais sísmicos será realizada através do método *crosscorrelation* utilizando o intervalo verdadeiro de tempo.

A partir da ponteira desenvolvida por Vitali (2011), uma nova ponteira sísmica foi desenvolvida, sendo que esta permite a locação de seis geofones, três para o registro das ondas de compressão (V_p) e três para as ondas de cisalhamento (V_s). Os perfis de V_s determinados por meio da ponteira desenvolvida foram comparados com os perfis obtidos pelo ensaio de Dilatômetro sísmico (SDMT) realizados nas mesmas campanhas, onde foi verificado a eficiência da nova ponteira sísmica.

3.3.3. Teores de Umidade

Nesta pesquisa campanhas de amostragem com coleta de solo até 8,60 m de profundidade foram realizadas para determinação da umidade gravimétrica por meio de estufa elétrica (NBR 16097; ASTM, 2016). As campanhas foram realizadas em conjunto com os ensaios CPTu e SDMT. O solo foi coletado por meio do penetrômetro multi-função, empregado na realização dos ensaios CPTu e SDMT.

3.3.4. Ensaio realizado em cava inundada

Com o intuito de se compreender a influência da sucção no comportamento mecânico do solo, ensaios em condição inundada foram realizados nos dois campos experimentais investigados.

O processo de inundação teve como objetivo aumentar o teor de umidade do solo, e consequentemente, a redução da sucção, ao longo do perfil de solo investigado.

Nos campos experimentais da Unesp de Bauru e da USP de São Carlos, uma cava com formato cúbico de 2 m de largura, 3 m de comprimento e 0,15 m de profundidade foi construída. No campo experimental da Unesp de Bauru, foram executados oito drenos de 75 mm de diâmetro, com quatro metros de comprimento. Já para o campo experimental da USP de São Carlos, os drenos foram realizados até 3,25 m de profundidade. Estes drenos foram preenchidos com brita 2 (diâmetro entre 19 e 25 mm) (Figura 3.22). Uma lâmina d'água de 100 mm foi mantida por 24 h horas antes da realização dos ensaios. Esta lâmina foi mantida por meio de um sistema de boia.

Figura 3.22 – Cava em formato cúbico e oito drenos preenchidos com brita.



Fonte: próprio autor.

A água utilizada no processo de inundação foi armazenada em caixas d'água, sendo que estas eram recarregadas por meio de mangueiras ligadas ao sistema de abastecimento de água da cidade de Bauru e da cidade de São Carlos.

Na Figura 3.23 é apresentado o processo de inundação da cava, as caixas d'água empregadas, bem como o sistema de boia utilizado para a manutenção da lâmina d'água imposta.

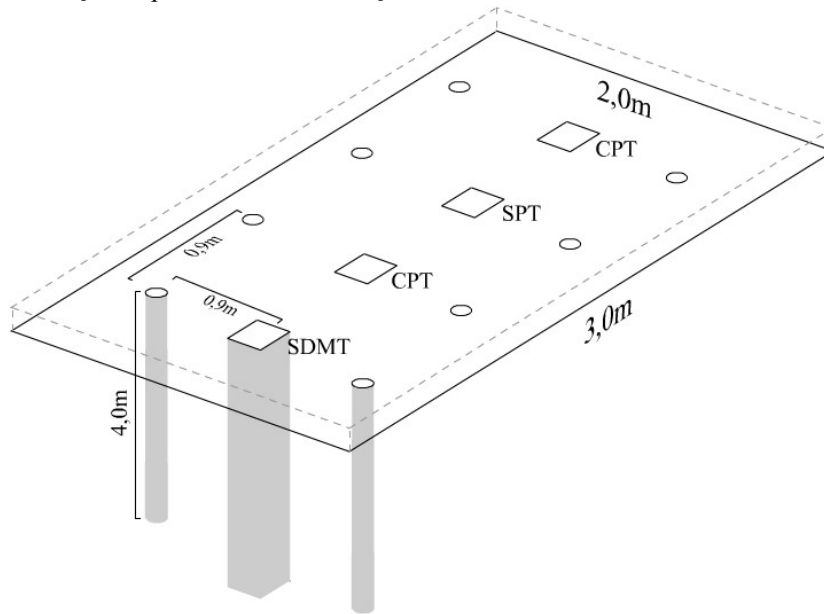
Figura 3.23 - Inundação da cava, as caixas d'água e sistema de boia utilizado na inundação da cava.



Fonte: próprio autor.

A Figura 3.24 apresenta uma representação esquemática da disposição dos ensaios realizados. Para ambos os campos experimentais estudados (Unesp de Bauru e USP de São Carlos), foram realizados dois ensaios CPTu, um ensaio SDMT, um ensaio SPT e duas amostragens de solo.

Figura 3.24 - Representação esquemática da localização dos ensaios realizados na cava inundada



Fonte: próprio autor.

Uma discussão sobre os critérios empregados na localização e distribuição dos drenos e dos ensaios realizados é apresentada nos seguintes parágrafos.

A área de influência do ensaio CPT em solos arenosos vem sendo avaliada devido sua influência na interpretação de ensaios CPT realizados em câmaras de calibração. Este estudo é realizado por meio do efeito da razão de diâmetros (D/B) nos perfis de q_c , onde D corresponde ao diâmetro da câmara de calibração e B o diâmetro do cone. Parkin e Lunne (1982) observaram que para areias fofas ($15 \leq D_r \leq 30\%$) não há efeitos de bordas nos ensaios CPT e para areias densas ($D_r \geq 90\%$) uma razão de diâmetros maior do que 50 deve ser empregada para se evitar os efeitos de borda, para ensaios em câmara de calibração com parede flexível. Entretanto, Last (1979) demonstra que para ensaios em câmara de calibração com parede rígida, com razões de diâmetro de 28 e 39,7, não há influência nos perfis de q_c .

Phillips e Valsangkar (1987) realizaram ensaios CPT em areia densa (D_r igual a 87%) em um tubo de diâmetro de 850 mm. Os resultados de ensaios CPT com diâmetro de 10 mm para distâncias entre o local de realização do ensaio CPT e a parede da câmara de calibração de 10B, 20B e 42B não apresentam influência nos perfis q_c , devido aos efeitos de borda.

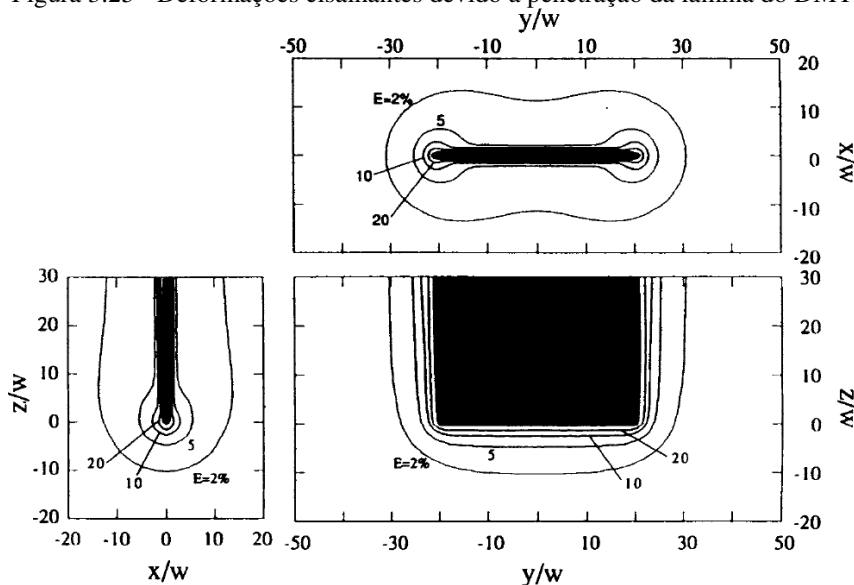
Modelos teóricos e ensaios em câmara de calibração tem mostrado que as tensões efetivas horizontais in situ (σ'_h) tem efeito dominante em q_c e em f_s (HOULSBY e HITCHMAN, 1988; JAMIOLKOWSKI E ROBERTSON, 1988; LUNNE et al., 1997; ROBERTSON 1990, 2009 e 2016). Lunne et al. (1997) cita que uma escavação, por exemplo, reduzirá as tensões horizontais

no solo na região entorno da escavação, influenciando nas medidas de q_c e f_s . E que esta área afetada pode estar contida em uma distância entre 10 a 20 diâmetro do cone.

No caso de ensaios DMT, Whittle e Aubeny (1992) apontam indicações sobre o volume de solo influenciado pela inserção da lâmina do DMT. A partir desse estudo, os autores concluem que os efeitos no solo no entorno da lâmina do DMT seriam negligenciados para razões entre a zona influenciada e a espessura da lâmina maior do que 10, como apresentado na Figura 3.25.

Considerando as informações anteriormente mencionadas, a distância de 90 cm entre os drenos preenchidos com brita e os ensaios de campo (CPTu, SDMT e amostragem) realizados, foi adotada.

Figura 3.25 - Deformações cisalhantes devido a penetração da lâmina do DMT



Fonte: Whittle e Aubeny (1992).

3.3.5. Ensaios de campo previamente realizados.

Para o campo experimental da Unesp de Bauru, além dos ensaios realizados durante a pesquisa, realizados numa região denominada de Local 2, ensaios CPT e DMT anteriormente realizados foram reinterpretados com o intuito de se avaliar o efeito da condição não saturada nos resultados de campo. Neste sentido, neste campo experimental, dois locais de ensaios foram definidos, sendo o Local 1 e Local 2. O Local 1 se encontra atrás dos Laboratórios de Engenharia Civil, e o Local 2 atrás das Salas do Programa de Pós-graduação desta instituição. A Figura 3.26 e Figura 3.27 apresentam, respectivamente, o Local 1 e Local 2 onde as campanhas de ensaios foram realizadas e reinterpretadas.

Figura 3.26 - Região arborizada no campo experimental da Unesp de Bauru, denominada Local 1.



Fonte: próprio autor

Figura 3.27 - Região aberta no campo experimental da Unesp de Bauru, denominada Local 2.

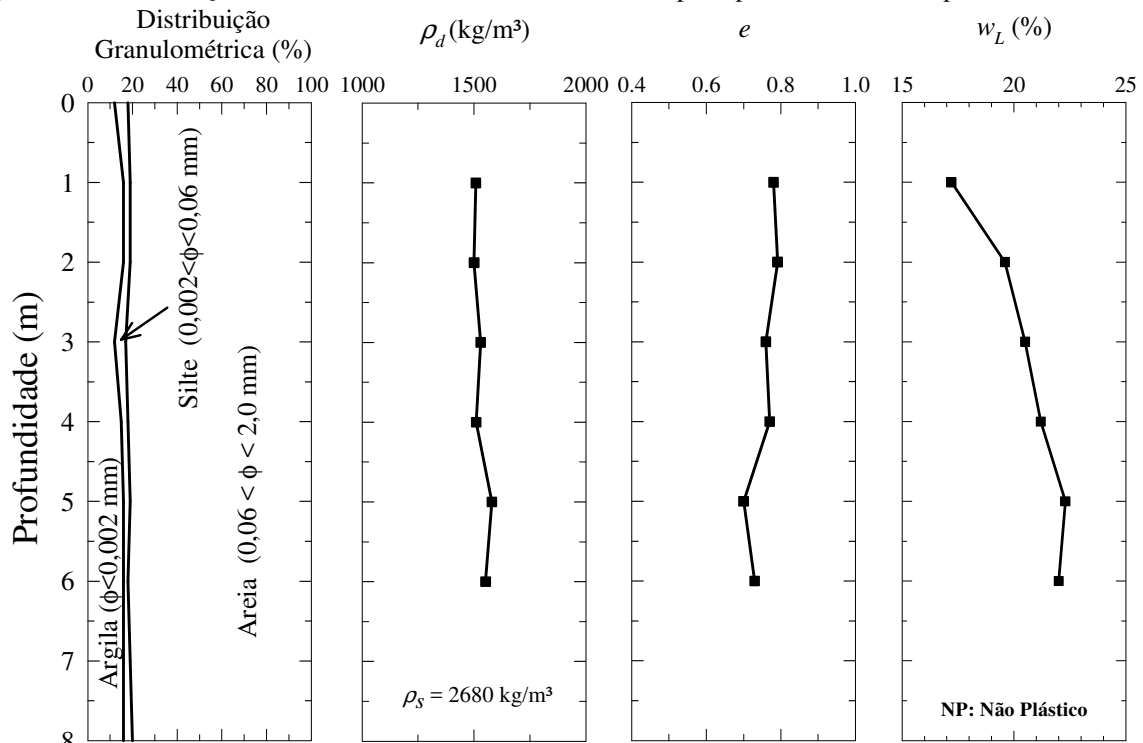


Fonte: próprio autor.

O solo presente em ambos os locais é uma areia fina argilosa vermelha não saturada com alta porosidade. Este material é classificado como SM (areia siltosa) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 2011). A massa específica dos sólidos (ρ_s), a massa específica seca (ρ_d) e o índice de vazios podem ser considerados constantes e a distribuição granulométrica uniforme ao longo da profundidade. O Limite de Liquidez (w_L) é de 17% para a amostra

coletada a 1 m de profundidade e tende a aumentar com a profundidade. O Limite de Plasticidade (w_p) não pode ser determinado, uma vez que a porção fina deste solo é predominantemente não plástica: óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e caulinita. A apresenta esses índices físicos

Figura 3.28 - Distribuição e índices físicos dos locais 1 e 2 do campo experimental da Unesp de Bauru



Fonte: próprio autor.

Importante salientar que, a distinção entre locais para a realização de ensaios, consiste no fato de que no Local 1, encontram-se árvores dispersas que foram identificadas como sendo Sibipirunas, nome popular, e nome científico: *Caesalpinia peltophoroides Benth* (CAVASSAN, 2017) (informação verbal)*. Esta árvore possui raízes pivotantes, ou seja, tem como característica uma raiz principal de onde se ramificam raízes secundárias, e além disso, são capazes de absorver água até camadas mais profundas do solo. Conforme Lorenzi (1992), a espécie arbórea atinge altura entre 8 e 16 m e tronco de 30 a 40 cm de diâmetro, revestido por casca com escamosa. A origem da espécie é discutível, entretanto, distribui-se na Mata Atlântica do Rio de Janeiro e é encontrada no sul da Bahia e Pantanal Mato-grossense. Portanto, essa árvore não é originalmente dessa região de Bauru, ela foi plantada na década de 80 e 90. A presença dessas árvores poderia interferir nos valores de umidade, e conseqüentemente na sucção do solo, uma vez que parte da água da chuva seria retida pelas copas, dificultando a

*Informação fornecida pelo professor Osmar Cavassan.

infiltração de água no solo. Além disso, em períodos mais secos do ano, as raízes absorveriam água do solo, tornando-o mais seco, e assim, com maiores tensões de sucção atuantes. Esta condição influenciaria o comportamento mecânico do solo deste local, como apresentado e discutido por Lehane, Ismail e Fahey (2004) para um perfil de solo arenoso localizado em Perth's Spearwood, Austrália.

Para o campo experimental da USP de São Carlos, somente os ensaios CPT e SDMT realizados ao longo desta pesquisa foram interpretados para a caracterização de solos tropicais, bem como para a análise da influência da condição não saturada neste processo.

4. RESULTADOS

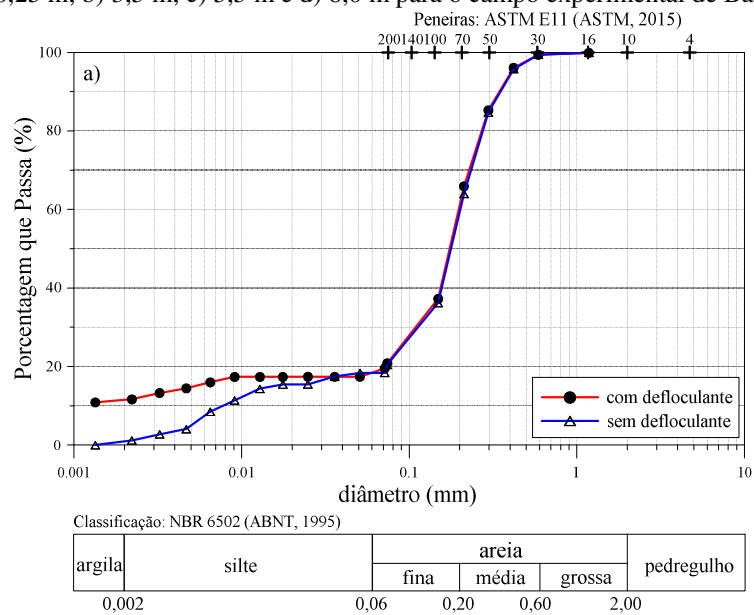
4.1. UNESP DE BAURU

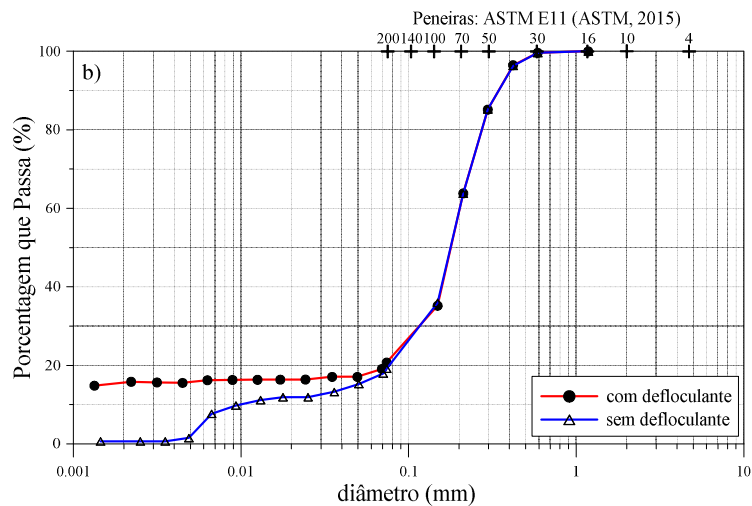
4.1.1. Ensaio de Laboratório

4.1.1.1. Análise granulométrica e limites de consistência

A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas das amostras coletadas a 0,25 m, 3,5 m, 5,5 m, e 8,0 m de profundidade com e sem o uso de defloculante. A partir da comparação das curvas granulométricas, obtidas para a mesma profundidade, se observa uma diferença significativa entre as frações argila e silte. Essa diferença influencia diretamente a classificação do solo, por exemplo na amostra a 8 m de profundidade, a qual é classificada como uma Areia argilosa (78 % Areia; 5 % Silte; 17 % Argila) com o uso de defloculante e como uma Areia siltosa (65 % Areia; 35 % Silte). Este fato está relacionado às propriedades cimentantes dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, presentes em solos tropicais, as quais produzem aglutinações da fração argila, acarretando uma estrutura macroagregada. Este comportamento, na prática, faz com que os solos finos se comportem como siltes ou mesmo areias finas em campo, ou seja, de maneira muito diferente daquela que se espera a partir da textura do solo definida com uso de defloculante.

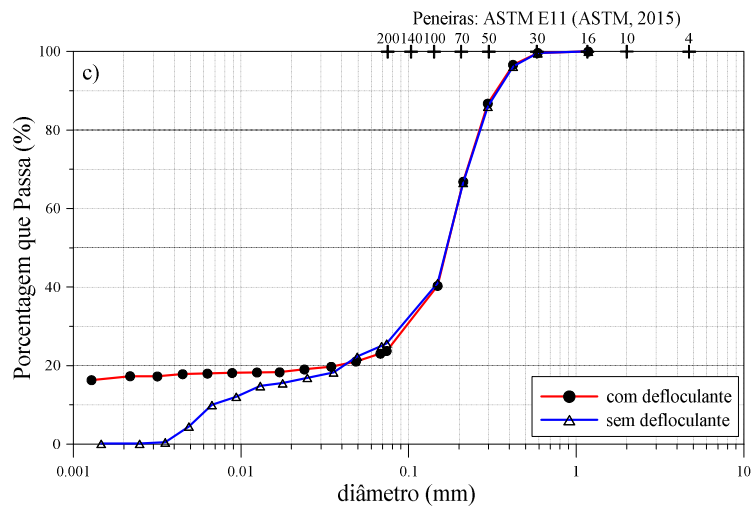
Figura 4.1 - Curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante, para amostras de solo coletadas nas profundidades de a) 0,25 m; b) 3,5 m; c) 5,5 m e d) 8,0 m para o campo experimental de Bauru.





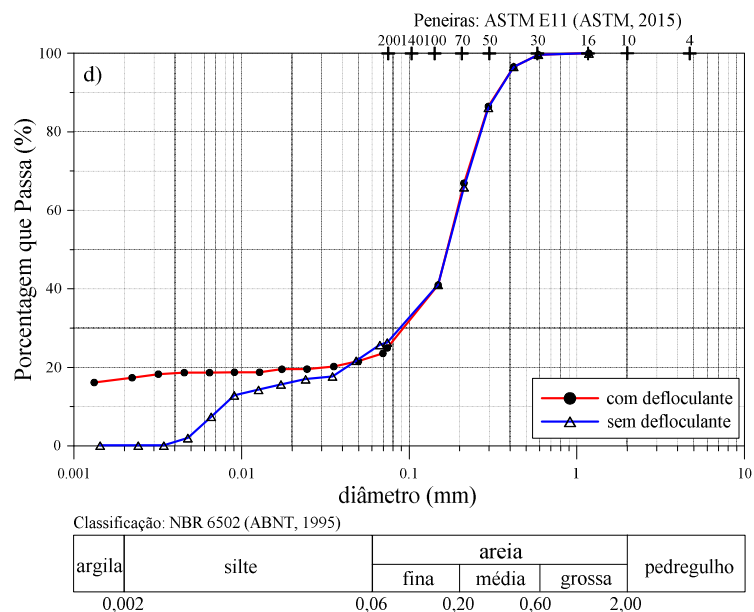
Classificação: NBR 6502 (ABNT, 1995)

argila	silte	areia			pedregulho
		fina	média	grossa	
0,002		0,06	0,20	0,60	2,00



Classificação: NBR 6502 (ABNT, 1995)

argila	silte	areia			pedregulho
		fina	média	grossa	
0,002		0,06	0,20	0,60	2,00



Fonte: próprio autor.

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de limites de liquidez e de plasticidade das amostras, bem como os valores de índice de vazios e massa específica dos sólidos determinados por Saab (2016).

Tabela 4.1 - Limites de consistência, índice de vazios e massa específica do solo e dos sólidos.

Prof. (m)	w _L (%)	w _P (%)	e	ρ _s (g/cm ³)	ρ _d (g/cm ³)
1	17,2	NP	0,842	2,696	1,464
2	19,6	NP	0,890	2,690	1,427
3	20,5	NP	0,758	2,683	1,528
4	21,2	NP	0,812	2,690	1,484
5	22,3	NP	0,731	2,690	1,555

NP – não plástico

Fonte: próprio autor e Saab (2016).

Os resultados desses ensaios indicam que o solo tem elevado índice de vazios (em geral maior que 0,700). A massa específica seca do solo aumenta levemente e o índice de vazios diminui com a profundidade. O aumento da massa específica seca e a diminuição do índice de vazios com a profundidade podem estar relacionados às tensões geostáticas resultantes do peso próprio do solo que o comprimem, tornando-o mais denso.

4.1.1.2. Azul de Metileno

A técnica de azul de metileno foi empregada na caracterização da fração fina dos solos presentes no campo experimental da Unesp de Bauru. As amostras ensaiadas foram coletadas durante o processo de amostragem do solo por meio do penetrômetro multi-função. A Tabela

4.2 apresenta uma síntese do resultado desses ensaios. Quanto à atividade do argilomineral presente na fração argila do solo, os resultados mostram que o mesmo é inativo. De acordo com Pejon (1992), a reduzida capacidade de troca catiônica do solo indica a predominância do argilomineral caulinita. Já, os baixos valores de V_b são um indicativo de que esse solo apresenta comportamento laterítico. O comportamento laterítico desse solo também foi verificado por Giacheti et al. (1998) por meio da Metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR 1981) empregada para classificação de solos tropicais, até 13 m de profundidade.

Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de azul de metileno para o solo da Unesp de Bauru.

	Profundidade (m)									
	0,5	1,2	1,9	2,7	3,4	4,1	4,8	5,6	6,4	7,1
CTC meq/100g)	2,16	2,48	3,02	2,98	2,58	2,82	3,22	3,19	3,14	3,31
Vb (g/100g)	0,69	0,79	0,97	0,95	0,83	0,90	1,03	1,02	1,06	1,08
Acb (g/100g)	4,59	5,26	6,44	6,34	5,49	6,01	6,84	6,79	6,67	7,04
SE (m ² /g)	16,80	19,32	23,63	23,25	20,18	22,06	25,10	24,92	24,47	25,83
Argilomineral mais provável	95% caulinita e 5% Ilita									
Atividade	Pouco ativa									
Comportamento laterítico	Laterítico									

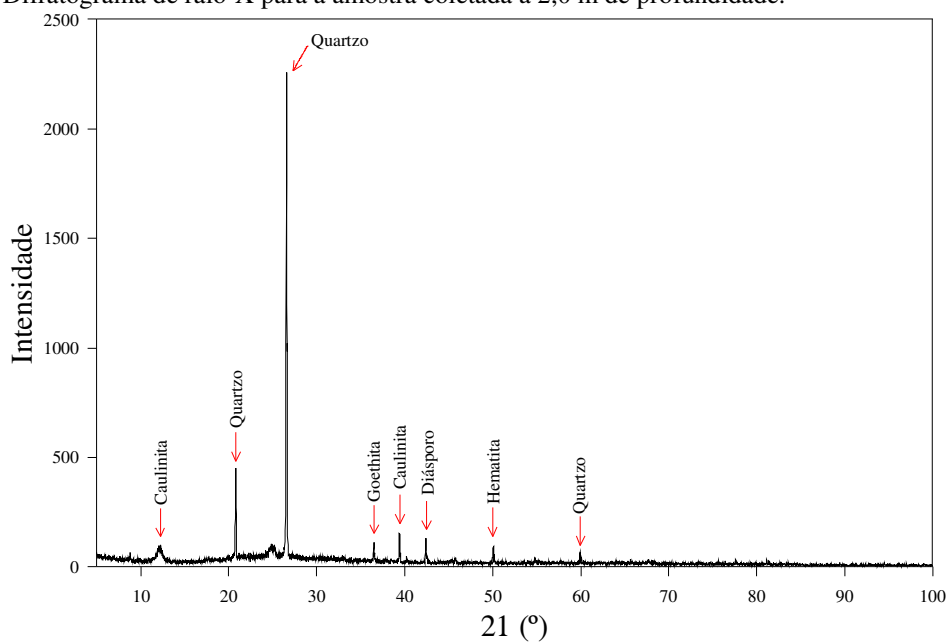
Fonte: próprio autor.

4.1.1.3. Difração de Raio-X

A difração de raios-X permite, de maneira direta, identificar os minerais presentes no solo. A Figura 4.2, Figura 4.3 e Figura 4.4 apresentam os difratogramas de raios-X, para as amostras coletadas a 2,0, 5,0, e 8,0 m de profundidade, bem como os possíveis minerais presentes na fração fina do solo do campo experimental da Unesp de Bauru. Por meio da interpretação dos difratogramas, identificaram-se os seguintes minerais: caulinita, gibbsita, goethita, quartzo, diásparo (óxido de alumínio), Ferrihidrita e hematita. Tais minerais são típicos daqueles que ocorrem em solos tropicais evoluídos, com comportamento laterítico (NOGAMI; VILLIBOR 1995).

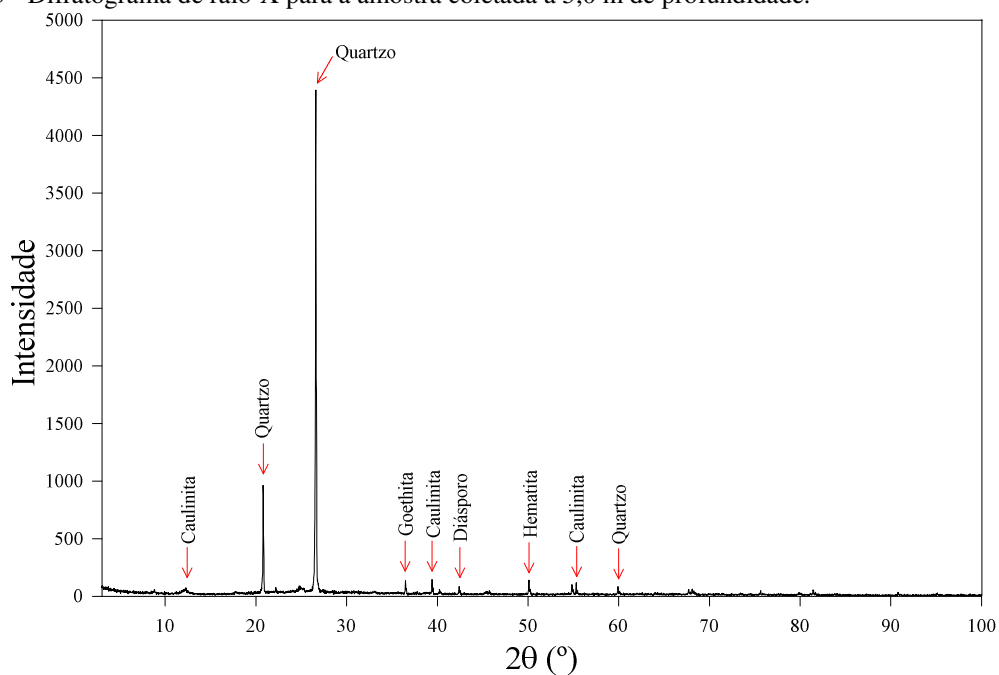
A presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio interfere diretamente na estrutura e no comportamento hidromecânico dos solos tropicais (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015). A presença de sesquióxidos, como gibbsita, e a existência de minerais como a caulinita e a hematita, são indícios de solos evoluídos pedogeneticamente. Importante ressaltar que as relações entre óxidos de ferro e caulinita são importantes nas definições das propriedades físicas e nas agregações existentes em solos tropicais (MELO; WYPYCH, 2009).

Figura 4.2 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 2,0 m de profundidade.



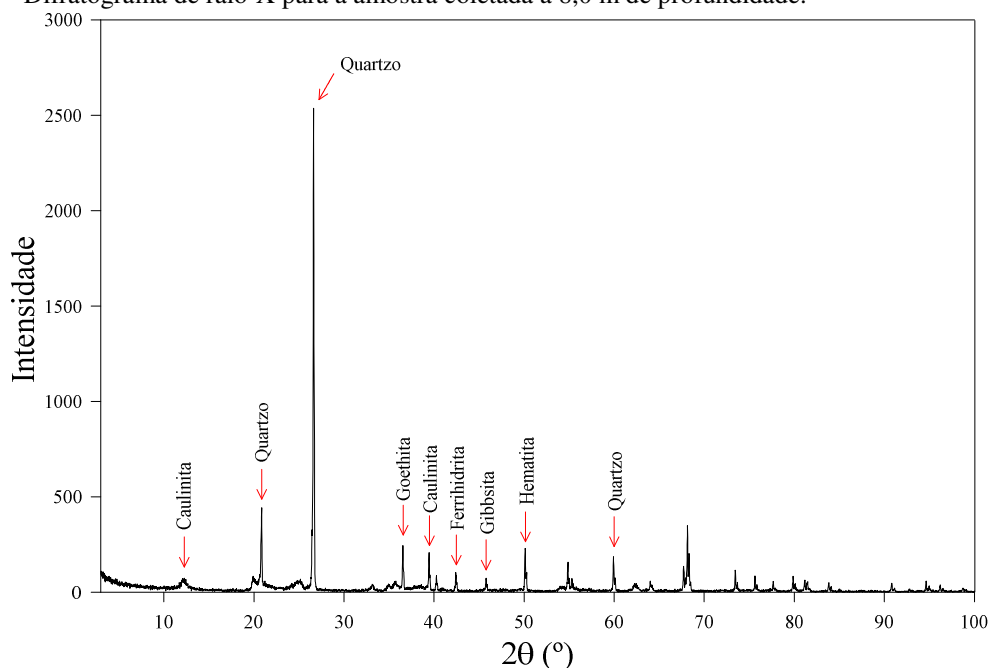
Fonte: próprio autor.

Figura 4.3 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 5,0 m de profundidade.



Fonte: próprio autor.

Figura 4.4 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 8,0 m de profundidade.



Fonte: próprio autor.

A presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nos solos tropicais propicia a esses solos um aumento de resistência e rigidez que não pode ser avaliado apenas pelo histórico de tensões e índice de vazios. Deste modo, estes materiais estão no grupo daqueles que são caracterizados como não convencionais (BURLAND 1990, LEROUEIL 1992, SCHANAID; LEHANE; FAHEY 2004).

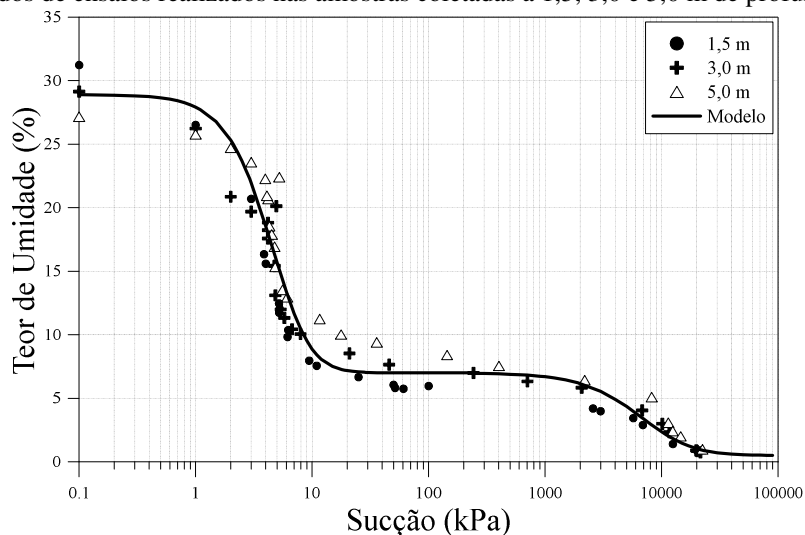
Para tais solos, os modelos teóricos/empíricos de interpretação de ensaios de campo, baseados na Mecânica dos Solos Clássica, devem ser empregados com cautela, uma vez que não permitem que se avalie corretamente a estratigrafia do perfil e a estimativa de parâmetros de projeto (SCHNAID; LEHANE; FAHEY 2004, ROBERTSON 2016, BERISAVLJEVIĆ; BERISAVLJEVIĆ 2018).

4.1.1.4. Curva de Retenção de Água dos Solos (SWRC)

A fim de melhor compreender a influência da condição não saturada no comportamento mecânico dos solos presentes no campo experimental da Unesp de Bauru, uma curva de retenção de água média (SWRC) foi proposta a partir das curvas de retenção determinadas para as amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Na Figura 4.5 são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório (câmara de pressão de Richards, funil de placa porosa e papel filtro), e a curva de retenção de água média ajustada aos pontos experimentais de acordo

com a equação de van Genuchten (1980). Os parâmetros, bem como os valores do coeficiente de determinação (R^2) dos ajustes são apresentados na Tabela 4.3.

Figura 4.5 - Curva de retenção de água média assumida para o solo do campo experimental da Unesp, determinada a partir dos resultados de ensaios realizados nas amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Saab (2016).

Tabela 4.3 - Parâmetros do ajuste de van Genuchten (1980) para a curva de retenção média.

Trecho	α (kPa^{-1})	m	n	w_r (%)	w_s (%)	R^2
1	0,1489	2,159	2,052	7,00	28,90	0,918
2	0,0001	1,806	1,578	0,50	7,00	0,928

Fonte: adaptado de Saab (2016).

4.1.2. Ensaios CPTu e SDMT

Sete campanhas de ensaios de campo foram executadas no campo experimental da Unesp de Bauru. Estas campanhas foram realizadas em Abril/2016, Novembro/2016, Fevereiro/2017, Abril/2017, Julho/2017, Setembro/2017 e Outubro/2017.

A campanha de Abril/2016 foi realizada no Local 1 (área arborizada) e Local 2 (área aberta), composta por três ensaios CPTu, dois ensaios SDMT, um DMT e uma amostragem de solo. A campanha de Outubro/2017 foi realizada apenas no Local 1 (área arborizada), e nesta campanha foram realizados dois ensaios DMT e uma amostragem de solo. As outras campanhas foram realizadas no Local 2.

Na campanha de Julho/2017, dois ensaios CPTu, um ensaio SDMT e amostragem de solo foram realizados em cava inundada. Este procedimento foi adotado com o intuito de se avaliar o comportamento mecânico do solo in situ para elevados graus de saturação. Nas outras campanhas foram realizadas, em condição natural, três ensaios CPTu, dois ensaios SDMT, um

ensaio DMT, bem como uma amostragem de solo. A Figura 4.6 e Figura 4.7 apresentam a localização dos ensaios de campo realizados nas três campanhas no Local 1 e das seis campanhas realizadas no Local 2 do Campo experimental da Unesp de Bauru. A Tabela 4.4 apresenta um resumo dos ensaios de campo realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.

Os resultados dos ensaios CPTu e DMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru são apresentados em termos q_c , f_s e u_2 para os ensaios CPTu e em termos de p_0 , p_1 , I_D , K_D , E_D e V_s para os ensaios SDMT, para as sete campanhas realizadas

A Figura 4.8 e Figura 4.9 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Abril/2016. A Figura 4.10 e Figura 4.11 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Novembro/2016. A Figura 4.12 e Figura 4.13 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Fevereiro/2017. A Figura 4.14 e Figura 4.15 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Abril/2017. A Figura 4.16 e Figura 4.17 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Julho/2017. A Figura 4.18 e Figura 4.19 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Setembro/2017. A Figura 4.20 apresentam os resultados dos ensaios SDMT realizados na campanha de Outubro/2017.

Tabela 4.4. Ensaios realizados no campo experimental da Unesp de Bauru

Campanha	Local	CPT	DMT	SDMT	Amostragem de solo	Ponteira Sísmica
Abril/2016	1 e 2	3	2	1	1	1
Novembro/2016	1 e 2	3	2	1	1	1
Fevereiro/2017	1 e 2	3	2	1	1	1
Abril/2017	1 e 2	3	2	1	1	1
Julho/2017	2	2	-	1	2	-
Setembro/2017	1 e 2	3	2	1	1	1
Outubro/2017	1	-	2	-	1	-

*local 1: área arborizada; local 2: área aberta.

Fonte: próprio autor.

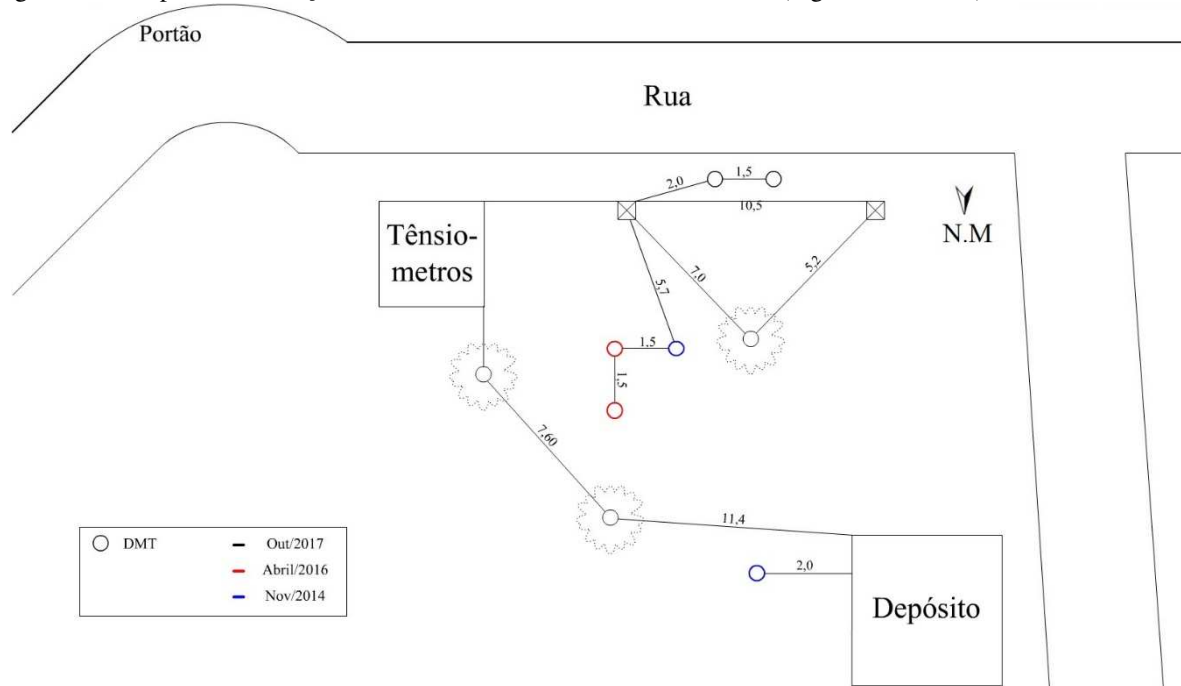
Vale ressaltar que ensaios CPT realizados anteriormente neste campo experimental, nos anos de 2011 e 2012, foram reinterpretados visando avaliar o efeito da condição não saturada nos resultados desses ensaios. Estes dados são apresentados e discutidos no item 5.2.1.1. A Tabela 4.5 apresenta um resumo desses ensaios CPT.

Tabela 4.5. Ensaios anteriormente realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.

Campanha	Local	CPT	Amostragem de solo
Junho/2011	1	3	1
Julho/2011	1	3	1
Agosto/2011	1	3	1
Setembro/2011	1	3	1
Dezembro/2011	1	2	1
Janeiro/2012	1	3	1

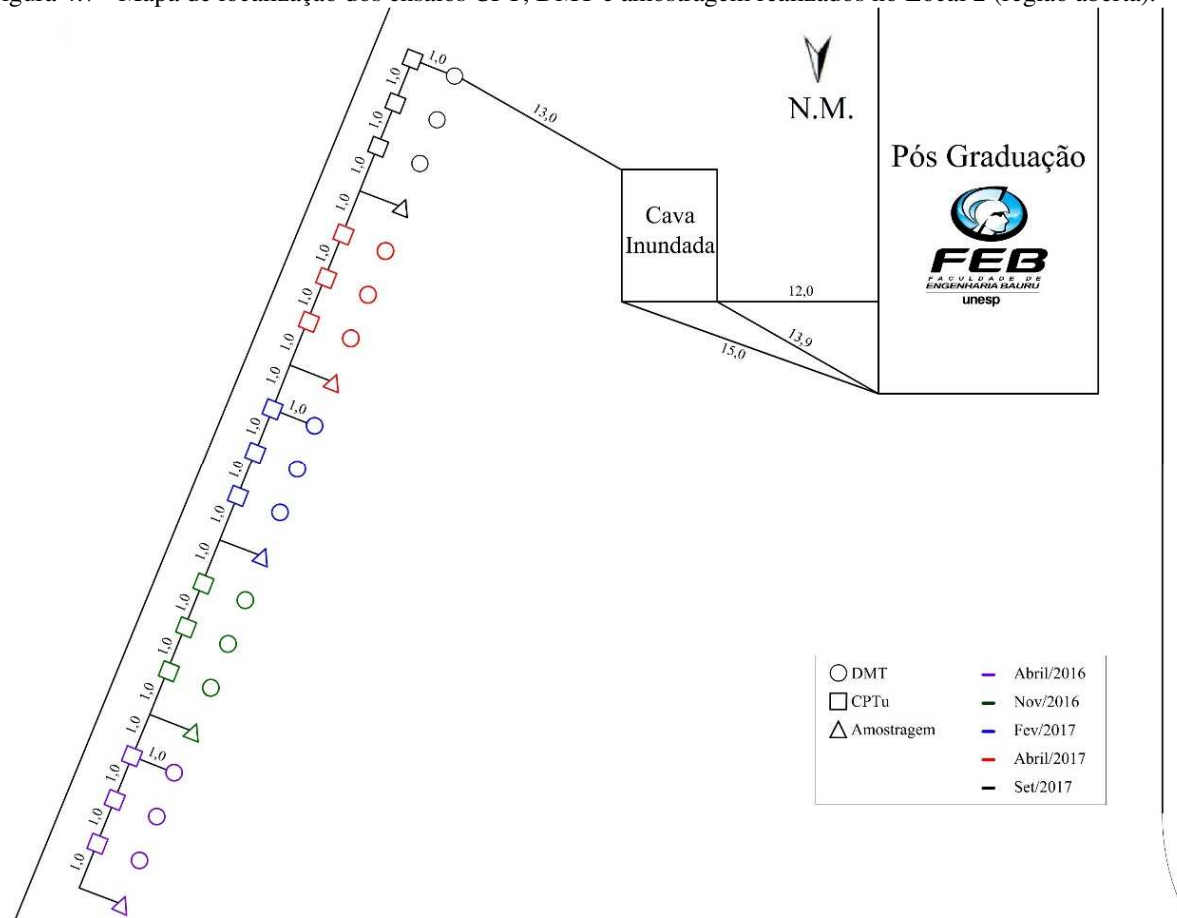
*local 1: área arborizada
 Fonte: próprio autor.

Figura 4.6 - Mapa de localização dos ensaios DMT realizados no Local 1 (região arborizada).



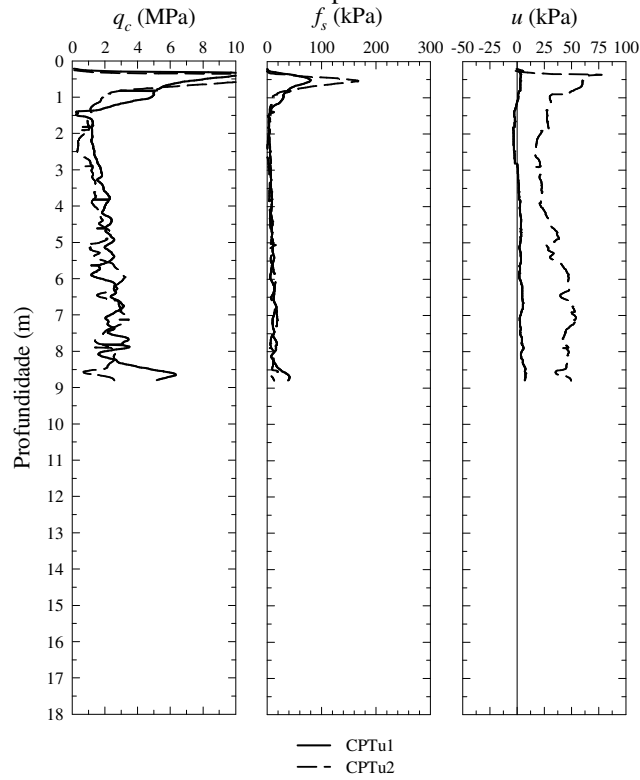
Fonte: próprio autor.

Figura 4.7 - Mapa de localização dos ensaios CPT, DMT e amostragem realizados no Local 2 (região aberta).



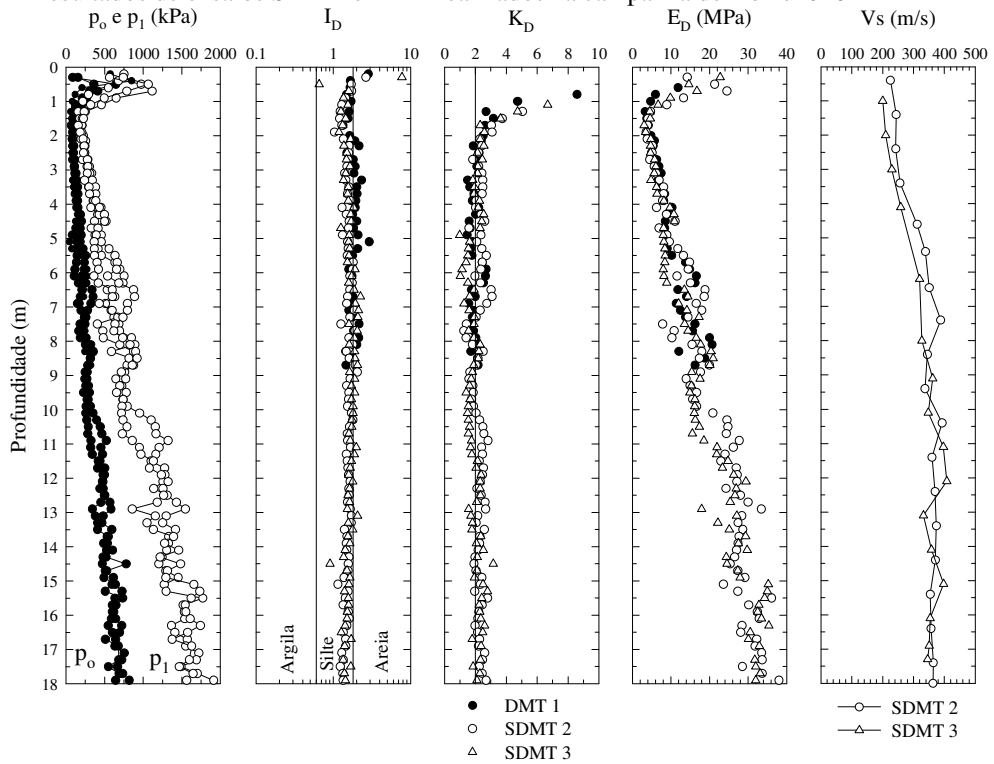
Fonte: próprio autor.

Figura 4.8– Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Abril/2016.



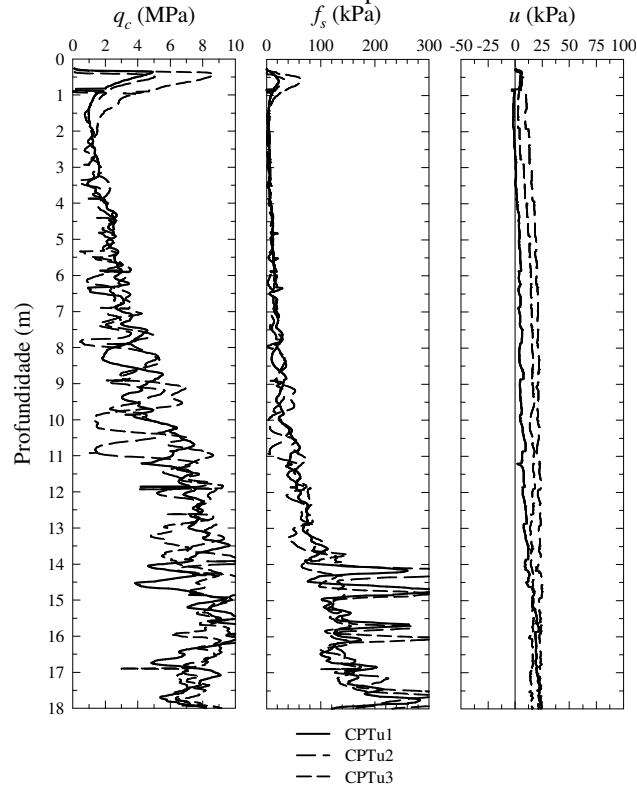
Fonte: próprio autor.

Figura 4.9 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Abril/2016



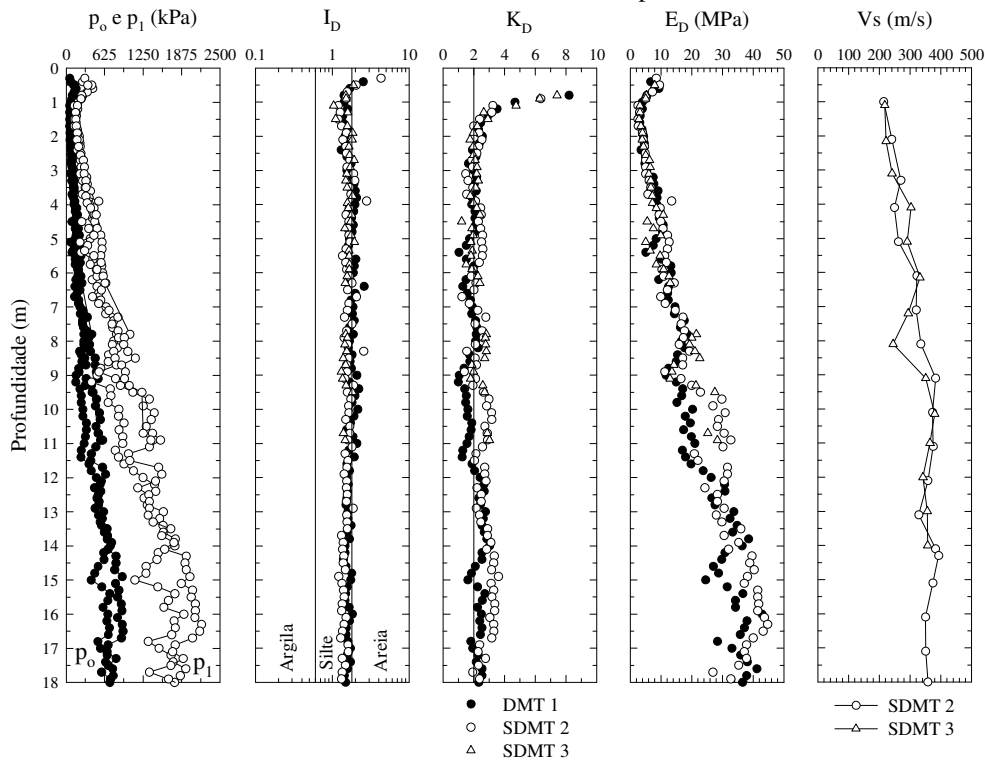
Fonte: próprio autor.

Figura 4.10 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Novembro/2016.



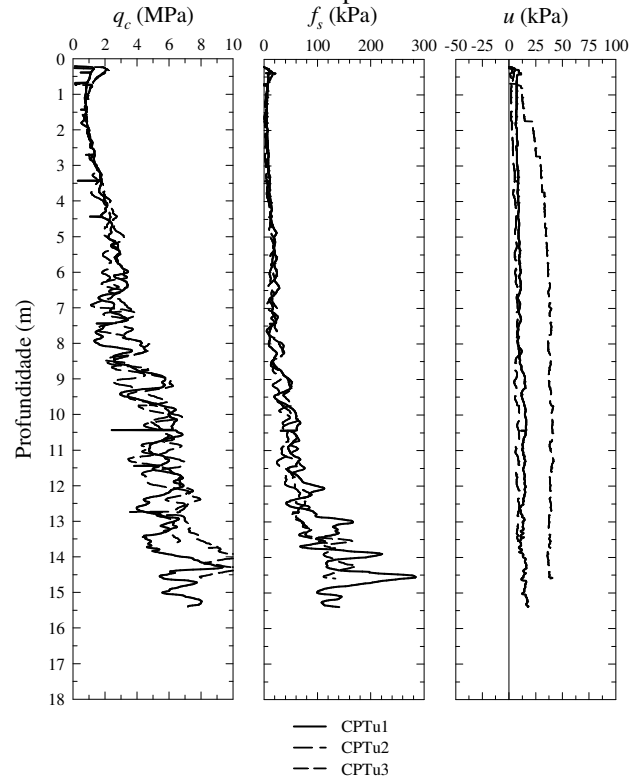
Fonte: próprio autor.

Figura 4.11 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Novembro/2016.



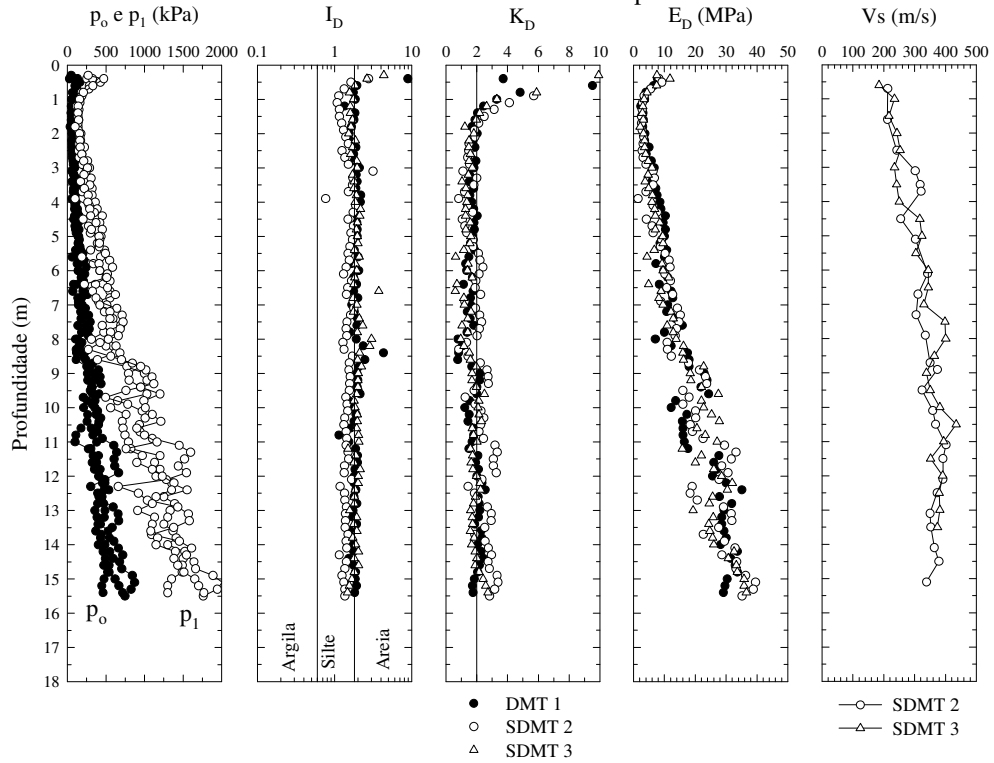
Fonte: próprio autor.

Figura 4.12 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Fevereiro/2017.



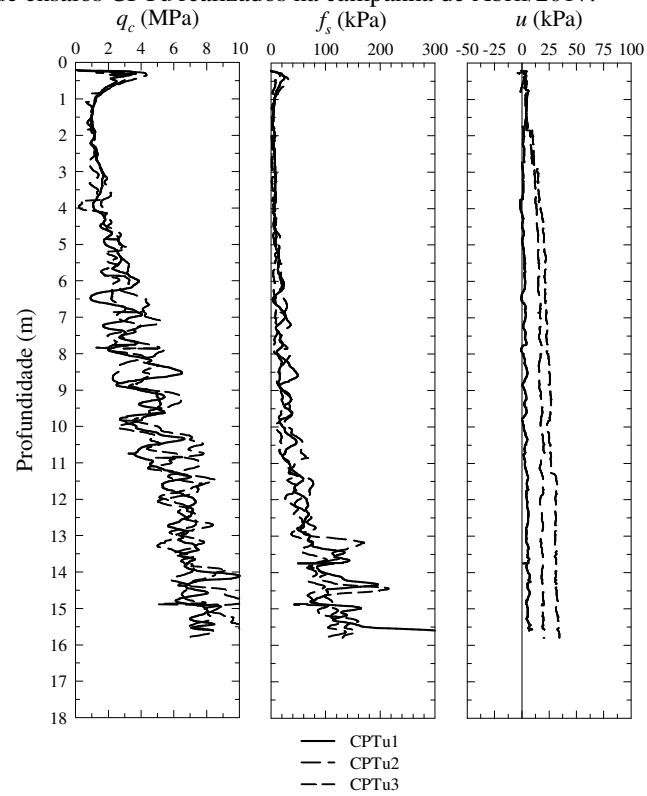
Fonte: próprio autor.

Figura 4.13 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Fevereiro/2017.



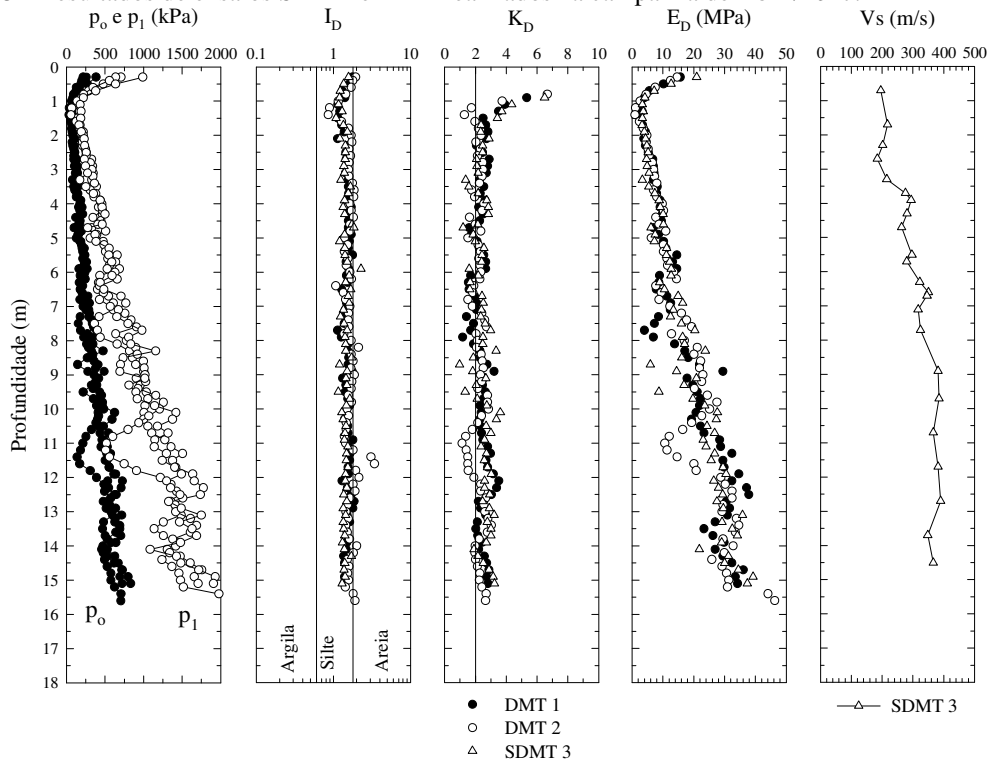
Fonte: próprio autor.

Figura 4.14 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Abril/2017.



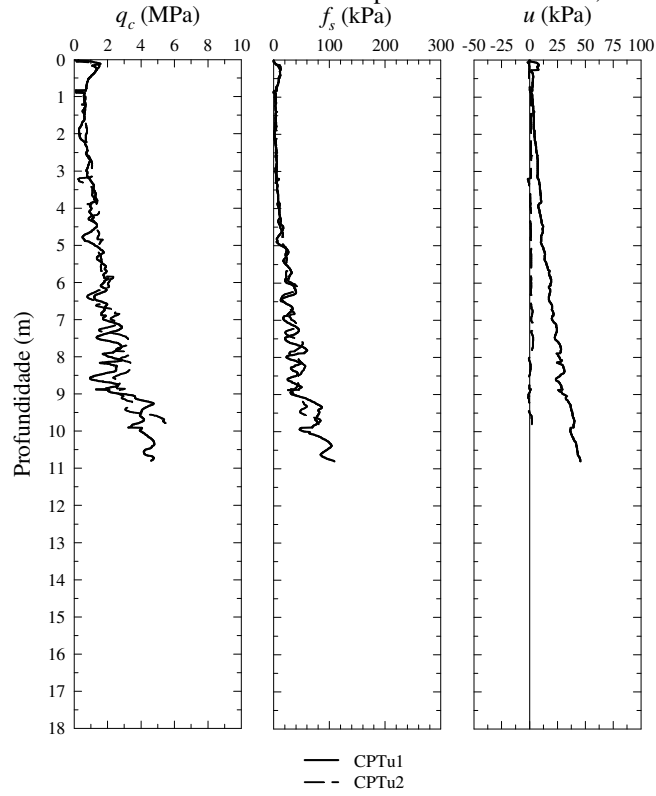
Fonte: próprio autor.

Figura 4.15 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Abril/2017.



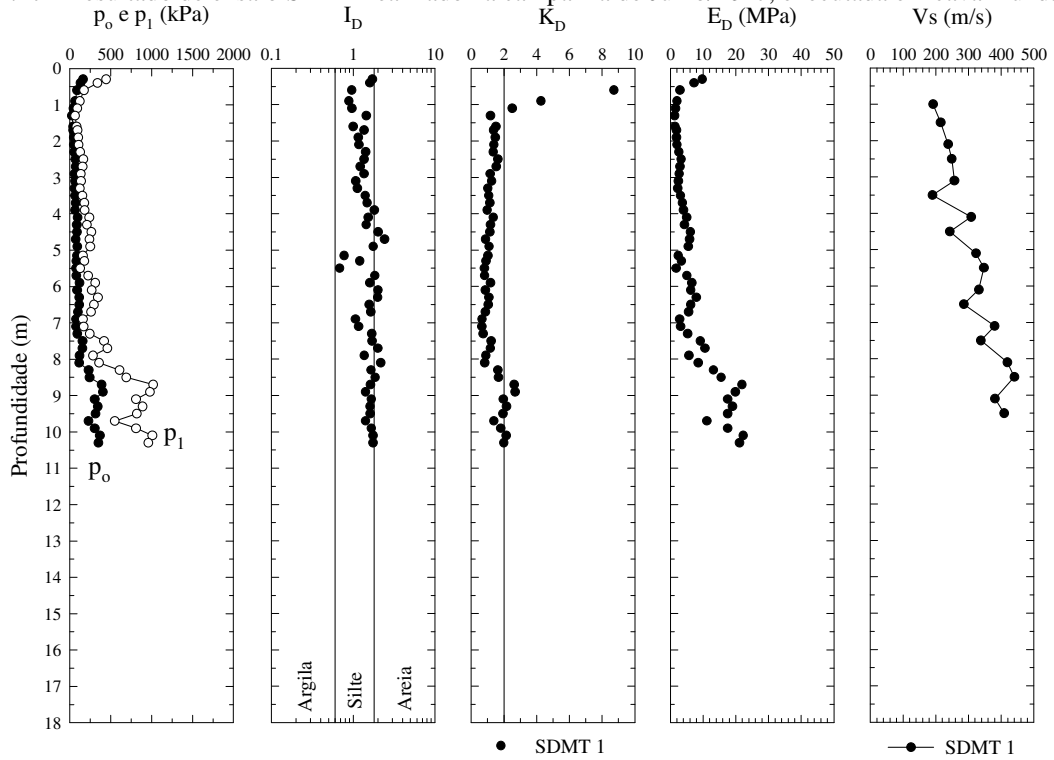
Fonte: próprio autor.

Figura 4.16 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Julho/2017, executada em cava inundada.



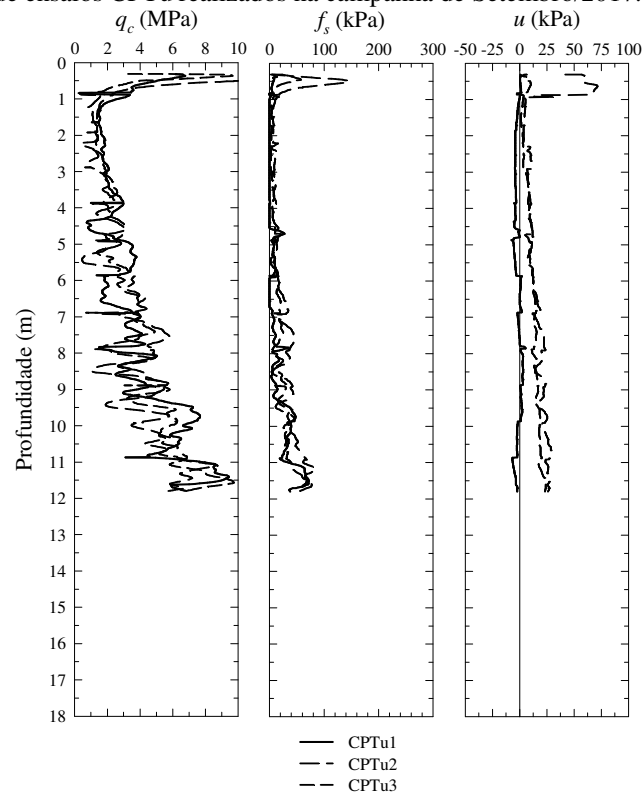
Fonte: próprio autor.

Figura 4.17 - Resultado de ensaio SDMT realizado na campanha de Julho/2017, executada em cava inundada.



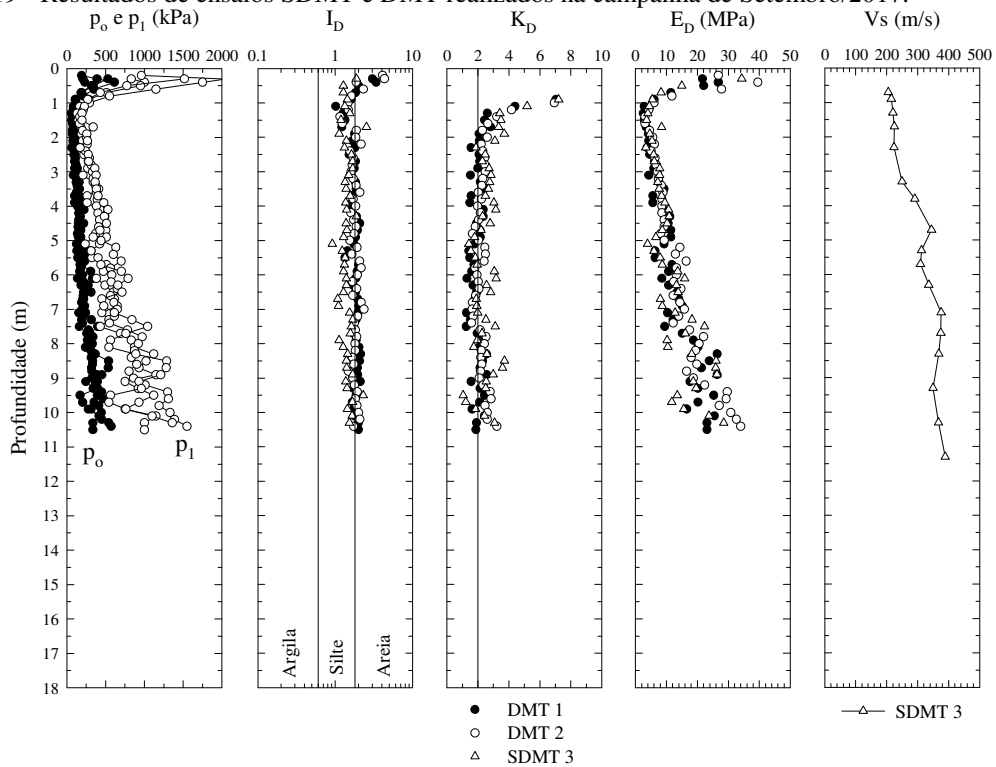
Fonte: próprio autor.

Figura 4.18 - Resultados de ensaios CPTu realizados na campanha de Setembro/2017.



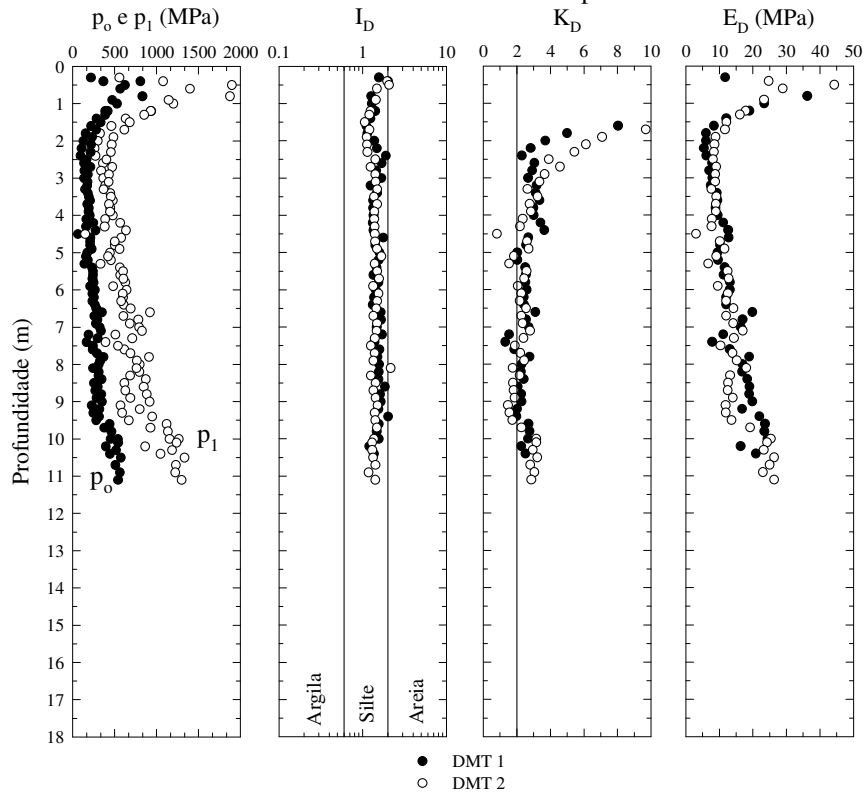
Fonte: próprio autor.

Figura 4.19 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Setembro/2017.



Fonte: próprio autor.

Figura 4.20 - Resultados de ensaios SDMT e DMT realizados na campanha de Outubro/2017.

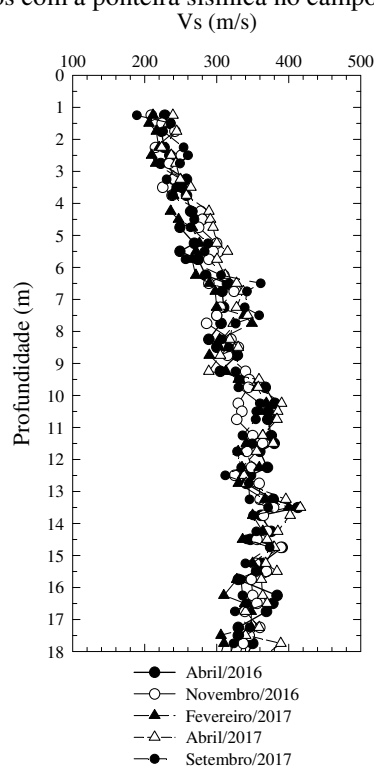


Fonte: próprio autor.

4.1.3. Ponteira sísmica

No campo experimental da Unesp de Bauru foram realizados cinco ensaios *downhole* com o emprego da ponteira sísmica. Estes ensaios foram realizados nas campanhas de Abril/2016, Novembro/2016, Fevereiro/2017, Abril/2017 e Setembro/2017. A ponteira era cravada em um dos furos dos ensaios CPTu realizados, mantendo assim, um contato muito íntimo dos geofones com o solo. A Figura 4.21 apresenta os perfis de V_s determinados nesses cinco ensaios.

Figura 4.21 - Perfis de Vs determinados com a ponteira sísmica no campo experimental da Unesp de Bauru.

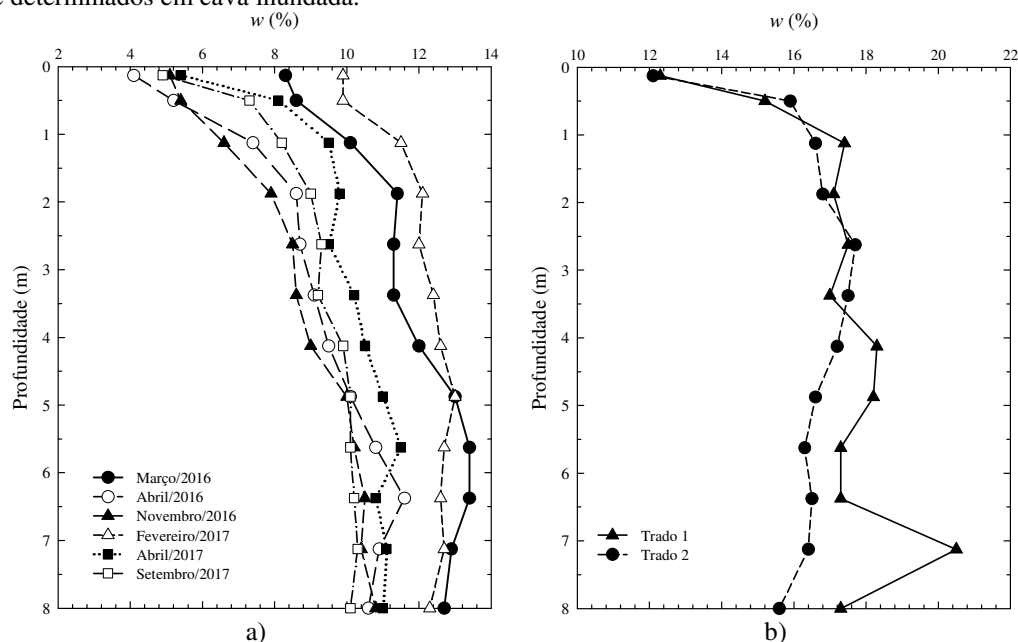


Fonte: próprio autor.

4.1.4. Perfis de umidade e monitoramento climático

A Figura 4.22 apresenta os perfis de umidade determinados nas sete campanhas de ensaios realizados no campo experimental da Unesp de Bauru. Para as campanhas realizadas em condição natural (Figura 4.22.a), é possível observar que existe uma concordância entre os perfis de umidades. Somente os perfis determinados em Março/2016 e Fevereiro/2017 apresentaram maiores valores de umidade, da ordem de 10 a 12%. Já os perfis de umidade determinados em cava inundada (Junho/2017) (Figura 4.22.b), apresentaram elevados valores de umidade, sempre superiores a 16%, ao longo de toda a profundidade. Estes resultados indicam a eficácia do processo de inundação, que levaram a elevados valores de umidade, eliminando a influência da condição não saturada nos resultados de ensaios de campo. Importante salientar que o processo de inundação não levou a saturação do solo, mas elevou o grau de saturação para aproximadamente 70%. Os perfis de umidade também foram determinados para a condição inundada empregando o processo de amostragem, como discutido no item 3.3.4.

Figura 4.22 - a) Perfis de umidade determinados nas seis campanhas realizadas em condição natural; b) perfis de umidade determinados em cava inundada.



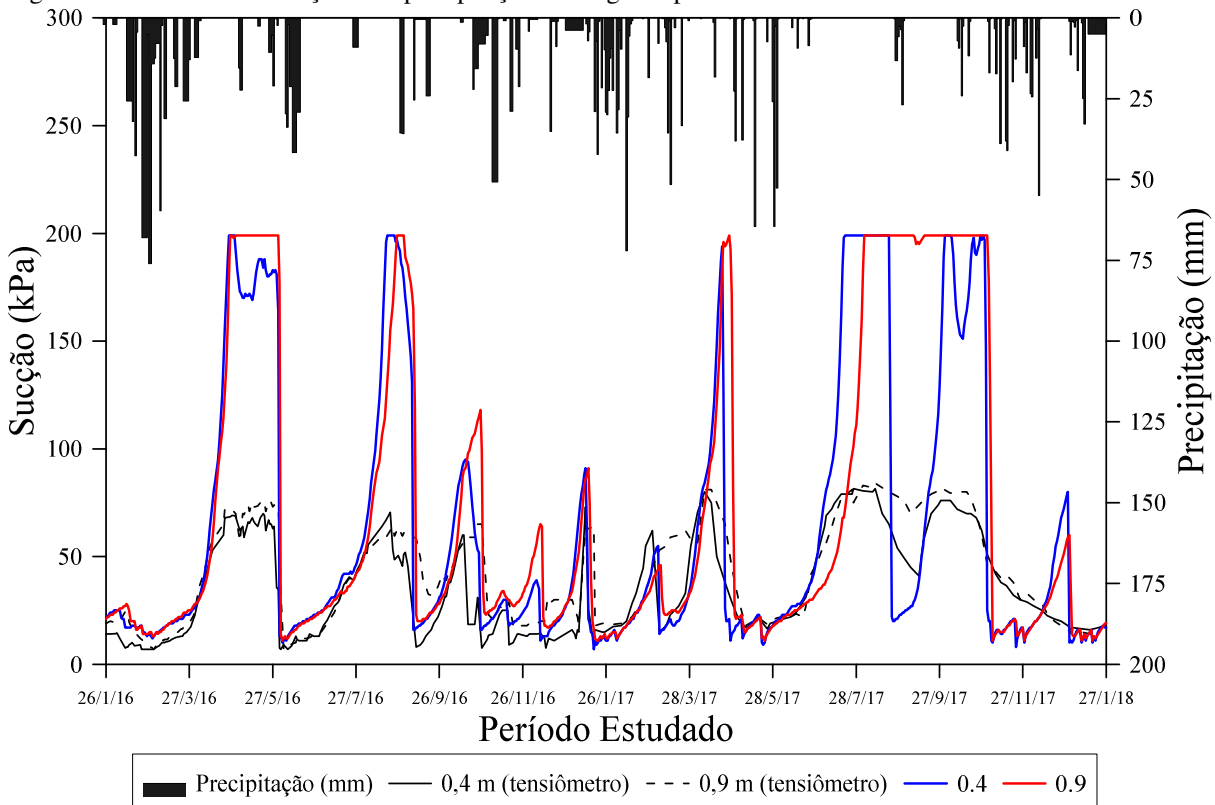
Fonte: próprio autor.

Além dos perfis de umidade, o monitoramento da precipitação e de valores de sucção foi realizado. Informações meteorológicas foram fornecidas pelo Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMet) da UNESP-Bauru. Já os dados de sucção foram medidos por meio de tensiômetros convencionais instalados a 0,4 e 0,9 m de profundidade e com sensores de resistência elétrica do tipo *watermark* instalados a 0,4, 0,9, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade.

Na Figura 4.23 são apresentados os resultados do monitoramento da sucção por meio dos tensiômetros instalados a 0,4 e 0,9 m de profundidade do sistema de sensores de resistividade elétrica instalados na mesma profundidade, além dos valores de precipitação obtidos pelo IPMet.

Tais resultados indicam que as medidas de sucção são sensíveis à precipitação pluviométrica, como pode ser observado na Figura 4.23. A sucção diminui à medida que as precipitações aumentam, por influência do clima no comportamento mecânico do solo, principalmente no horizonte de solo mais superficial.

Figura 4.23 - Valores de sucção e de precipitação ao longo do período estudado.



Fonte: adaptado de IPMet e dados do autor.

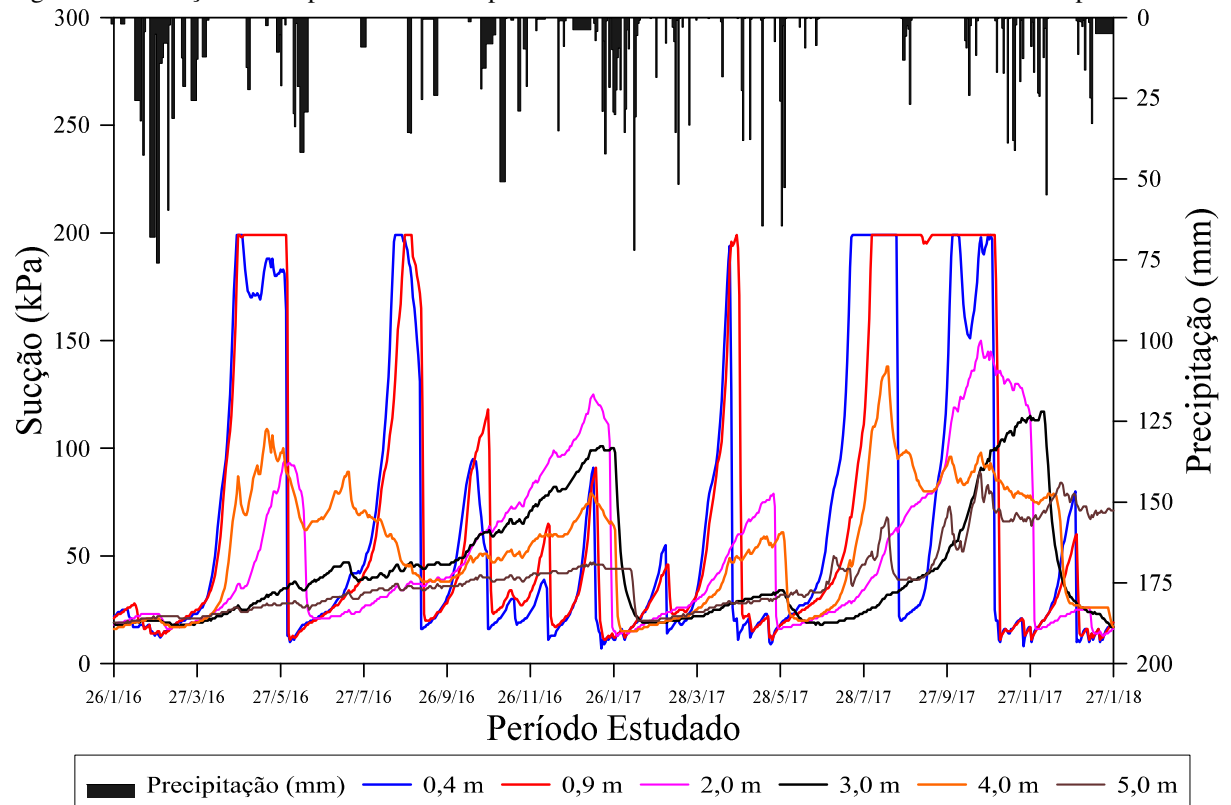
As medidas de sucção foram afetadas pela precipitação pluviométrica, como pode ser observado na Figura 4.23. A sucção diminui à medida que as precipitações aumentam, o que indica a influência climática sobre a camada o horizonte mais superficial do terreno. Na interface solo-atmosfera, os potenciais associados aos fluxos de água, de ar e de calor são mais intensos e, por isso, as medidas a 0,4 m de profundidade são mais sensíveis a tais variações.

Nota-se ainda na Figura 4.23 que os registros dos sensores de resistência elétrica têm boa relação com os resultados dos tensiômetros apenas para sucções abaixo de 85 kPa. Isso se deve ao fato dos tensiômetros possuírem um limite de sucção mensurável de cerca de 80 kPa, enquanto os sensores de resistência elétrica possuem um intervalo de sucção mensurável de 0 até cerca de 200 kPa (IRMAK et al., 2014).

Na Figura 4.24 são apresentados os dados obtidos por meio dos sensores de resistência elétrica (*watermark*) nas profundidades de 0,4, 0,9, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m. Em geral, nota-se que a sucção a 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade é menos afetada pela precipitação do que na superfície do terreno. Entretanto, apresentam quedas repentinas após longos períodos de chuva, como observado no final do ano de 2016 e 2017. Para 2 m de profundidade, a sucção tem pico

máximo de cerca de 140 kPa, valor um pouco inferior aos picos registrados nas profundidades de 0,4 e 0,9 m que foram de aproximadamente 200 kPa, limite do equipamento empregado.

Figura 4.24 - Sucção de campo determinadas por meio dos sensores de resistência elétrica e dados de pluviometria.



Fonte: próprio autor.

A variação dos valores de sucção, limita-se a um intervalo que mantém o solo em condição não saturada com sucções, em geral, superiores a 10 kPa. Os resultados observados mostram uma faixa de sucção em campo está limitada pelo valor mínimo de 10 kPa e máximo de 199 kPa. Com base na curva de retenção da Figura 4.5, ao considerar as sucções mínimas registradas pelos sensores verifica-se que as umidades do perfil variam de cerca de 6 a 10%. Entretanto, ao longo das campanhas realizadas, valores de umidades inferiores a 6% foram determinados, o que é um indicativo de que os valores de sucção podem ser bem maiores ao longo do perfil do solo investigado.

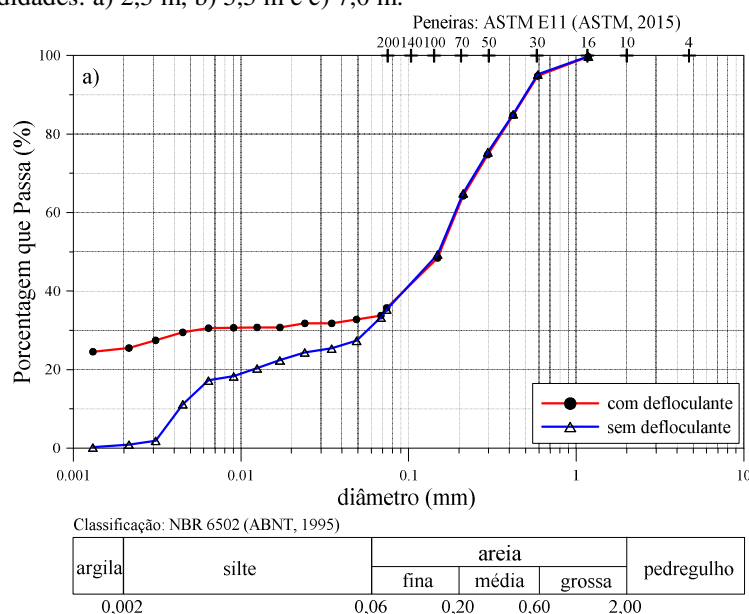
4.2. USP DE SÃO CARLOS

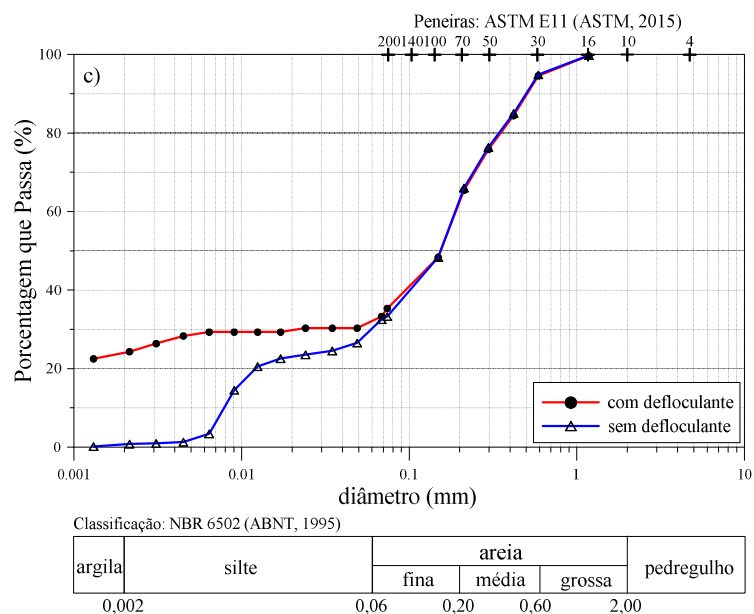
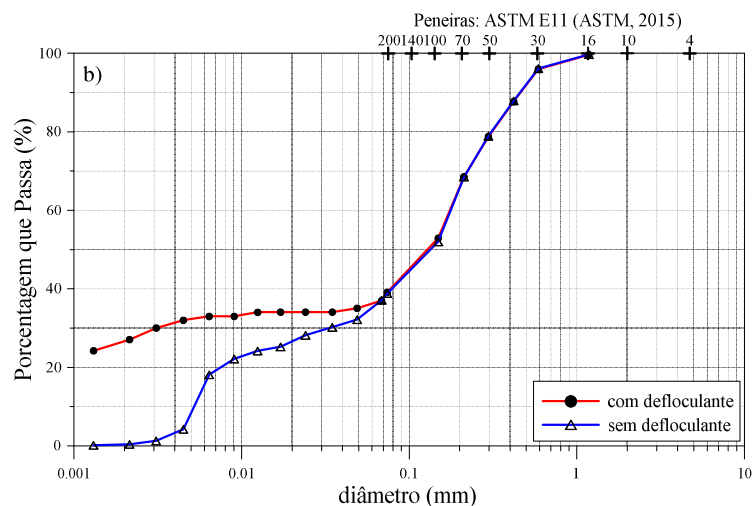
4.2.1. Ensaio de Laboratório

4.2.1.1. Análise Granulométrica e limites de consistência

A Figura 4.25 apresenta as curvas granulométricas das amostras coletadas a 2,5 m, 5,5 m e 7,0 m de profundidade com e sem o uso de defloculante. De mesma forma que foi verificado para o solo que ocorre no campo experimental da Unesp de Bauru, se observa uma diferença significativa entre as frações argila e silte quando se utilizam essas formas distintas de realizar o ensaio. Tal diferença tem influência direta na classificação do solo. Por exemplo, a amostra coletada a 7,0 m de profundidade, é classificada como uma Areia argilosa (70 % de Areia; 5 % de Silte; 25 % de Argila) quando se usa o defloculante e como uma Areia siltosa (70 % de Areia; 30 % de Silte) quando ele não é utilizado. Este fato está relacionado às propriedades cimentantes dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, presentes em solos tropicais, as quais produzem aglutinações da fração argila, acarretando uma estrutura macroagregada. Este comportamento, na prática, acarreta que solos finos se comportem como siltes ou mesmo areias finas em campo, conforme previamente já discutido nesse trabalho.

Figura 4.25 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para amostras de solo coletadas em diferentes profundidades: a) 2,5 m, b) 5,5 m e c) 7,0 m.





Fonte: próprio autor.

A Tabela 4.6 apresenta os resultados dos ensaios dos limites de liquidez e de plasticidade das amostras ensaiadas, bem como os valores de índice de vazios e massa específica seca e dos sólidos determinados por Machado (1998).

Tabela 4.6 - Limites de consistência, índice de vazios e massa específica do solo e dos sólidos.

Prof. (m)	w _L (%)	w _P (%)	Prof. (m)	e	ρ _s (g/cm ³)	ρ _d (g/cm ³)
0,5	36,0	19	1,0	1,170	-	1,250
1,5	38,0	21	3,0	0,960	2,710	1,380
3,5	41,0	23	5,0	0,880	2,750	1,440
6,5	45,0	25	8,0	0,680	2,710	1,610
8,0	39,0	20	9,0	0,630	-	1,660

NP – não plástico

Fonte: próprio autor e Machado (1998).

4.2.1.2. Azul de Metileno

Os ensaios de adsorção de azul de metileno foram realizados nas amostras coletadas durante o processo de amostragem do solo por meio do penetrômetro multi-função. Essa técnica de ensaio permite a caracterização da fração fina dos solos tropicais. A Tabela 4.7 apresenta os resultados dos ensaios de Azul de Metileno realizados. Quanto à atividade do argilomineral presente na fração argila do solo, os resultados demonstram que a fração fina desse solo é inativa. De acordo com Pejon (1992), o baixo valor de capacidade de troca catiônica indica a presença de caulinita nesse solo. Já, os baixos valores de Vb são um indicativo de comportamento laterítico desse solo. O comportamento laterítico desse solo também foi verificado por Giacheti et al. (1998) por meio da Metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR 1981) empregada na classificação de solos tropicais.

Tabela 4.7 - Resultados do ensaio de azul de metileno para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.

	Profundidade (m)					
	0,5	2,0	3,5	5,0	6,5	8,0
CTC (meq/100g)	2,89	2,96	3,21	3,67	4,24	4,56
Vb (g/100g)	0,92	0,95	1,03	1,17	1,32	1,45
Acb (g/100g)	3,55	3,64	3,95	4,48	5,06	5,58
SE (m ² /g)	22,58	23,15	25,11	28,55	32,12	35,47
Argilomineral mais provável	95% caulinita e 5% Ilita					
Atividade	Pouco ativa					
Comportamento	Laterítico					

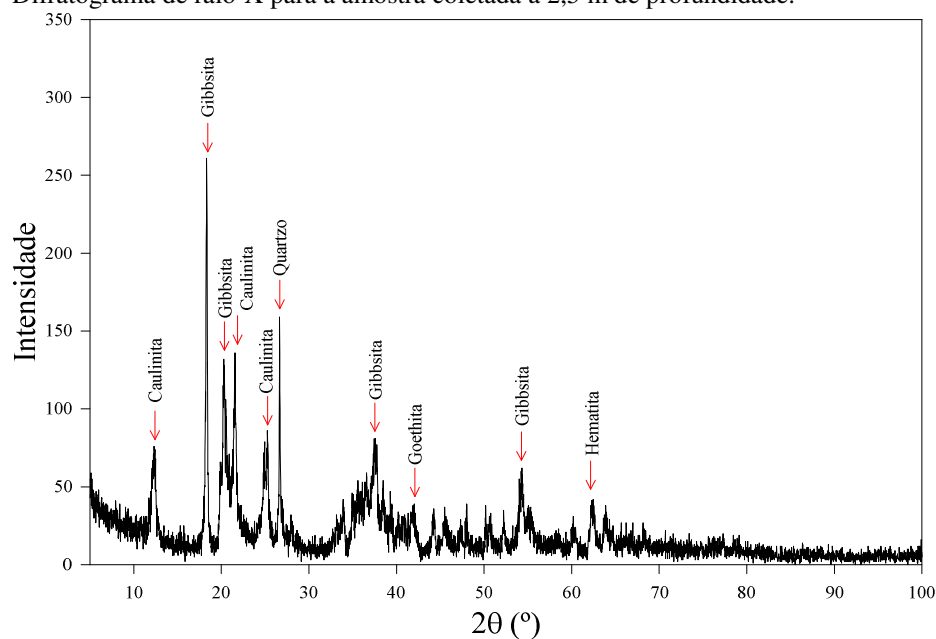
Fonte: próprio autor.

4.2.1.3. Difração de Raio-X

Os difratogramas de raios-X, para as amostras coletadas a 2,5, 5,5, e 8,0 m de profundidade, no campo experimental da USP de São Carlos, acompanhado dos possíveis minerais existentes na fração fina do solo estudado, são apresentados na Figura 4.26, Figura 4.27 e Figura 4.28, respectivamente.

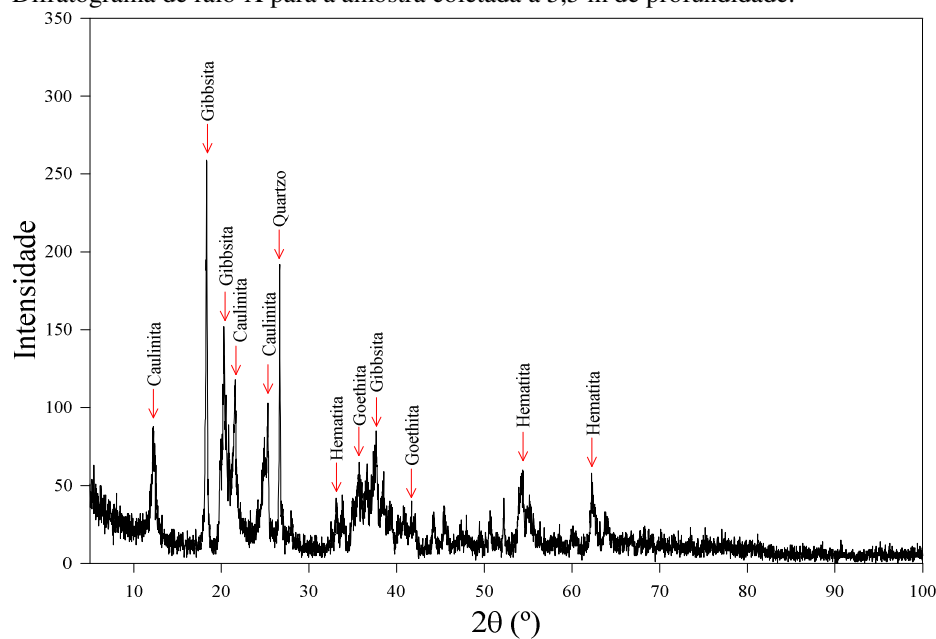
De modo equivalente ao que foi realizado para ao campo experimental da Unesp de Bauru, os difratogramas identificaram a presença de caulinita, gibbissita, goethita, quartzo e hematita, minerais típicos daqueles que ocorrem em perfis de solos tropicais evoluídos, com comportamento laterítico.

Figura 4.26 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 2,5 m de profundidade.



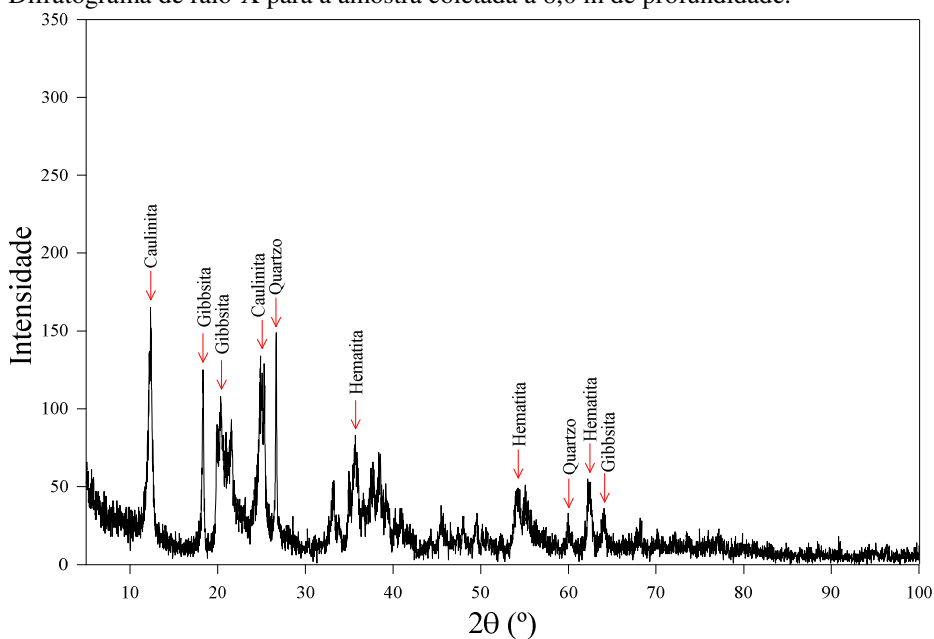
Fonte: próprio autor.

Figura 4.27 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 5,5 m de profundidade.



Fonte: próprio autor.

Figura 4.28 - Difratoograma de raio-X para a amostra coletada a 8,0 m de profundidade.

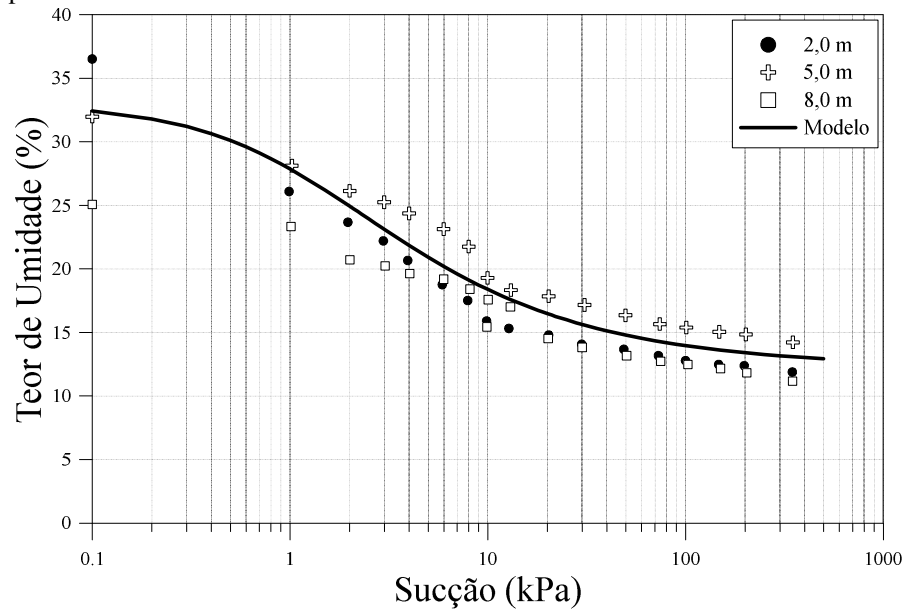


Fonte: próprio autor.

4.2.1.4. Curva de Retenção de água dos Solos (SWRC)

Uma curva de retenção de água média (SWRC) também foi proposta a partir das curvas de retenção determinadas por Machado (1998) para as amostras coletadas a 2,0 e 5,0 m de profundidade (m) no campo experimental da USP de São Carlos. Na Figura 4.29 são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório (câmara de pressão de Richards e funil de placa porosa), para a definição da curva de retenção de água média ajustada aos pontos experimentais de acordo com a equação de van Genuchten (1980). A Tabela 4.8 apresenta os parâmetros de ajuste empregados no modelo de van Genuchten (1980) para a curva média proposta, bem como o valor do coeficiente de determinação (R^2) desse ajuste.

Figura 4.29 - Curvas de retenção média para o solo do campo experimental da USP, para amostras coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Machado (1998).

Tabela 4.8 - Parâmetro de ajustes de van Genuchten (1980) para a curva de retenção de água média.

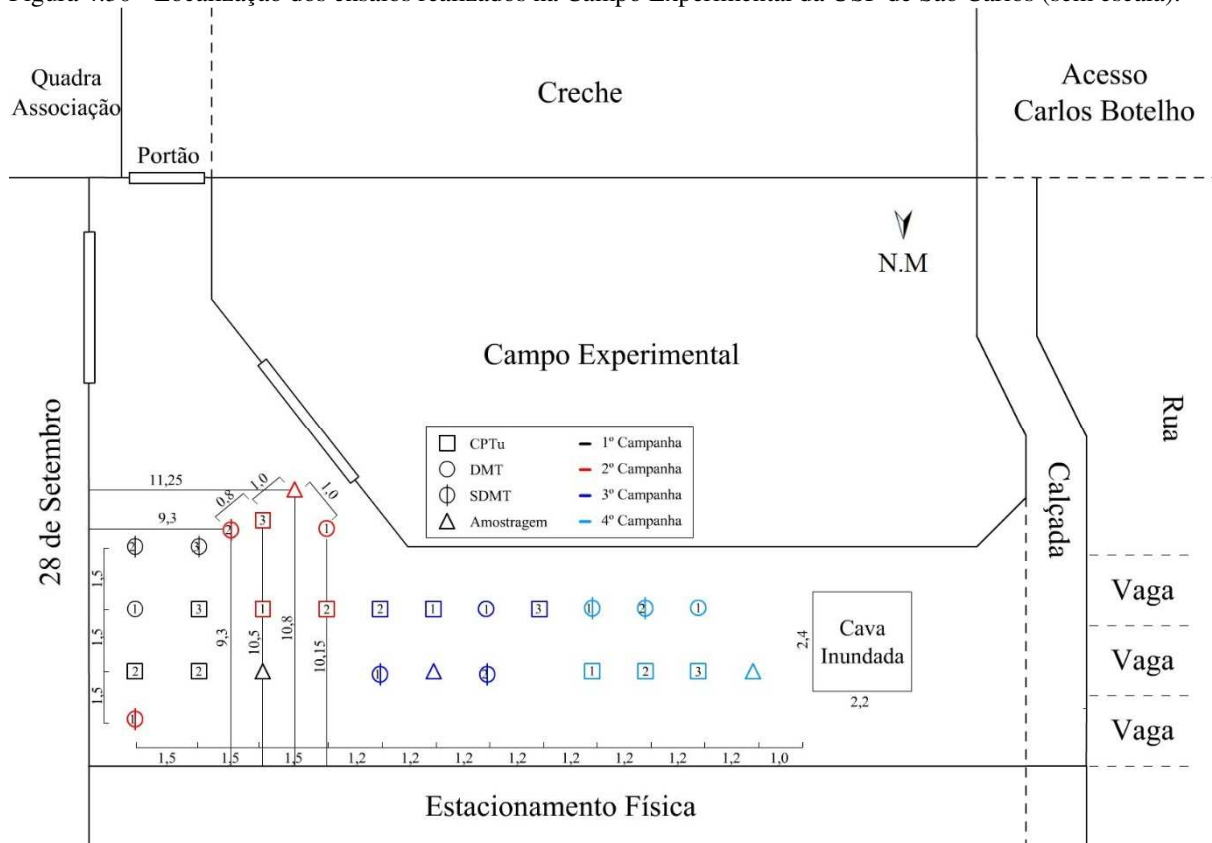
α (kPa^{-1})	m	n	w_r (%)	w_s (%)	R^2
0,7652	0,5124	1,1255	12,25	33,00	0,943

Fonte: adaptado de Machado (1998).

4.2.2. Ensaios CPTu e SDMT

Quatro campanhas de ensaios de campo foram realizadas no campo experimental da USP de São Carlos. Em cada umas destas campanhas foram feitos três ensaios CPTu, dois ensaios SDMT, um ensaio DMT e uma amostragem de solo. Importante ressaltar que, na última campanha (Outubro 2017), além desses ensaios, um ensaio SDMT e dois CPTu e um ensaio SPT foram realizados no interior da cava inundada, já descrita no item 3.3.6. Na Figura 4.30 tem-se a localização dos ensaios de campo realizados nas quatro campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.

Figura 4.30 - Localização dos ensaios realizados na Campo Experimental da USP de São Carlos (sem escala).



Fonte: próprio autor.

Tais campanhas foram realizadas, respectivamente, nos meses de Março/2016, Outubro/2016, Abril/2017 e Outubro/2017. A Figura 4.31 e Figura 4.32 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Março/2016. A Figura 4.33 e Figura 4.34 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Outubro/2016. A Figura 4.35 e Figura 4.36 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios CPTu e SDMT realizados na campanha de Abril/2017. A Figura 4.37 e Figura 4.38 apresentam respectivamente os resultados de ensaios CPTu realizados em condição natural e em cava inundada na campanha de Outubro/2017. Já a Figura 4.39 e Figura 4.40 apresentam respectivamente, os resultados dos SDMT realizados em condição natural e inundada na campanha de Outubro/2017. A Tabela 4.9 apresenta um resumo dos ensaios de campo realizados no campo experimental da USP de São Carlos.

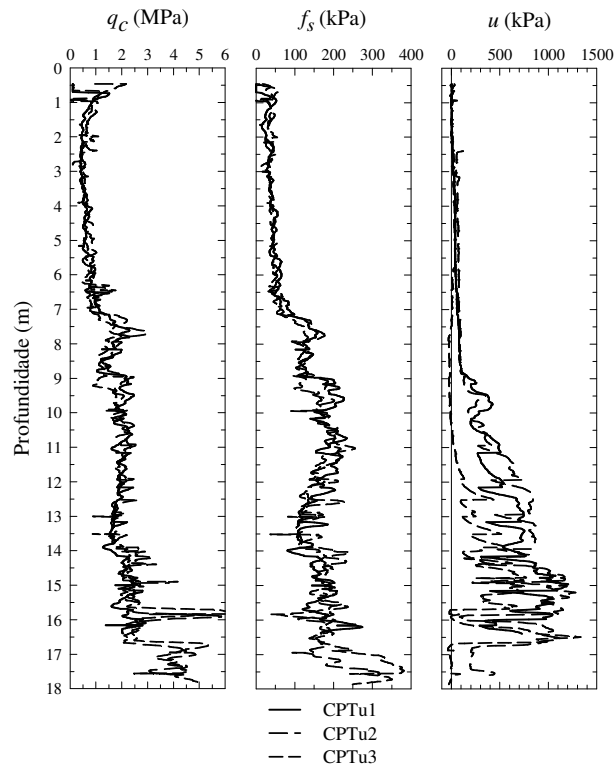
Tabela 4.9. Ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos

Campanha	CPT	DMT	SDMT	Amostragem de solo	Ponteira Sísmica
Março/2016	3	2	1	1	1
Outubro/2016	3	2	1	1	1
Abril/2017	3	2	1	1	1
Outubro/2017	3	2	1	1	-

*local 1: área arborizada; local 2: área aberta.

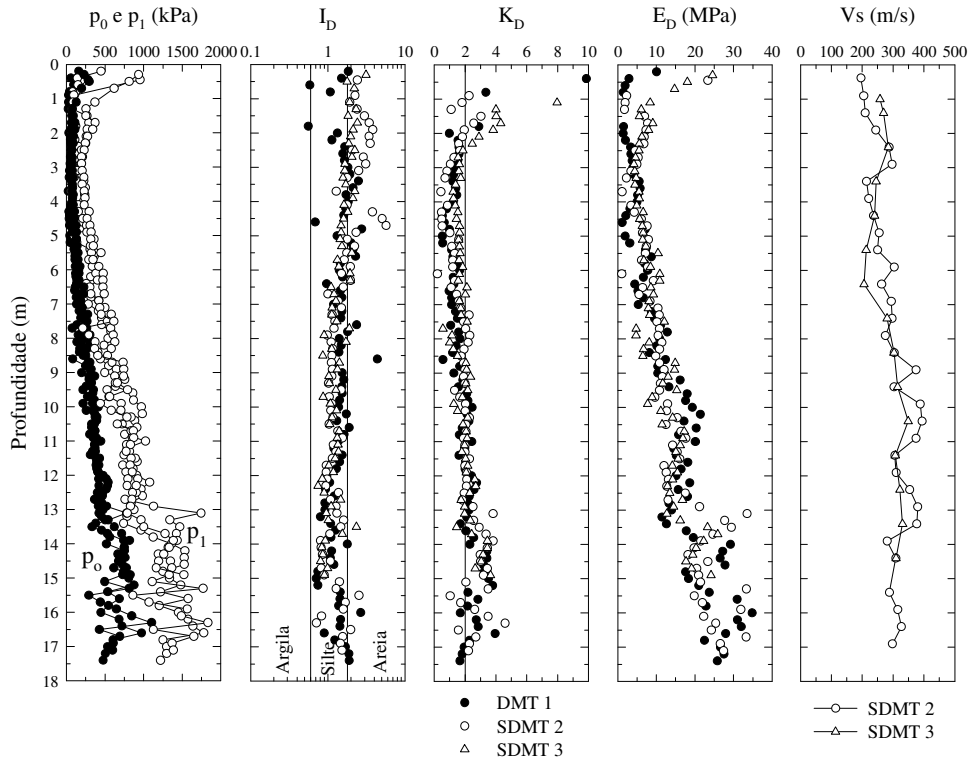
Fonte: próprio autor.

Figura 4.31 - Resultados de ensaios CPTu realizados na primeira campanha (Março/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.



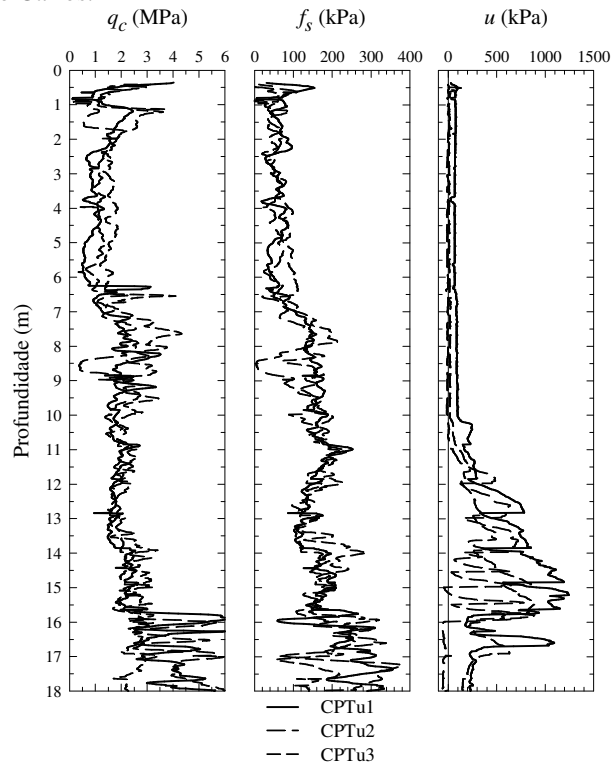
Fonte: próprio autor.

Figura 4.32 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na primeira campanha de campo (Março/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.



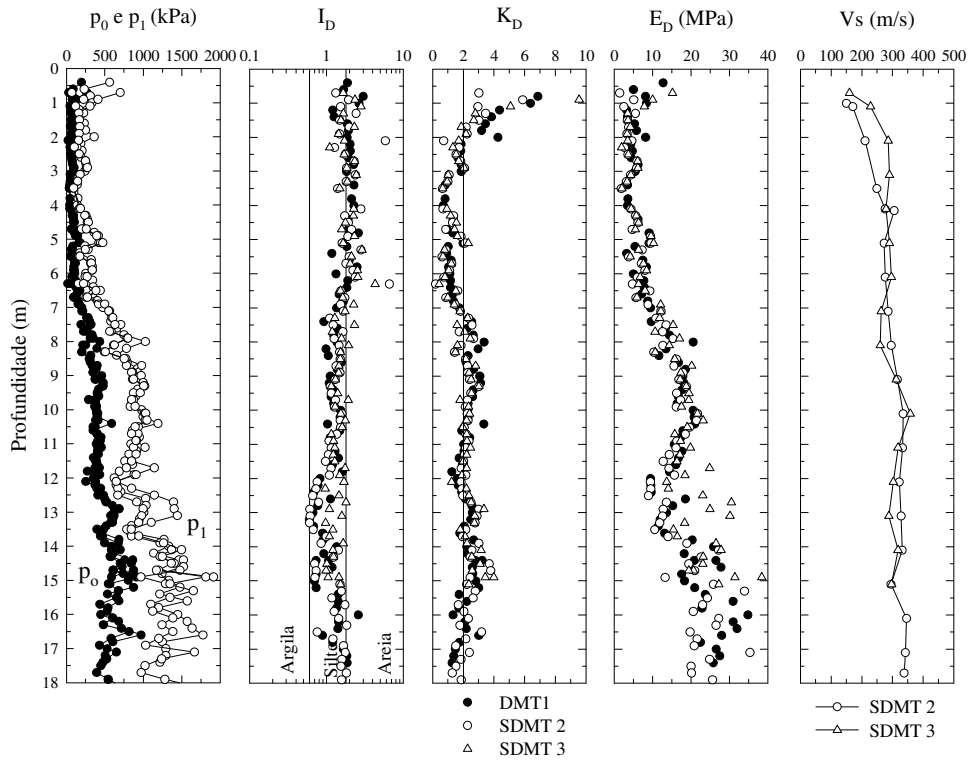
Fonte: próprio autor.

Figura 4.33 - Resultados de ensaios CPTu realizados na segunda campanha (Outubro/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.



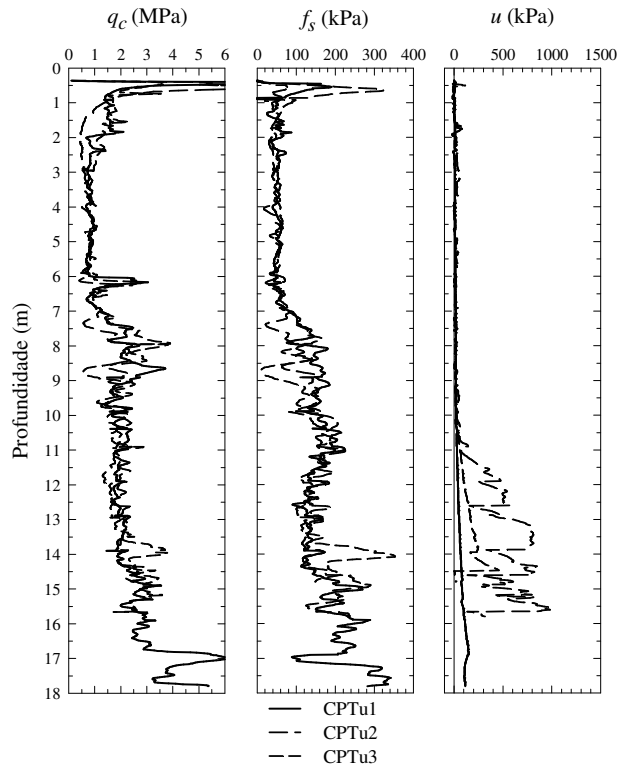
Fonte: próprio autor.

Figura 4.34 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na segunda campanha de campo (Outubro/2016) no campo experimental da USP de São Carlos.



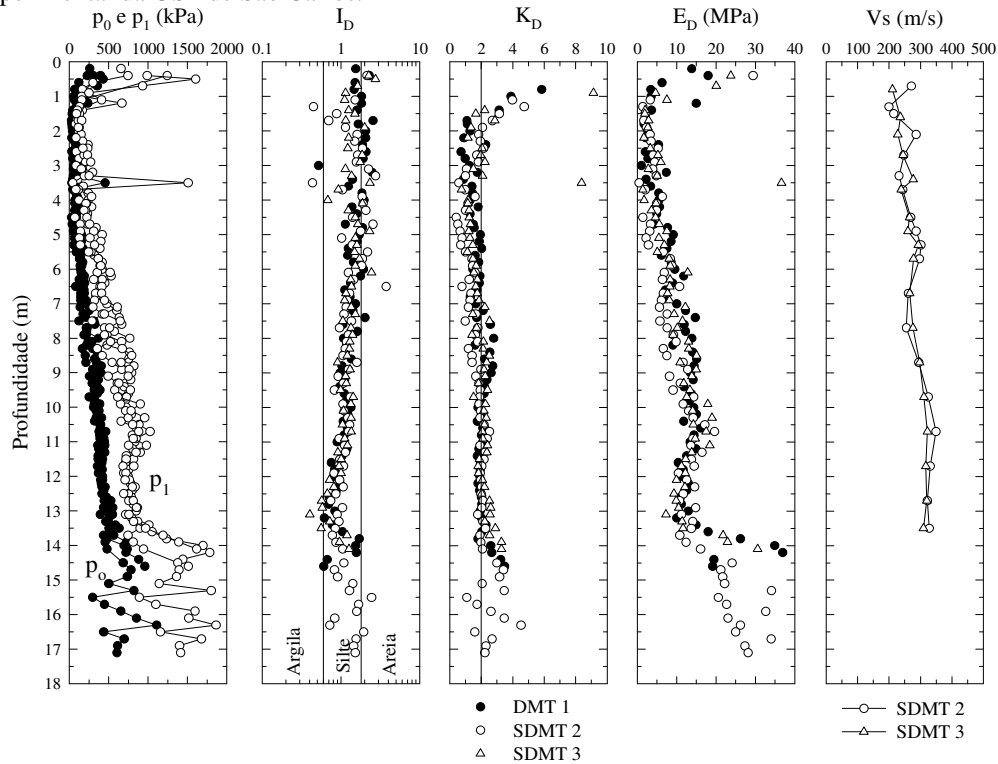
Fonte: próprio autor.

Figura 4.35 - Resultados de ensaios CPTu realizados na terceira campanha (Abril/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.



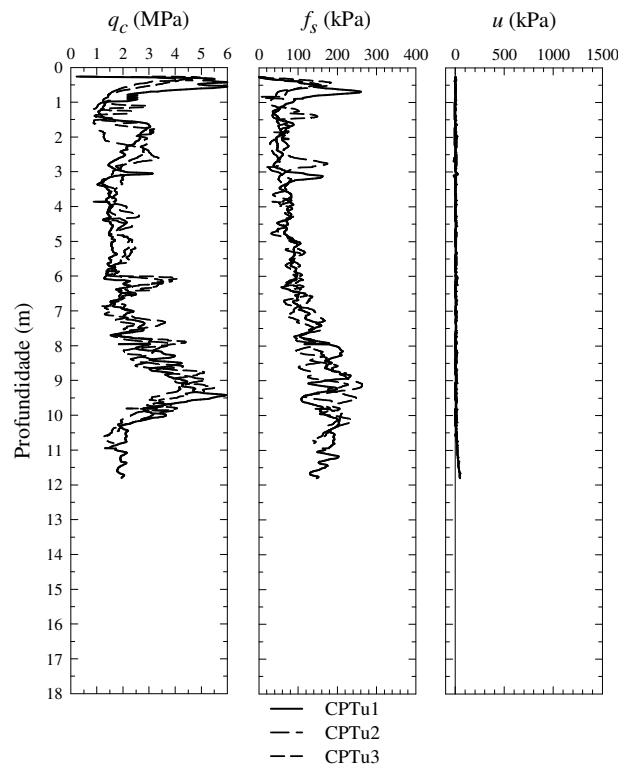
Fonte: próprio autor.

Figura 4.36 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na terceira campanha de campo (Abril/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.



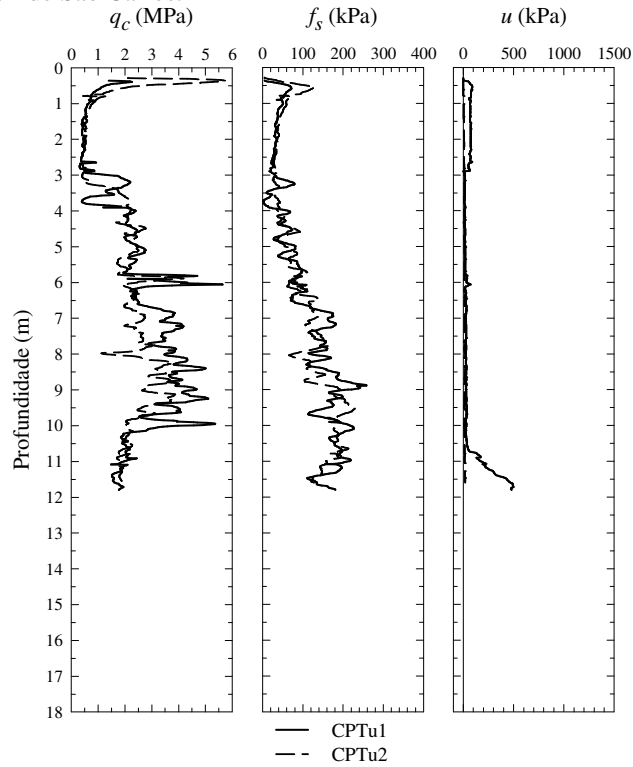
Fonte: próprio autor.

Figura 4.37 - Resultados de ensaios CPTu realizados na quarta campanha (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.



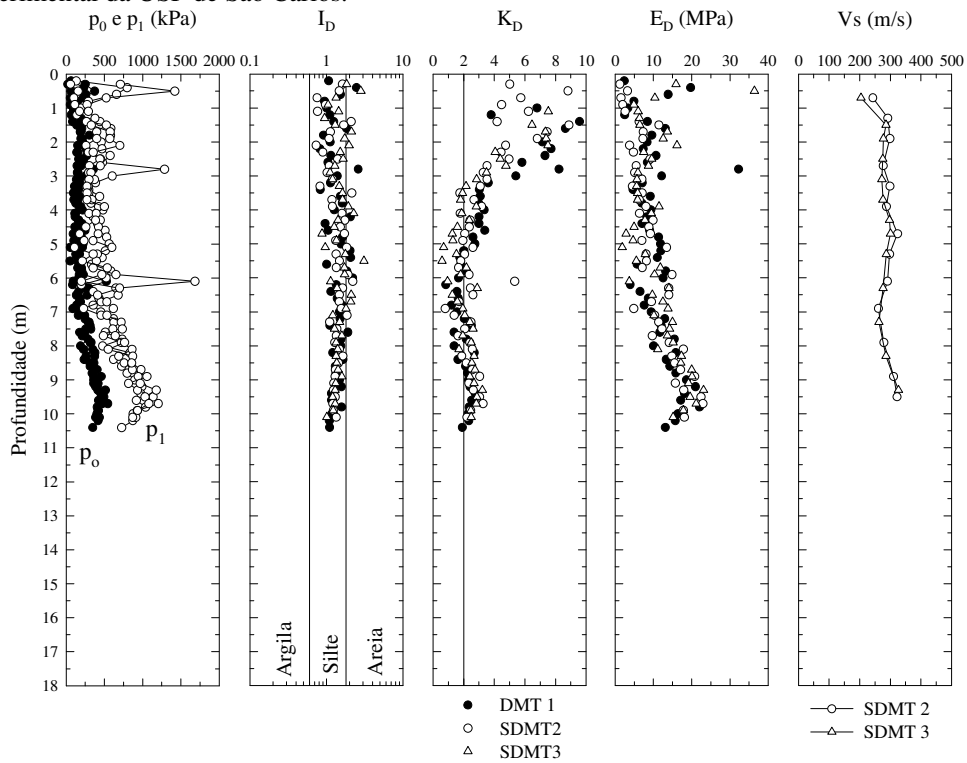
Fonte: próprio autor.

Figura 4.38 - Resultados de ensaios CPTu realizados na quarta campanha em cava inundada (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.



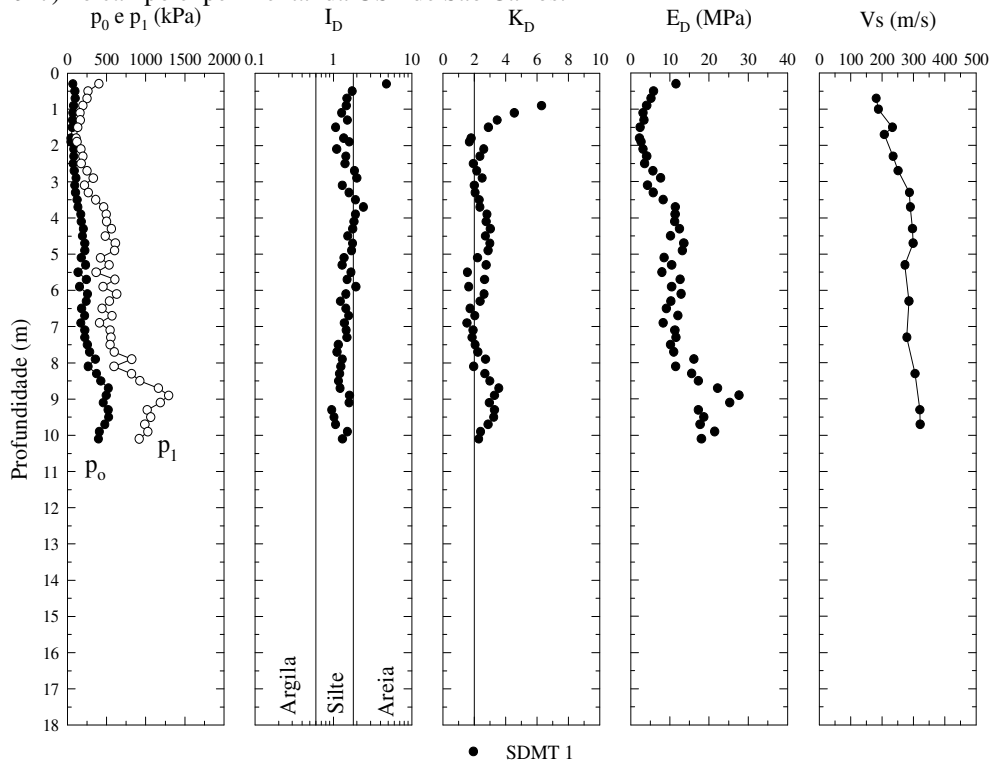
Autor: Próprio autor.

Figura 4.39 - Resultados dos ensaios SDMT e DMT realizados na quarta campanha de campo (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

Figura 4.40 - Resultado do ensaio SDMT realizado em cava inundada durante a quarta campanha de campo (Outubro/2017) no campo experimental da USP de São Carlos.

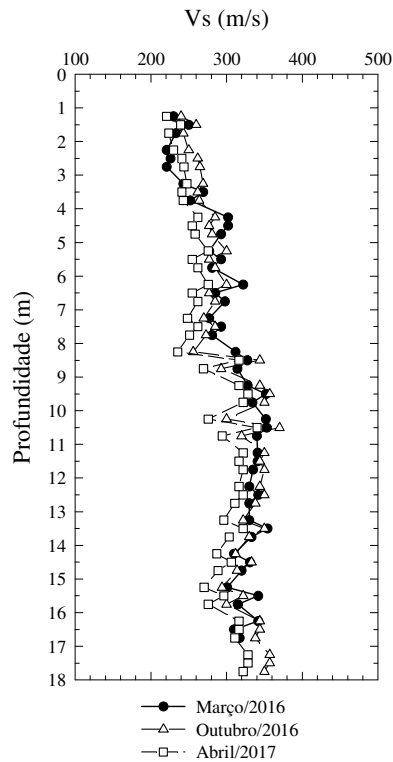


Fonte: próprio autor.

4.2.3. Ponteira sísmica

No campo experimental da USP de São Carlos foram realizados três ensaios *downhole* com a ponteira sísmica. Estes ensaios foram realizados nas campanhas de Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017. Os ensaios foram realizados no mesmo furo de um dos ensaios CPTu realizados. A Figura 4.41 apresenta os perfis de V_s determinados nos três ensaios realizados.

Figura 4.41 - Perfis de Vs determinados para as três campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.

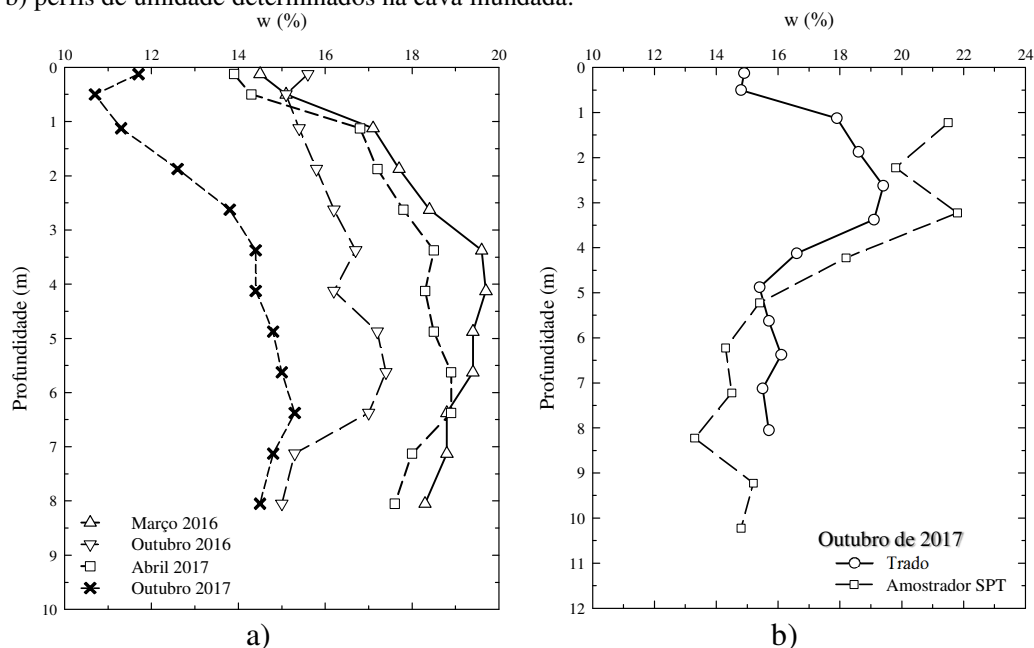


Fonte: próprio autor.

4.2.4. Perfis de umidade e monitoramento climático

A Figura 4.42 .a apresenta os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos. É possível observar que o perfil medido na campanha de Outubro de 2017 apresenta perfis de teor de umidade mais baixos, e conseqüentemente, os perfis com os maiores valores de sucção no solo. A Figura 4.42 mostra os perfis de umidade medidos em cava inundada (Outubro de 2017). Esses perfis foram determinados pelo processo de amostragem de solo empregando o trado helicoidal já descrito no item 3.3.4 desse trabalho, bem como por amostras coletadas em um ensaio SPT realizado na cava.

Figura 4.42 - a) Perfis de umidade determinados nas quatro campanhas realizadas para a condição de umidade natural; b) perfis de umidade determinados na cava inundada.

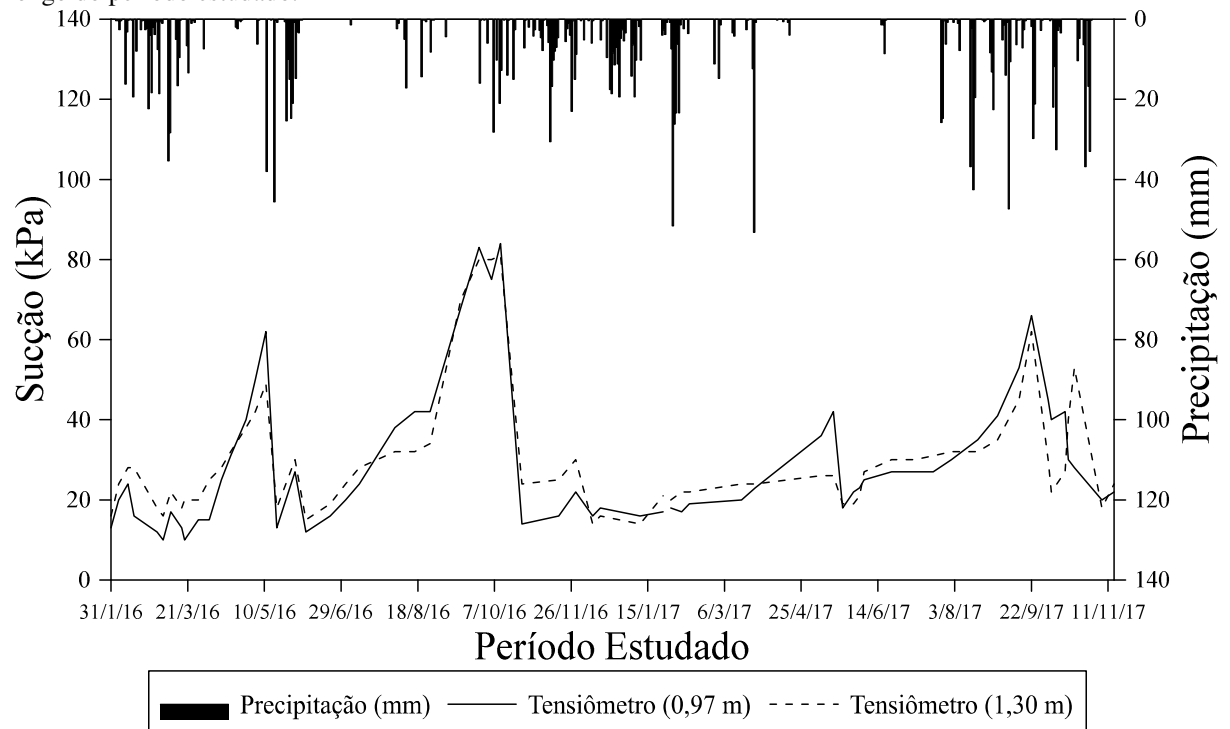


Fonte: próprio autor.

Além dos perfis de umidade, o monitoramento da precipitação e de valores de sucção também foi realizado. Informações de pluviômetro localizado no bairro Cidade Jardim na cidade de São Carlos, disponíveis no site da CEMADEM (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais) e dados de sucção medidos por meio de tensiômetros instalados a 0,9 e 1,3 m de profundidade, por Moraes (2019) foram utilizados, e estão apresentados na Figura 4.43. Observa-se, nesta figura, que a sucção do solo diminui à medida que a precipitação aumenta, o que indica a influência das variações climáticas no comportamento mecânico do solo, principalmente no horizonte mais superficial do perfil de solo.

A interpretação dos perfis de umidade (Figura 4.42) e dos dados climáticos disponíveis (Figura 4.43) permitiu que as campanhas realizadas em Março/2016 e Abril/2017 foram agrupadas em campanhas referentes aos meses úmidos, enquanto as campanhas realizadas em Outubro/2016 e Outubro/2017 foram consideradas como sendo representativas dos meses secos, permitindo assim, que se fizesse uma avaliação da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios de campo.

Figura 4.43 - Valores de sucção e de precipitação determinados no campo experimental da USP de São Carlos ao longo do período estudado.



Fonte: adaptado de CEMADEM e Moraes (2019).

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A caracterização geotécnica dos solos não saturados estudados por meio de ensaios CPTu, DMT e sísmicos (*downhole*) foi realizada e será apresentada e discutida nos itens 5 (Análise dos Resultados) e 6 (Ensaio Sísmico).

No item 5 será feita a avaliação da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT e DMT, para os dois campos experimentais estudados. Após a avaliação do efeito da condição não saturada nos resultados dos ensaios CPTu e DMT, o mesmo foi incorporado na interpretação dos resultados dos ensaios, por meio da abordagem de tensões efetivas proposta por Bishop (1959). Para isso, os perfis de umidade, em conjunto com as curvas de retenção média de água no solo, foram empregados para definir os valores do parâmetro χ em cada campo experimental. Este parâmetro foi definido, seguindo as propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e Robertson et al. (2017).

No item 6, os ensaios sísmicos *downhole* realizados em ambos os campos experimentais foram interpretados a fim de avaliar o comportamento não convencional desses solos. O efeito da condição não saturada nos ensaios sísmicos foi observado apenas para o campo experimental da USP de São Carlos. O uso das relações entre parâmetros determinados para médias e grandes deformações (q_c , K_D e E_D) com os determinados a pequenas deformações (G_0) foi empregado para a avaliação do comportamento não convencional desses solos. A presença de microestrutura (cimentação e envelhecimento), característico dos solos tropicais estudados, foi avaliada comparando valores de V_s estimados pelos ensaios CPTu e DMT com os medidos através da técnica *downhole*. Uma discrepância elevada entre esses valores medidos e estimados foi observada o que confirmou a presença de microestrutura nesses solos.

5.2. VARIABILIDADE SAZONAL

5.2.1. Unesp de Bauru

5.2.1.1. Local 1 (área arborizada)

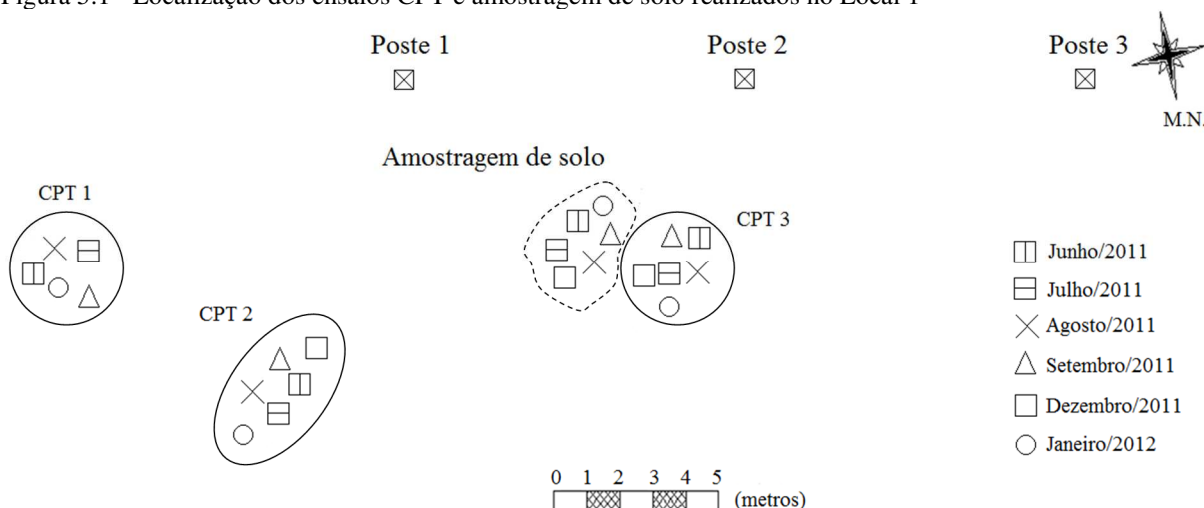
5.2.1.1.1. CPT

Tendo em vista as peculiaridades dos solos não saturados e a importância do estudo da variabilidade sazonal nos resultados de ensaios de campo, campanhas de ensaios CPT previamente realizadas no campo experimental da Unesp de Bauru, denominada nessa pesquisa como Local 1, foram reinterpretadas considerando aspectos relacionados a condição não saturada do solo.

Em cada uma das campanhas de ensaios foram realizados três ensaios CPT e uma amostragem de solo. Estas campanhas foram realizadas nos meses de Junho, Julho, Agosto, Setembro e Dezembro de 2011 e Janeiro de 2012. A Figura 5.1 apresenta a localização dos ensaios CPT e das amostragens de solo realizadas no Local 1.

Nesse local ocorre uma areia fina argilosa, de comportamento laterítico, não saturada, de baixa plasticidade, de origem coluvionar, com alta porosidade. Sua granulometria é relativamente uniforme ao longo do perfil.

Figura 5.1 - Localização dos ensaios CPT e amostragem de solo realizados no Local 1



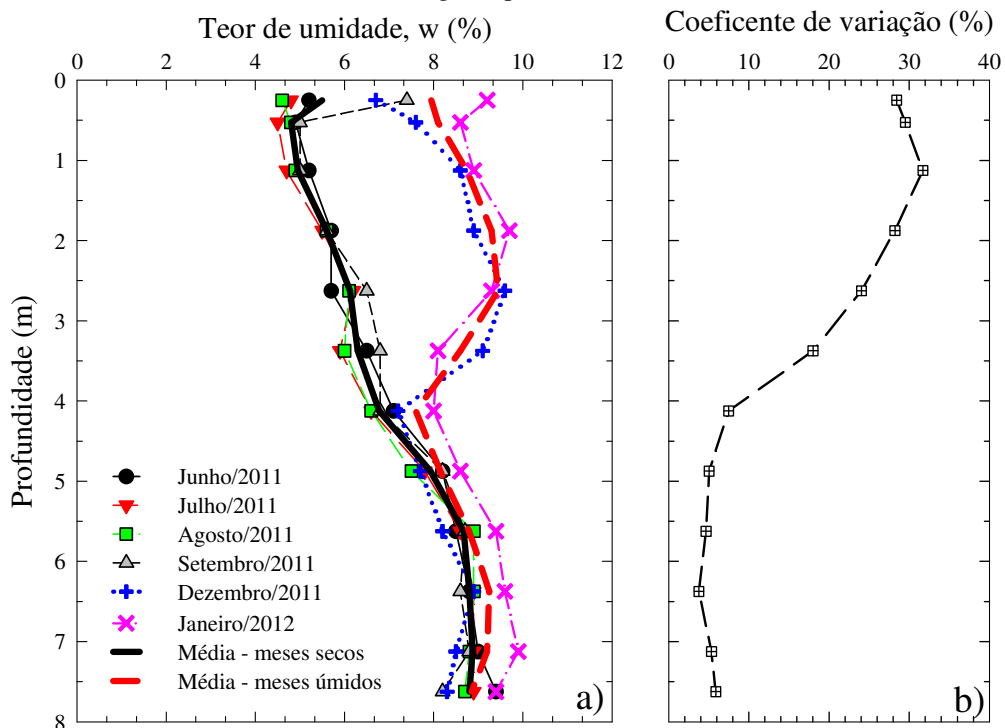
Fonte: próprio autor.

A Figura 5.2 apresenta os perfis de umidade determinados nas seis campanhas realizadas. Nela observa-se que ocorre uma maior variação nos teores de umidade no horizonte mais superficial, uma vez que esse horizonte está em contato mais ativo com a atmosfera, sofrendo intensivamente os efeitos de infiltração e evaporação da água. A partir da determinação do coeficiente de variação (COV), verifica-se que a umidade tem maior variação até os 4 metros de profundidade ($COV > 10\%$). Através dos perfis de umidade e das informações de precipitação durante o período de tempo estudado, as campanhas realizadas em Junho, Julho, Agosto e Setembro de 2011, foram agrupadas como representativas de meses secos, e as campanhas de Dezembro de 2011 e Janeiro de 2012 como representativas de meses úmidos.

Como a variação da umidade foi maior para os quatro primeiros metros do perfil do terreno, os resultados de CPT realizados foram reinterpretados até de 8,0 m de profundidade.

Tais campanhas foram reinterpretadas a fim de avaliar a influência da condição não saturada nos perfis de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). Perfis médios de q_c e f_s foram analisados considerando os perfis de umidade e as informações da curva de retenção de água média (Figura 4.5) assumida como representativa desse local.

Figura 5.2 - a) Perfis de umidade vs profundidade determinadas ao longo de junho/2011 a janeiro/2012; b) Coeficiente de variação do teor de umidade ao longo do perfil do solo.



Fonte: próprio autor.

A variabilidade geotécnica é um atributo complexo, a qual resulta de muitas fontes de incertezas. As principais fontes de incertezas geotécnicas são a variabilidade inerente (espacial) e o erro de medição. Ensaio CPT tem como característica importante a pouca interferência do operador, e conseqüentemente, é comum se ter poucos erros de medição. A variabilidade inerente do solo é estudada como um campo aleatório, que pode ser descrito de forma concisa pelo coeficiente de variação (COV) e escala de flutuação.

Phoon e Kulhawy (1999), apresentaram um estudo sobre a variabilidade espacial de q_c e f_s , interpretando um vasto banco de dados e empregando o coeficiente de variação. Estes autores observaram que q_c apresenta um COV médio de 38%, e um intervalo de variação de 10 a 81%.

Nesta pesquisa, um perfil de solo será considerado homogêneo para valores de COV inferiores a 30%.

Os valores de COV para as seis campanhas analisadas foram sempre inferiores a 30%, e ainda inferior a 10% abaixo de cerca de 4,0 m de profundidade. Deste modo, as maiores variações observadas até 4,0 m nos perfis médios de q_c e f_s foram atribuídas a influência da condição não saturada.

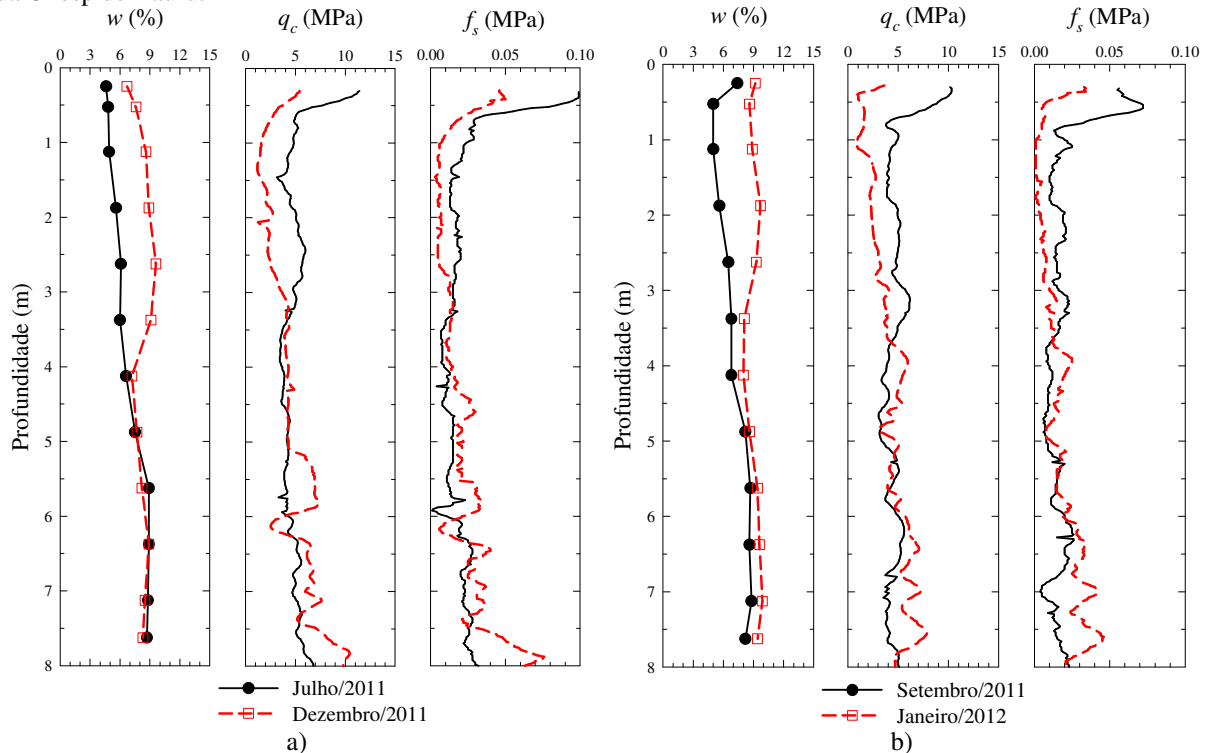
As diferenças nos perfis de q_c , f_s e w entre os meses secos e úmidos podem ser visualizados na Figura 5.3. Nesta figura, quatro ensaios CPTs típicos e quatro perfis de umidade são apresentados, dois ensaios realizados em meses úmidos (Dezembro/2011 e Janeiro/2011) e dois em meses secos (Julho/2011 e Setembro/2011).

Em ambos os casos (Figura 5.3.a e Figura 5.3.b), até 4,0 m de profundidade (m), onde os teores de umidades são muito diferentes, a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) são maiores nos meses secos do que nos meses úmidos. Importante destacar que os perfis de q_c e de f_s das campanhas de Julho/2011 e Setembro/2011 foram determinados sempre com teores de umidade inferiores a 6% a 7%. Já, as campanhas de Dezembro/2011 e Janeiro/2012 foram realizadas com teores de umidades superiores a 6% a 7%.

O teor de umidade médio, bem como os perfis de q_c e f_s médios para todos os ensaios realizados são apresentados na Figura 5.4, para uma melhor visualização e avaliação do efeito condição não saturada nos resultados de ensaios CPT.

A Figura 5.4 mostra que os perfis médios de q_c e f_s são diferentes para os meses secos e úmidos, até aproximadamente 4,0 m de profundidade, pela influência da sucção nos resultados de ensaios CPT. É interessante notar na Figura 5.2 que a variação do teor de umidade (e consequentemente na sucção do solo) foi significativo durante o período investigado até cerca de 4,0 m de profundidade, enquanto não se observou mudanças em outras propriedades físicas do solo, tais como: distribuição granulométrica, massa específica seca, e índice de vazios.

Figura 5.3 - Perfis de CPT e teor de umidade para os meses úmidos e secos para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.



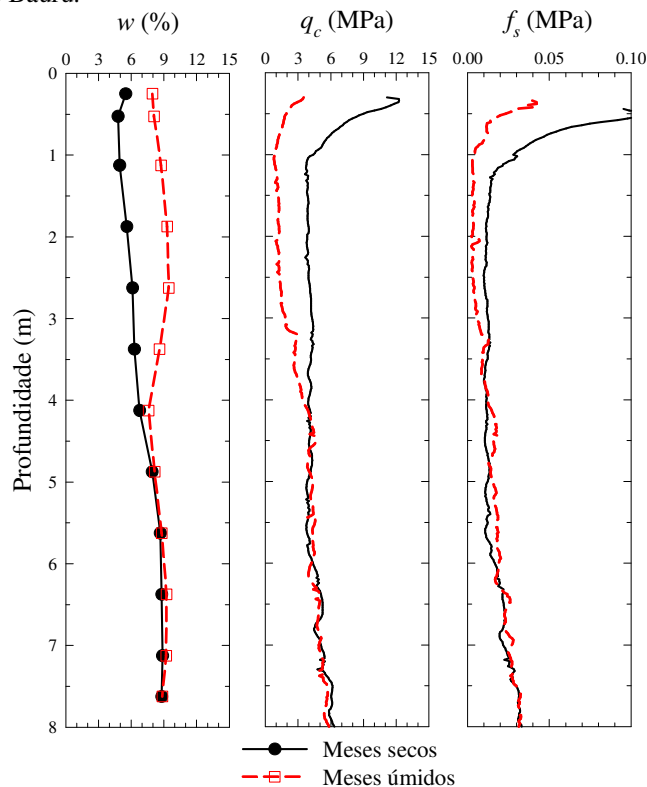
Fonte: próprio autor.

A Figura 5.4 também mostra que os perfis médios de q_c e f_s abaixo de 4,0 m de profundidade são muito semelhantes para os meses secos e úmidos, pois se tem uma variação no teor de umidade foi muito menor.

A partir da constatação da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT, os ensaios de laboratório previamente realizados neste campo experimental por Fernandes (2016) e Saab (2016) foram reinterpretados com o intuito de se melhor compreender tal influência.

Como já foi previamente mencionado os resultados dos ensaios de curva de retenção, triaxiais e edométricos com sucção controlada foram realizados em amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.

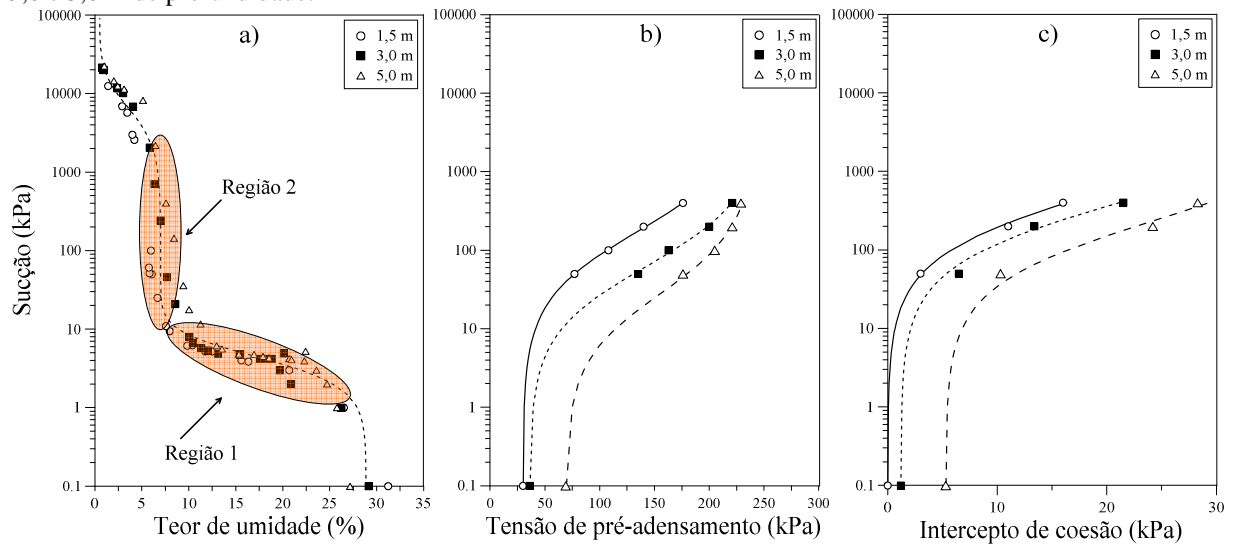
Figura 5.4 - Valores de teor de umidade, q_c e f_s médios para os meses secos e úmidos para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.5 apresenta uma síntese dos principais resultados dos ensaios de laboratório. A *SWRC* média desse solo (Figura 5.5.a) é caracterizada por um trecho de dessaturação de macroestrutura íngreme, isto é, uma pequena variação de sucção (de 1 a 10 kPa), provoca uma grande variação de umidade (Região 1). Já, no trecho de dessaturação da microestrutura, uma pequena variação no teor de umidade causa em uma grande variação da sucção (Região 2). Segundo Mitchell (1976), a microestrutura é a associação de partículas elementares dentro dos agregados do solo, enquanto a macroestrutura é o arranjo desses agregados. Pode-se também notar que os valores de intercepto de coesão (c) e tensão de pré-adensamento (σ'_p) foram pouco afetados para baixos valores de sucção (menores do que 10 kPa), o que corresponde a teores de umidade superiores a 6% a 7 (Região 1 da *SWRC* média). Já, na Região 2 da *SWRC* média, os valores de c e σ'_p sofreram grande influência da sucção (valores maiores do que 10 kPa) e com teores de umidade inferiores a 6% a 7%. A síntese dos dados apresentados na Figura 5.5 demonstra a influência significativa da sucção na variabilidade dos parâmetros geotécnicos quando se está na Região 2, uma vez que para uma pequena variação do teor de umidade, acarreta uma grande variação na sucção do solo.

Figura 5.5 - a) SWRC média, b) tensão de pré-adensamento, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade.



Fonte: adaptado de Fernandes (2016) e Saab (2016).

Efeito da condição não saturada na interpretação de ensaios CPT também foi avaliado para a definição do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros geotécnicos. Para isso, os perfis médios apresentados na Figura 5.4 foram utilizados.

Observa-se que, de fato, a influência da condição não saturada é mais significativa nos primeiros 4 metros do perfil de solo. Deste modo, a classificação do solo por meio do ábaco proposto por Robertson (2009) e Robertson (2016) foi realizada apenas para os dados obtidos até essa profundidade. Já, para a estimativa de parâmetros geotécnicos, algumas correlações serão adotadas para estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

Para a estimativa do ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ') há várias abordagens empíricas e semi-empíricas disponíveis, quase sempre baseadas em resultados de ensaios realizados em câmaras de calibração. Nesta pesquisa, a seguinte correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990) foi empregada para a estimativa de ϕ' :

$$\phi' = 17,6 + 11 * \log(Q_{tn}) \quad (5.1)$$

Os resultados de ensaios CPT podem ser utilizados, para estimativa de parâmetros de deformabilidade, como os Módulos Confinado (M_{eod}) e de Deformabilidade do solo (E). Entretanto, estas correlações são sensíveis ao histórico de tensões, envelhecimento e

mineralogia da areia (Schnaid, 2009). A equação 5.2 (Robertson 2009) será empregada para a estimativa de M_{eod} e a equação 5.3 (Robertson 2009) será a empregada para a estimativa de E :

$$M_{CPT} = \alpha_M(q_t - \sigma_{vo}) \quad (5.2)$$

onde:

Para $I_c > 2,2$, $\alpha_M = Q_m$ quando $Q_m < 14$ ou $\alpha_M = 14$, quando $Q_m > 14$.

Para $I_c < 2,2$, $\alpha_M = 0,03 * [10^{(0,55I_c+1,68)}]$.

$$E = \alpha_E(q_t - \sigma_{vo}) \quad (5.3)$$

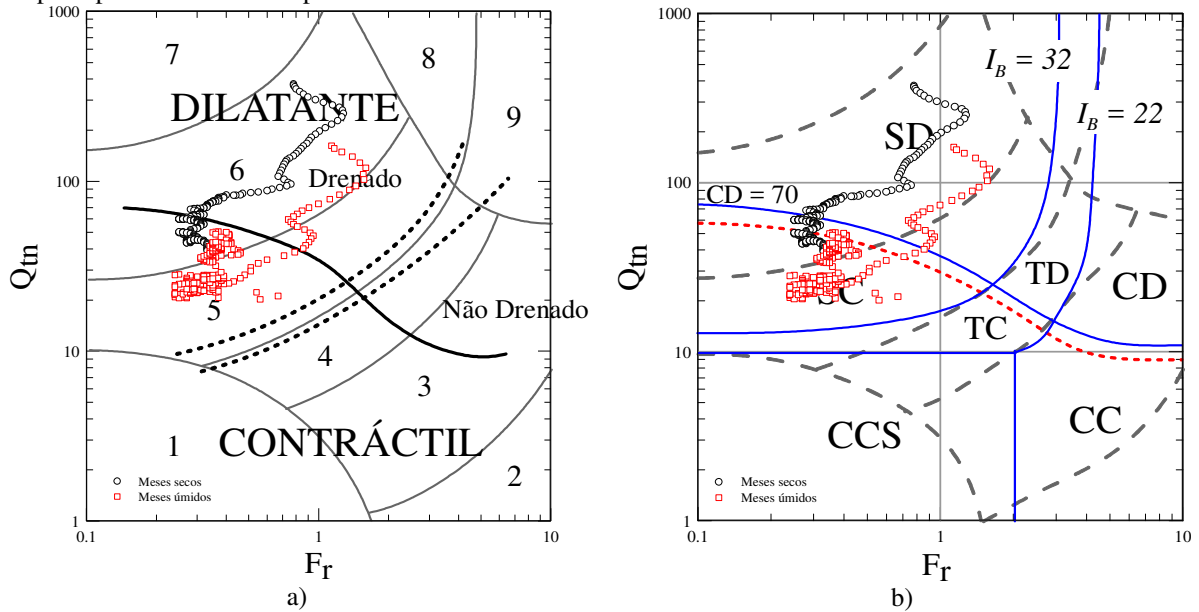
onde, $\alpha_E = 0,015 * [10^{(0,55I_c+1,68)}]$.

A classificação do solo por meio dos ábacos propostos por Robertson (2009) e Robertson (2016) é apresentada na Figura 5.6. Observa-se pelo ábaco proposto por Robertson (2009) (Figura 5.6.a) que o solo apresenta comportamento predominante de areia, o que está de acordo com a textura desse solo. Entretanto, nos meses úmidos este solo é classificado como misturas de areia (areia siltosa a silte arenoso), e nos meses secos, é classificado Areias (areias limpas a areia siltosa). Além disso, observa-se nesse ábaco a mudança no comportamento do solo devido ao efeito da sucção. Nos meses úmidos, o solo tem comportamento predominantemente contrátil após ruptura, enquanto que para os meses secos, tem-se a tendência de comportamento dilatante.

No ábaco proposto por Robertson (2016) (Figura 5.6.b), o solo estudado é classificado como um material com comportamento de areia para ambas as condições, entretanto, para os meses secos, ele apresenta comportamento dilatante e para os meses úmidos ele apresenta um comportamento contrátil.

Considerando o fato de que os ensaios foram realizados praticamente no mesmo local, a fim de minimizar a variabilidade espacial, pode-se considerar que a variabilidade observada é devido ao fato sazonal.

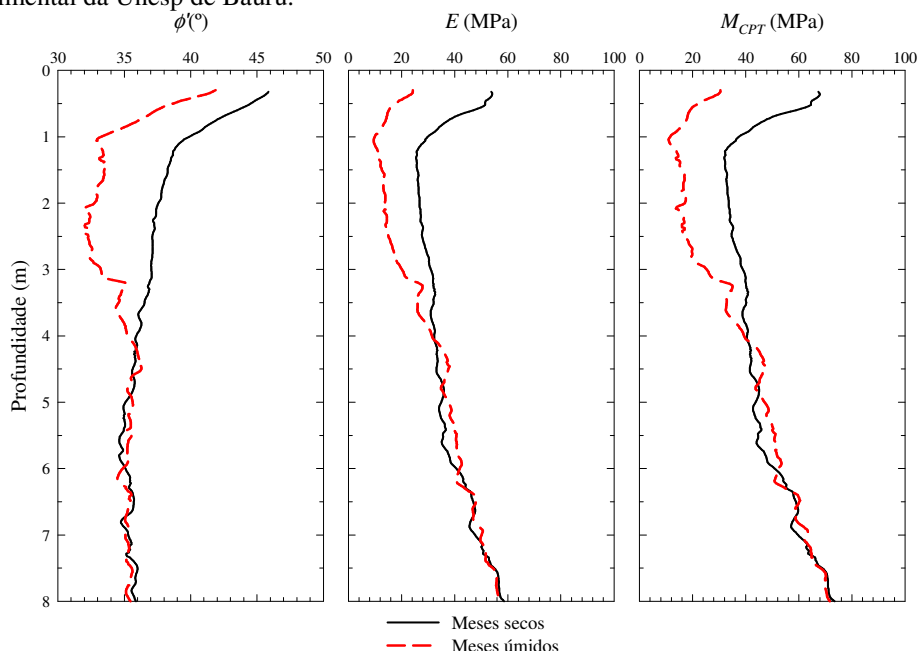
Figura 5.6 - Comportamento do solo com base em dados médios de CPT para os meses secos e úmidos para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: adaptado de Robertson (2009) e Robertson (2016).

A Figura 5.7 apresenta a estimativa de parâmetros mecânicos por meio das correlações já descritas. Verifica-se que o sucesso de tal estimativa está diretamente relacionada a variabilidade sazonal (efeito da sucção), uma vez que os parâmetros determinados a partir dos ensaios CPT são maiores para a época seca do que para a época úmida, até aproximadamente 4 m de profundidade. Neste sentido, considera-se que seria conveniente normalizar a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) devido ao efeito da sucção no solo, com o intuito de se poder avaliar corretamente o comportamento do solo, tanto para sua classificação, quanto para a estimativa de parâmetros geotécnicos.

Figura 5.7 - Estimativa de parâmetros mecânicos para valores médios de q_c e f_s na condição seca e úmida para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

5.2.1.1.2. DMT

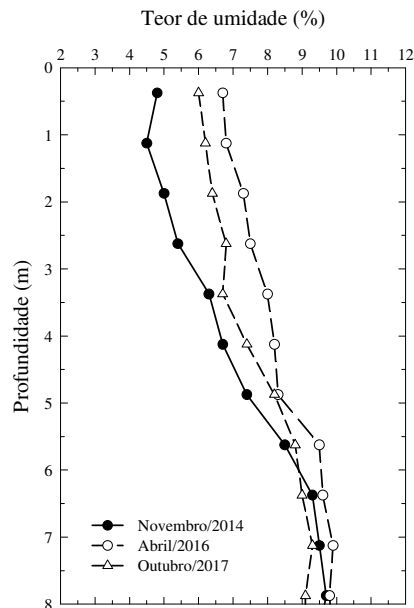
No Local 1, três campanhas de ensaios DMT foram realizadas, respectivamente em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017. Na campanha de Novembro/2014 foram realizados dois ensaios DMT e uma amostragem de solo. Na campanha de Abril/2016, três ensaios DMT e amostragem de solo foram realizados. Já em Outubro/2017, a campanha de ensaios consistiu da realização de dois ensaios DMT e uma amostragem de solo.

Na Figura 5.8 são apresentados os perfis de umidade determinados nas três campanhas analisadas. Valores médios de p_o , p_l , I_D , K_D e E_D foram adotados devido a análise da variabilidade espacial, por meio do coeficiente de variação, segundo os preceitos de Phoon e Kulhawy (1999), apresentarem valores de COV inferiores a 30%. Os valores de I_D , K_D e E_D foram calculados a partir das correlações clássicas propostas por Marchetti (1980). De maneira semelhante as campanhas de ensaios CPT realizados neste local, os ensaios DMT foram interpretados em conjunto com os perfis de umidade e com a curva de retenção de água média (Figura 4.5).

A Figura 5.9 demonstra que os perfis médios de I_D , K_D e E_D são discrepantes para as três campanhas, até aproximadamente 5,0 m de profundidade, enfatizando a influência da umidade e deste modo da sucção nos resultados de ensaios DMT.

Os perfis de umidade das campanhas de Novembro/2014 e Outubro/2017 apresentam valores inferiores a 7,0 % até 5,0 m de profundidade, sendo locados na Região 2 da Figura 5.5, onde para uma pequena variação de umidade ocorre uma grande variação da sucção. Para campanha de Abril/2016, o perfil de umidade apresenta valores de umidade superiores aos medidos nas outras duas campanhas, corroborando o efeito da condição não saturada nos valores de p_0 , p_1 , I_D , K_D e E_D .

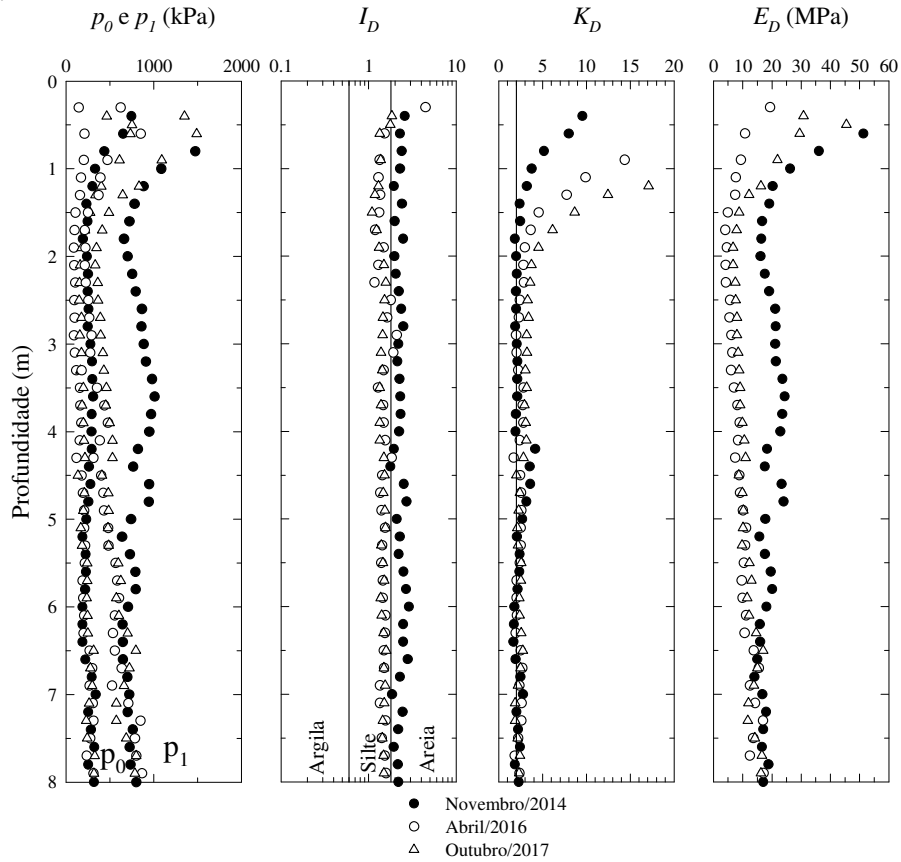
Figura 5.8 - Perfis de umidade determinados nas campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.



Fonte: próprio autor.

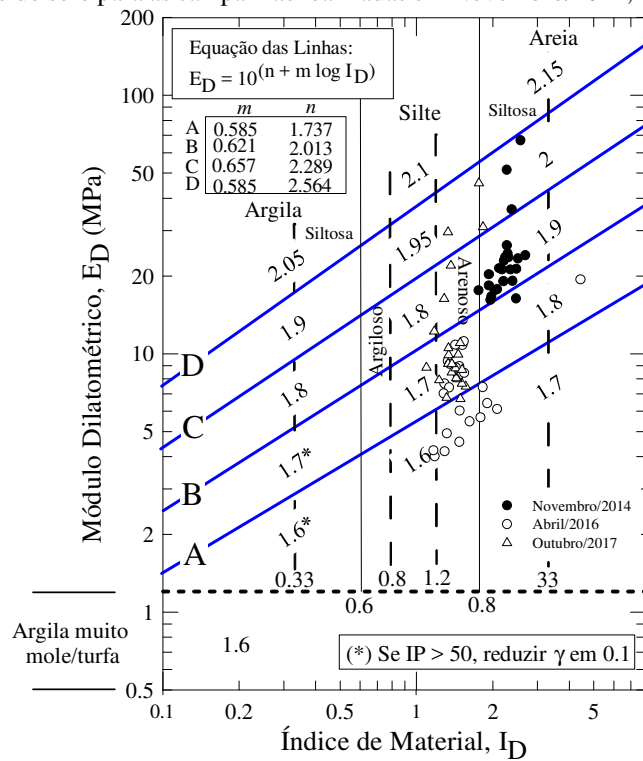
Dos resultados médios dos ensaios DMT, foi realizada a classificação do solo por meio do ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981), para a camada de solo influenciada pela condição não saturada, ou seja, acima de 5,0 m de profundidade (Figura 5.10).

Figura 5.9 - Perfis médios de p_o , p_1 , I_D , K_D e E_D para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.



Fonte: próprio autor.

Figura 5.10 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017.



Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps (1981).

A partir da Figura 5.10, verifica-se que o perfil de solo foi classificado pela campanha de Novembro/2014 como uma areia siltosa e pelas campanhas de Abril/2016 e Outubro/2017 como um silte arenoso. As diferenças observadas segundo essa classificação para os ensaios realizados em épocas diferentes podem ser devido a influência da condição não saturada nos valores de p_o e p_l , e conseqüentemente nos valores dos parâmetros intermediários. Ao se avaliar os perfis de umidade, e conseqüentemente o de sucção, nas duas campanhas realizadas, observa-se elevados valores de sucção até aproximadamente 5 m de profundidade na campanha de Novembro/2014. Este comportamento também é observado nos perfis de K_D e E_D . Neste sentido, é necessário conhecer o perfil de sucção para uma interpretação mais adequada de ensaios *in situ* realizados em solos na condição não saturada.

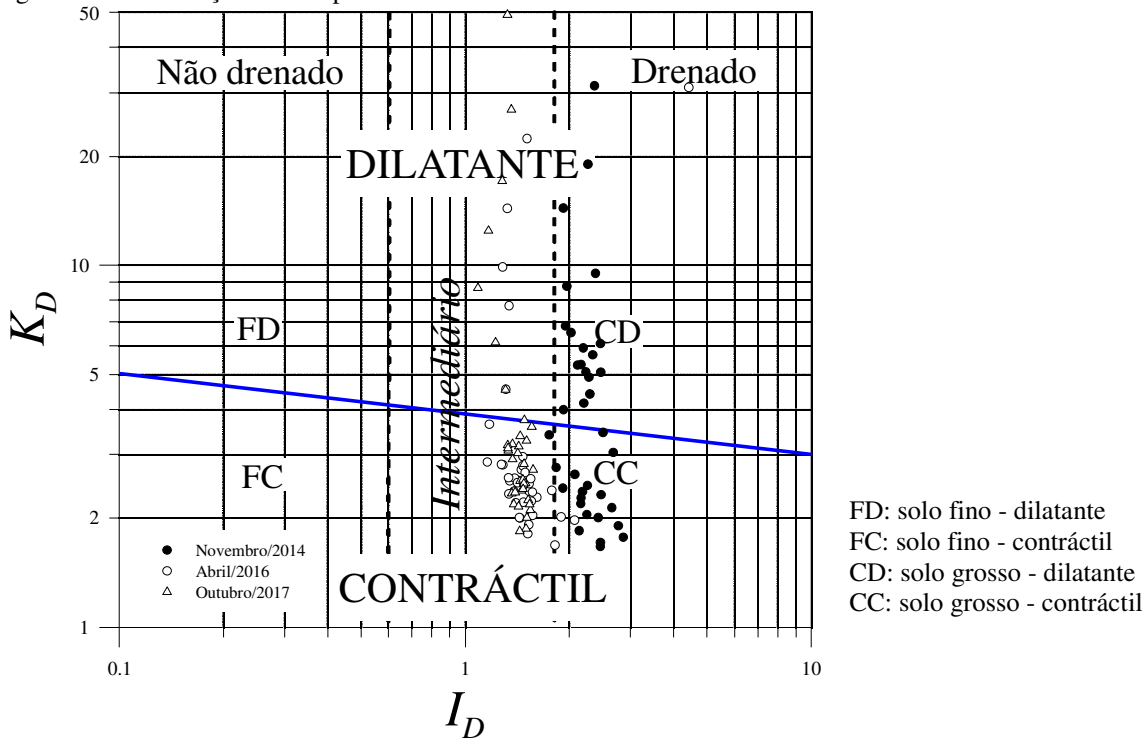
Estas classificações não estão de acordo com aquela obtida por meio da análise granulométrica (NBR 7181/1988), a qual classifica o solo como uma areia pouco argilosa. Entretanto, estas classificações estão próximas da granulometria determinada sem o uso de defloculante (areia siltosa), que melhor representa o que de fato ocorre em campo. Importante considerar, como discutido por Marchetti et al. (2001), que o índice I_D fornece uma classificação razoável do perfil do subsolo para solos “normais”, e além disso, I_D é um parâmetro que reflete o comportamento mecânico do solo, como um índice de rigidez, e não a composição granulométrica do solo.

O ábaco proposto Marchetti e Crapps (1981) possibilita também a estimativa da massa específica do solo (ρ). Novamente se verifica o efeito da condição não saturada na interpretação de ensaios de campo, onde que para a campanha de Novembro/2014, os valores estimados de ρ são da ordem de 12% superiores aos determinados nas outras duas campanhas.

Robertson (2015) apresenta um ábaco preliminar para a avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do solo, função dos parâmetros intermediários do DMT (I_D e K_D). A Figura 5.11 apresenta o resultado das três campanhas de ensaios DMT realizados até 8,0 m de profundidade. Para a campanha de Novembro/2014, observa-se que valores de I_D e K_D correspondentes aos primeiros cinco metros do perfil (onde ocorre a influência da sucção - Figura 5.9), estão na região de comportamento dilatante. Já, a outra parte do perfil se encontra na região de comportamento contrátil. Para as campanhas de Abril/2016 e Outubro/2017, somente os valores de I_D e K_D determinados acima de 2,0 m de profundidade, encontram-se na região de comportamento dilatante, onde ocorre influência da sucção (Figura 5.9).

O efeito da condição não saturada, bem como, a presença de microestrutura causadas pelos processos de formação dos solos tropicais podem ter afetado o resultado dos ensaios DMT (p_o e p_l), e assim, aumentando os valores de I_D e K_D , o que justificaria o comportamento dilatante observado nesse ábaco, em especial no horizonte de solo com maior efeito da sucção.

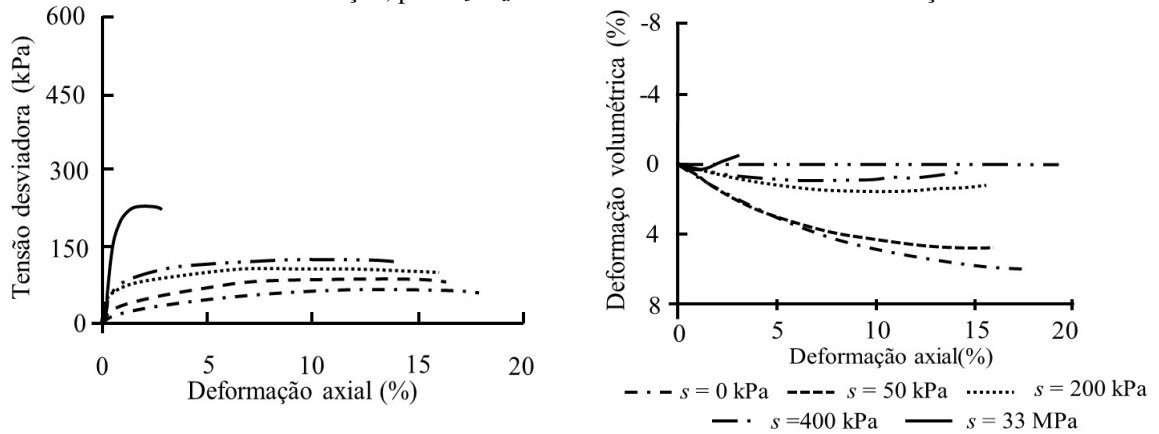
Figura 5.11 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do solo.



Fonte: adaptado de Robertson 2015.

O comportamento dilatante para elevados níveis de sucção foi observado para o solo de Bauru por Fagundes e Rodrigues (2015) através de ensaios de compressão triaxial (CD) com sucção controlada em uma amostra coletada a 1,5 m de profundidade. A Figura 5.12 apresenta as curvas tensão-deformação para diferentes sucções, sob tensão confinante de 50 kPa, o qual corresponde ao nível de tensão nos primeiros metros do solo estudado. Nessa figura se verifica a influência da sucção no comportamento do solo, ou seja, seu aumento leva a tendência de dilatação do solo durante o cisalhamento.

Figura 5.12 - Curvas tensão-deformação, para $\sigma_3 - u_a = 50$ kPa sob diferentes valores de sucção.



Fonte: adaptado de Fagundes e Rodrigues, 2015.

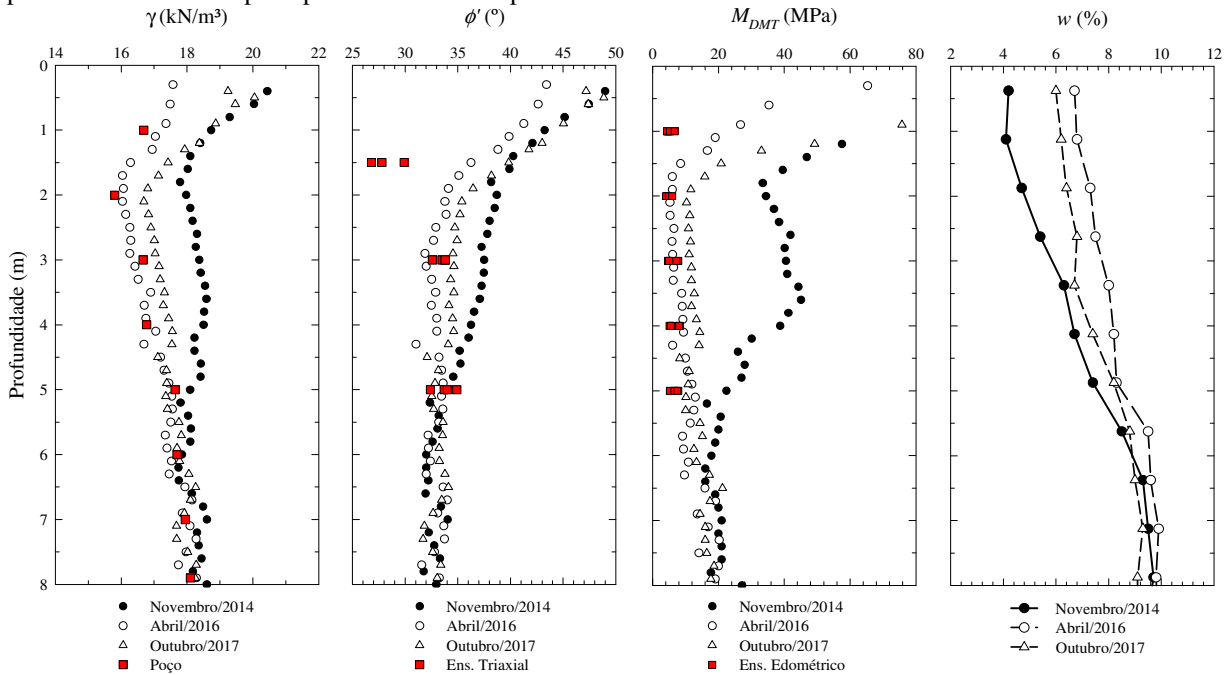
De maneira semelhante ao ensaio CPT, a estimativa de parâmetros geotécnicos por meio dos perfis médios de I_D , K_D e E_D foi realizada para as três campanhas realizadas. A Figura 5.13 apresenta os perfis de peso específico do solo (γ_n), ângulo de atrito interno (ϕ') e módulo confinado (M_{DMT}) para as três campanhas. Estes valores foram comparados com valores de referência (Tabela 3.2 e Tabela 3.3) determinados a partir amostras indeformadas para γ_n , ensaios triaxiais no caso de ϕ' , e ensaios edométricos no caso do M_{DMT} . Os valores de γ_n do DMT foram calculados por meio da correlação proposta por Schmertmann (1986) (Equação 5.4) e ϕ' (Equação 5.5) e M_{DMT} (Equação 5.6) a partir das correlações sugeridas por Marchetti (1997), ambos pelos valores médios de I_D , K_D e E_D .

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_w} = 1,12 \cdot \left(\frac{E_D}{P_a}\right)^{0,1} \cdot (I_D)^{-0,05} \quad (5.4)$$

$$\phi' = 28 + 14,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad (5.5)$$

$$M_{DMT} = R_m \cdot E_D \quad (5.6)$$

Figura 5.13 – Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado e teor umidade a partir dos valores médios de I_D , K_D e E_D , bem como valores de referência de peso específico, ângulo de atrito e módulo confinado para o Local 1 do campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

A partir da Figura 5.13 observa-se que os parâmetros calculados para a campanha realizada em Abril/2016 estão de acordo com os valores de referência (amostras indeformadas, ensaios triaxiais e edométricos). Este comportamento pode ser explicado pela baixa influência da condição não saturada nos resultados dos ensaios DMT. A campanha de Abril/2016 foi realizada com teores de umidade superiores a 6% a 7%, o que corresponde a Região 1 da SWRC média (Figura 5.5.a). Por isso, a sucção tem pouca influência no comportamento mecânico do solo.

Já as campanhas realizadas em Novembro/2014 e Outubro/2017 apresentaram teores de umidade inferiores a 6% a 7%, correspondendo ao trecho de dessaturação da microestrutura (Região 2 - Figura 5.5.a), onde uma pequena variação de umidade acarreta em uma grande variação da sucção, sobrestimando os parâmetros geotécnicos do solo.

5.2.1.2. Local 2 (área aberta)

5.2.1.2.1. CPT

No Local 2, seis campanhas de ensaios CPT foram realizadas, respectivamente em Abril/2016, Novembro/2016, Fevereiro/2017, Abril/2017, Julho/2017 e Setembro/2017. Na

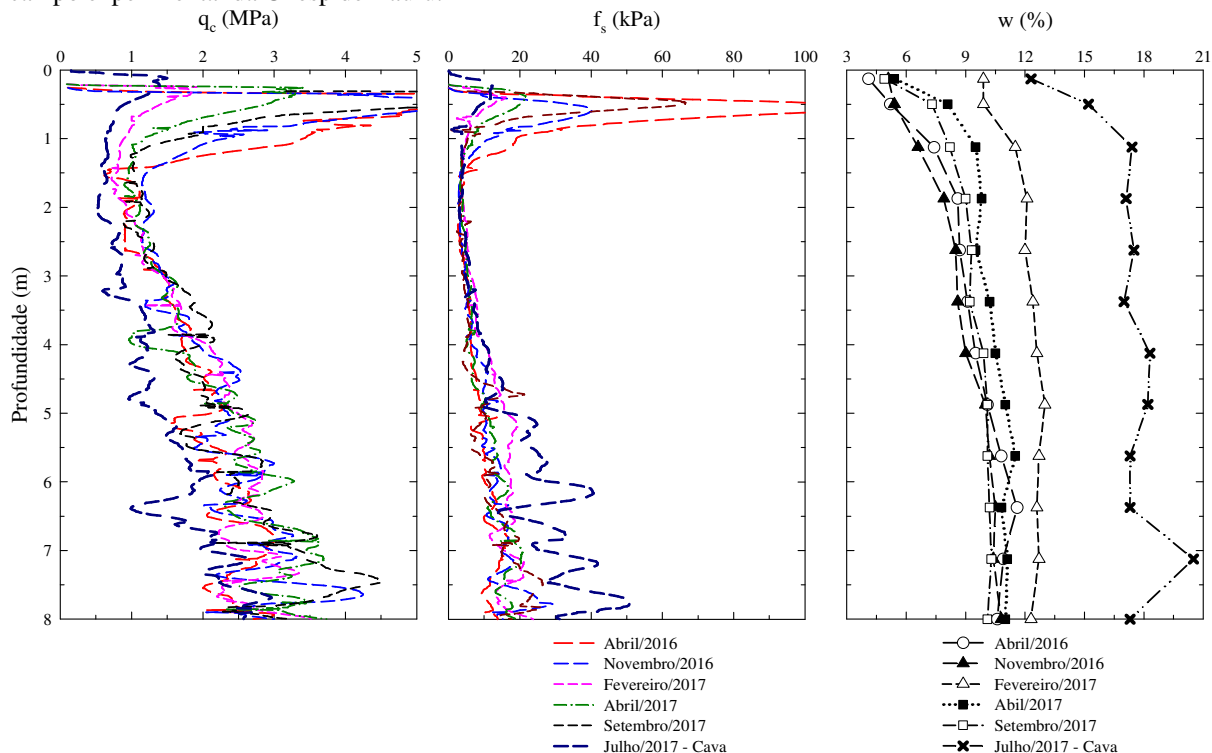
campanha de Julho/2017 foi realizado, em cava inundada, dois ensaios CPT e uma amostragem. As outras campanhas consistiram da realização de três ensaios CPT e uma amostragem de solo.

Novamente, os perfis médios de q_c e f_s foram utilizados, uma vez que os valores de COV para cada uma das sete campanhas foram menores do que 30%. Novamente aqui, considerou-se que as possíveis variações observadas nos perfis médios de q_c e f_s em diferentes épocas do ano foram atribuídos a influência da condição não saturada.

A Figura 5.14 mostra os perfis médios de q_c , f_s e w em conjunto com os perfis de umidade determinados nessas campanhas. Nesta figura observa-se que para as campanhas realizadas em condição natural, há pouca influência da condição não saturada nos perfis de q_c e f_s , para profundidades abaixo de 1,5 m. Os perfis de q_c e f_s , acima de 1,5m de profundidade, apresentam valores elevados. Tal comportamento está associado ao efeito da sucção conforme pode se observar nos perfis de umidade apresentados. Conforme já discutido na Figura 5.5, para valores de umidade inferiores a 6% a 7% (valores de sucção superiores a 10%), o comportamento mecânico do solo varia muito, sendo o ensaio CPT sensível a essas variações.

Aspecto interessante é o perfil de q_c determinado na campanha realizada em cava inundada (Julho/2017). O processo de inundação causou um aumento dos valores de grau de saturação para cerca de 70%. Para esta condição, o perfil de q_c apresentou os menores valores medidos nesse local, fato que confirma a influência da condição não saturada nos ensaios CPT.

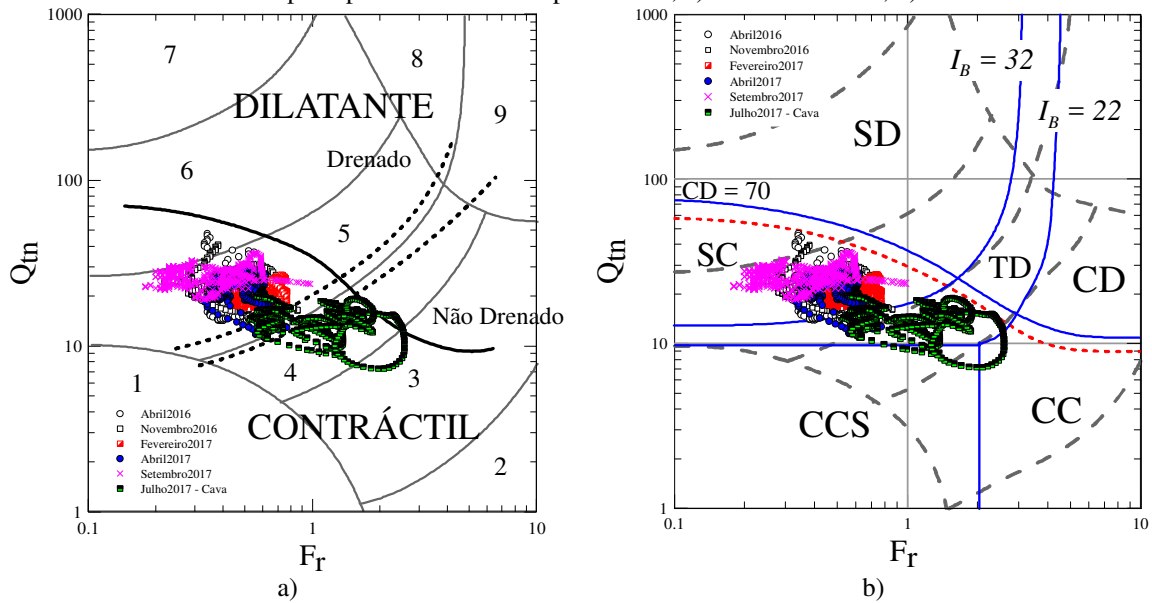
Figura 5.14 - Perfis médios de q_c e f_s e teores de umidade obtidos nas seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

A classificação do solo por meio dos ábacos propostos por Robertson (2009) e Robertson (2016) encontra-se na Figura 5.15. Observa-se pelo ábaco proposto por Robertson (2009) (Figura 5.15.a) que para as campanhas realizadas em condição natural, o solo apresenta comportamento predominante de areias, contrátil o qual foi classificado como areia siltosa a silte arenoso, com penetração drenada. Pode-se considerar que classificação está de acordo com resultados dos ensaios de laboratório, em corpos de prova na condição não saturada. Entretanto, para a campanha em condição inundada (Julho2017), este mesmo solo foi classificado como misturas de siltes (silte argiloso a argila siltosa), como penetração não drenada. A penetração não drenada durante a cravação do cone pode estar associada ao elevado grau de saturação (aproximadamente 70%). Deste modo, a condição na qual o ensaio CPT é realizado, influenciará o comportamento mecânico do solo, possivelmente por ocorrer uma penetração na condição parcialmente drenado.

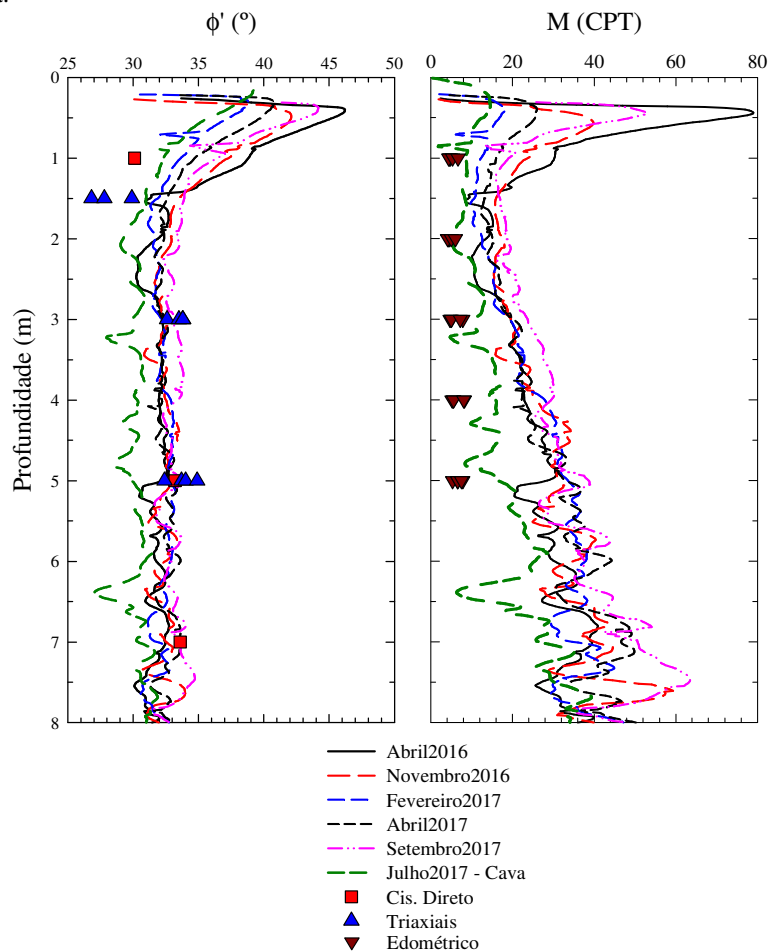
Figura 5.15 - Comportamento do solo com base em resultados de ensaios CPT determinados nas seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru; a) Robertson 2012; b) Robertson 2016.



Fonte: adaptado de Robertson 2012 e 2016.

No ábaco proposto por Robertson (2016) (Figura 5.15.b), o material estudado é classificado como comportamento de areia para as campanhas realizadas em condição natural, entretanto, para a campanha em condição inundada, o material apresenta comportamento transicional. Esta característica deve ser avaliada com cautela, uma vez que as correlações empíricas desenvolvidas para a interpretação de ensaios CPT foram estabelecidas para areias saturadas (penetração drenada) e em argilas saturadas (penetração não drenada). Mesmo assim a estimativa dos parâmetros ângulo de atrito e módulo confinado foram realizados. A Figura 5.16 apresenta o perfil de variação destes parâmetros e sua comparação com valores de referência apresentados na Tabela 3.2 e Tabela 3.3.

Figura 5.16 – Estima de ângulo de atrito e módulo confinado a partir dos valores médios de q_c e f_s , bem como valores de referência.



Fonte: próprio autor.

Conforme já discutido, a condição inundada causou um aumento do grau de saturação para aproximadamente 70%, e solo passou a ser classificado como material transicional pelo ábaco de Robertson (2016), com ocorrência de penetração não drenada pelo ábaco de Robertson 2009.

Conforme discutido por Schnaid et al. (2004), solos com permeabilidade entre 10^{-5} e 10^{-8} m/s, como os solos do campo experimental da Unesp de Bauru, apresentam penetração parcialmente drenada durante a cravação do cone, quando este está na condição saturada. Nesse caso, a resistência de ponta é influenciada pela taxa de cravação do cone, o qual pode apresentar comportamento contráctil ou dilatante.

Um aspecto importante para destacar são as conclusões de DeJong e Randolph (2012) e DeJong e Krage (2013). Esses autores mostram que em um solo contráctil (fofo), a cravação do cone em condição drenada não gera excesso de pressão neutra, entretanto, a resistência de ponta (q_{dr}) seria relativamente baixa, uma vez que o solo é fofo. Por outro lado, quando ocorre uma penetração não drenada (q_{un}), elevadas pressões neutras positivas são geradas, reduzindo as

tensões efetivas, diminuindo assim a resistência de ponta ($q_{un} < q_{dr}$). No caso em que o solo apresentar comportamento dilatante (compacto) e a penetração ocorrer em condição drenada, novamente não haveria o desenvolvimento de excesso de pressões neutras, mas a resistência da ponta drenada seria maior do que na condição de solo fofo (contrátil). Já, na condição não drenada, haveria geração de excesso de pressão neutra negativa, aumentando a tensões efetivas, e por consequência, resultaria em uma resistência de ponta maior do que na condição drenada ($q_{un} > q_{dr}$).

Assim, durante a cravação do cone na velocidade padrão (2 cm/s), solos com drenagem parcial e comportamento contrátil, apresentariam valores menores de resistência de ponta do que solos com penetração drenada, e em condição não drenada, uma resistência de ponta maior. Conseqüentemente, para camadas de solo classificados pela abordagem unificada de Robertson (2009) como areias, a resistência ao cisalhamento do solo, geralmente avaliada por meio do ângulo de atrito, será subestimada se a condição de drenagem for parcialmente drenada. Já, para camadas classificadas como siltes e/ou argilas, onde a resistência não drenada deveria ser a considerada, portanto nesse caso haveria uma estimativa contra a segurança a desses parâmetros quando ocorrem condições de drenagem parcial.

A condição de saturação do solo ($S_r \cong 70\%$) na condição inundada da cava, em conjunto com a fração fina presente no solo da Unesp de Bauru, leva a uma condição de penetração do cone a uma condição parcialmente drenada, e a estimativa de valores de ângulo de atrito conservativos, como observado na Figura 5.16.a.

Constatou-se que a estimativa de módulo confinado pelo ensaio CPT, para ambas as condições (natural e inundada) não foi satisfatória (Figura 5.16.). Tal estimativa foi realizada empregando-se a equação 5.2, apresentada por Robertson (2009). Este autor empregou um extenso banco de dados para demonstrar a eficácia da sua proposta. Entretanto, tal correlação não é sensível ao histórico de tensões, cimentação, envelhecimento e mineralogia da areia (Schnaid, 2009) que podem estar presentes no solo desse campo experimental e, por isso, ter interferido na estimativa do módulo.

5.2.1.2.2. DMT

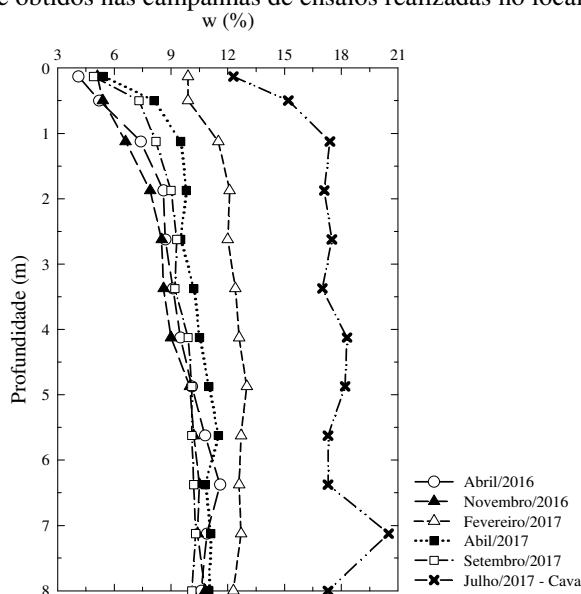
No Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru, seis campanhas de ensaios DMT foram realizadas, em Abril/2016, Novembro/2016, Fevereiro/2017, Abril/2017, Julho/2017 e

Setembro/2017. Na campanha de Julho/2017 um ensaio SDMT e uma amostragem foram realizadas em cava inundada. Nas demais campanhas foram realizados dois ensaios SDMT, um ensaio DMT e uma amostragem de solo.

Na Figura 5.17 são apresentados os perfis de umidade determinados nas seis campanhas analisadas. Valores médios de p_o , p_1 , I_D , K_D e E_D (Figura 5.18) foram também aqui adotados depois de análise da variabilidade espacial, por meio do coeficiente de variação, conforme sugere Phoon e Kulhawy (1999), como discutido para os ensaios CPT realizados neste mesmo local. Os valores de I_D , K_D e E_D foram determinados por meio do uso das fórmulas clássicas propostas por Marchetti (1980). Também nesse local os ensaios DMT foram interpretados em conjunto com os perfis de umidade e com a curva de retenção de água média (Figura 4.5).

Na Figura 5.18 tem-se os perfis médios de I_D , K_D e E_D para ambas as condições: natural e inundado. Observa-se que para a condição natural, os parâmetros intermediários são similares, o que indica que há pouca influência da sucção nos resultados desses ensaios. Esta observação está de acordo com a interpretação dos perfis de umidade em conjunto com a curva de retenção média do solo, uma vez que todas as campanhas realizadas na condição de umidade natural os teores de umidade eram superiores a 6 a 7%. Nesta faixa de umidade, o solo estará no trecho de dessaturação da macroestrutura (Figura 5.5 – região 1), que é caracterizada por baixos valores de sucção (inferiores a 10 kPa). Nesta região, o comportamento mecânico do solo é pouco afetado pela sucção.

Figura 5.17 - Perfis de umidade obtidos nas campanhas de ensaios realizadas no local 2, na Unesp de Bauru.



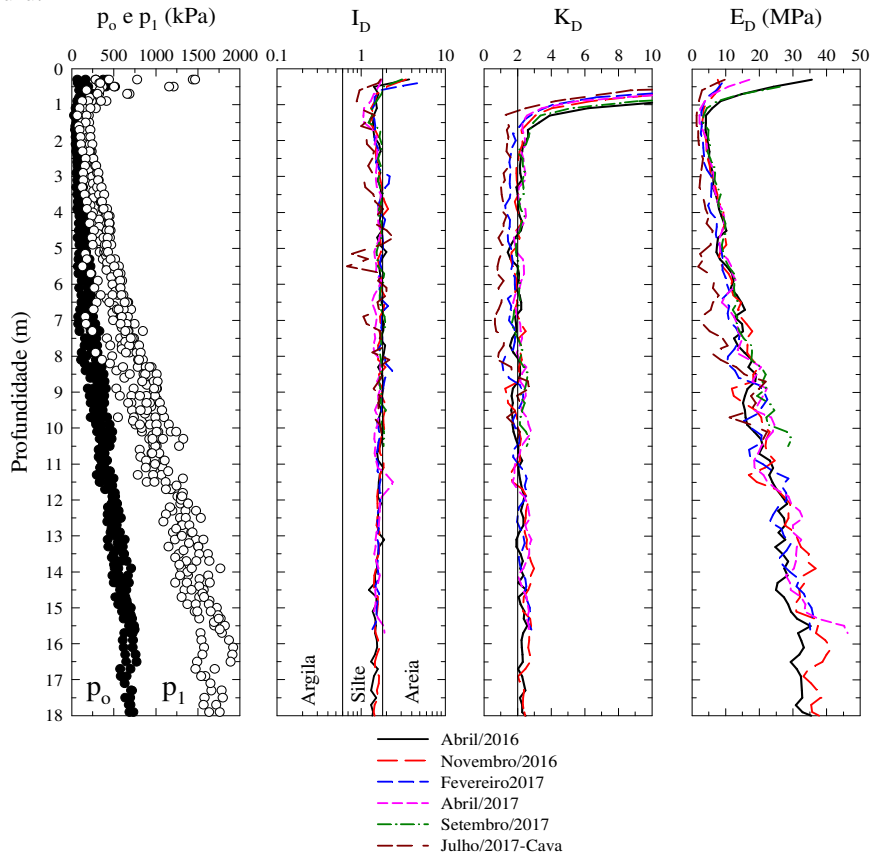
Fonte: Próprio autor.

A classificação do solo através do ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981) foi feita a partir dos resultados médios dos ensaios DMT realizados. Nessa análise, foram considerados resultados de ensaios realizados até 10,0 m de profundidade, a fim de considerar os dados de todas as campanhas até a mesma profundidade.

A partir da Figura 5.19, verifica-se que o perfil de solo foi classificado para todas as campanhas como um silte arenoso. Esta classificação não é muito diferente daquela que se obtém quando se faz a granulometria conjunta sem o uso de defloculante (areia siltosa), o que entendemos é aquela que melhor representa o comportamento desse solo em campo. Apenas a campanha em cava inundada (Julho/2017) apresentou um comportamento distinto, uma vez que a camada mais superficial (até 4,0 m de profundidade) foi classificada como silte. Novamente vale destacar aqui que, quando se interpreta esses resultados empregando os perfis de umidade e a curva de retenção média, observa-se que nesse caso ocorre o efeito da sucção, nos resultados desses ensaios.

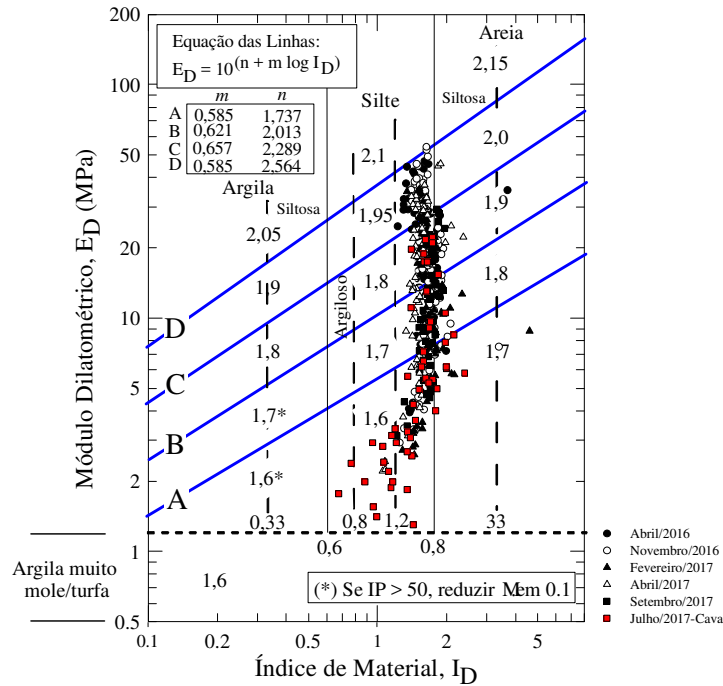
O comportamento contráctil/dilatante desse solo foi avaliado empregando o ábaco proposto por Robertson (2015). A Figura 5.20 apresenta o resultado das seis campanhas (condição natural e inundada) realizadas. Observa-se que existe uma razoável concordância, sendo que praticamente todo o perfil é classificado como um silte (material intermediário), com comportamento contráctil. Este comportamento está de acordo com os dados de ensaios triaxiais realizados por Fagundes e Rodrigues (2015), apresentados na Figura 5.12, onde se observa que o solo apresenta comportamento contráctil quando sob influência de pouca sucção.

Figura 5.18 - Perfis médios de p_o , p_1 , I_D , K_D e E_D para as campanhas realizadas no Local 2 no Campo Experimental da Unesp de Bauru.



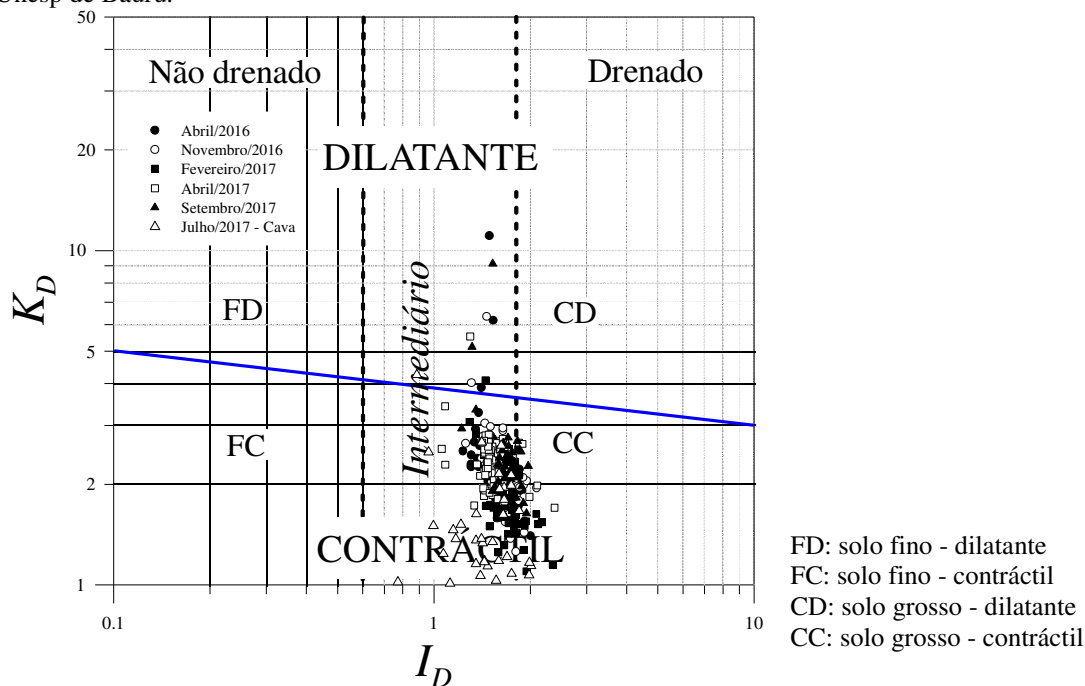
Fonte: Próprio autor.

Figura 5.19 - Classificação do solo para as campanhas realizadas no Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps 1981.

Figura 5.20 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante do solo do Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.



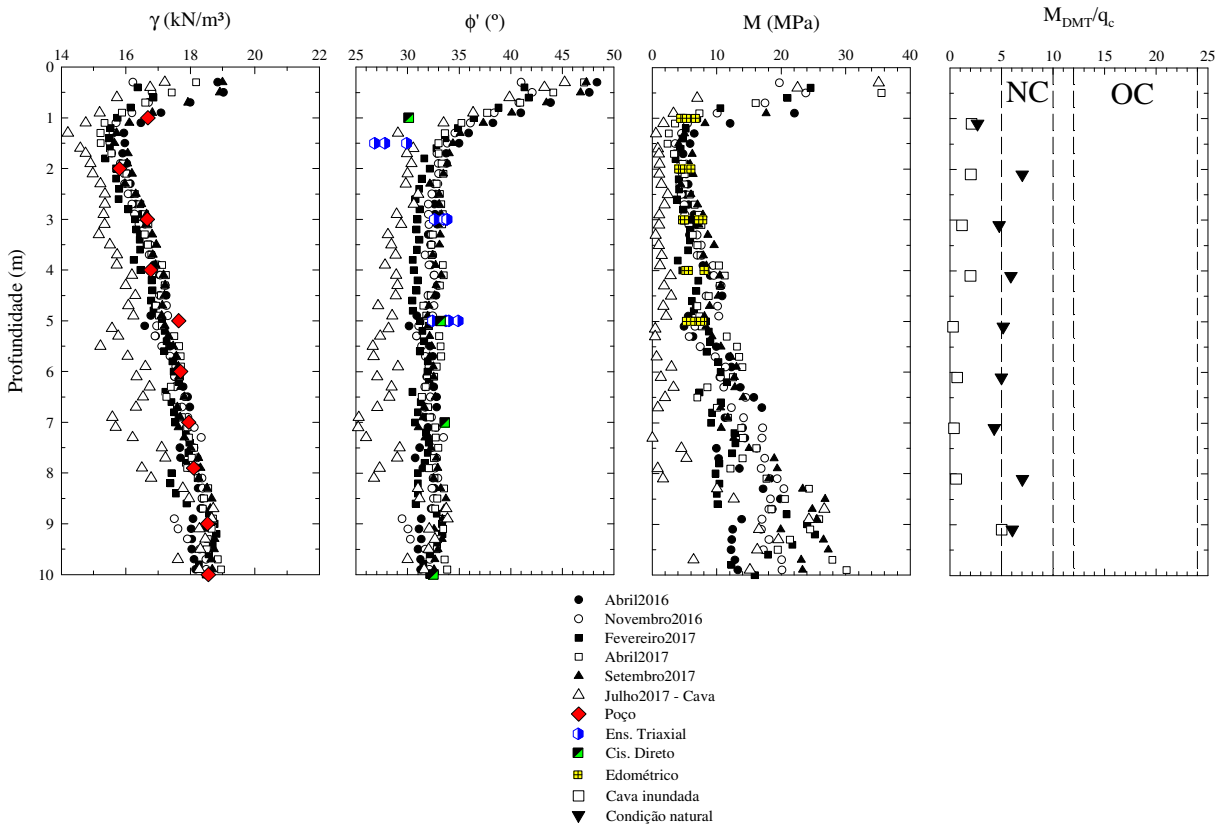
Fonte: adaptado de Robertson 2015.

Quanto ao ensaio realizado em cava inundada, os valores de I_D , K_D e E_D foram menores do que para as campanhas em condição natural. Este comportamento pode estar relacionado a possível condição parcialmente drenada neste ensaio, uma vez que o processo de inundação resultou em um grau de saturação de aproximadamente 70%. Esta hipótese está embasada nas observações apresentadas por Schnaid et al. (2016) e Schnaid et al. (2018). Estes autores apresentam um estudo da influência da taxa de penetração da lâmina do DMT e da dissipação do excesso de pressão neutra devido a cravação da lâmina em solos com drenagem parcial (siltes). Solos intermediários, como as areias argilosas, podem apresentar drenagem parcial quando saturados, ou com elevado grau de saturação. Estes autores concluíram que, valores de K_D inferiores a 2 e valores da relação M_{DMT}/q_c inferiores a 1, podem ser um indicativo dos efeitos da drenagem parcial durante a execução do ensaio DMT, o que interfere na definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade desse solo.

Neste sentido, a estimativa de parâmetros geotécnicos por meio dos perfis médios de I_D , K_D e E_D determinados foi realizada para as seis campanhas realizadas. A Figura 5.21 apresenta os valores de peso específico do solo (γ_n), ângulo de atrito (ϕ') e módulo confinado (M_{DMT}) estimados para as seis campanhas. Os parâmetros foram calculados empregando as equações

5.4, 5.5 e 5.6. Estes valores foram comparados com valores de referência já apresentados (Tabela 3.2 e Tabela 3.3).

Figura 5.21 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado e valores de M_{DMT}/q_c a partir dos valores médios de I_D , K_D e E_D e valores de referência obtidos em laboratório para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

De uma maneira geral, o que se observa na Figura 5.21 é que os parâmetros estimados para as campanhas realizadas em condição natural, estão de acordo com os valores de referência (amostras indeformadas, ensaios triaxiais e edométricos). Destaca-se novamente aqui, que as campanhas realizadas nesta condição, apresentaram teores de umidade superiores a 6% a 7%, o que corresponde a Região 1 da *SWRC* média (Figura 5.5.a). Nessa condição de ensaio a sucção tem pouca influência no comportamento desse solo.

Já, para a campanha realizada em Julho/2017, os parâmetros estimados foram sempre superiores as de referência. Este fato pode estar relacionado com a condição parcialmente drenada durante a cravação da lâmina e expansão da membrana do DMT. Deve-se destacar que o perfil de K_D medido nesta campanha foi menor do que os valores de M_{DMT}/q_c foram bem baixos. Tais informações, como discutido por Schnaid et al. (2016) e Schnaid et al. (2018), indicam presença de solos com drenagem parcial.

5.2.2. USP de São Carlos

5.2.2.1. CPT

Como discutido no item 4.2.3 (Figura 4.42 e Figura 4.43), as campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos em Março/2016 e Abril/2017 foram agrupadas em meses úmidos, e as campanhas de Outubro/2016 e Outubro/2017 em meses secos, para o estudo da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios de campo.

O estudo da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios CPT foi realizado por meio de perfis médios de q_c e f_s . Este procedimento foi adotado devido ao fato de que o COV para as quatro campanhas analisadas terem sido inferiores a 30%, e assim a maior variabilidade observada foi sazonal, devido a influência da condição não saturada.

A Figura 5.22 apresenta os perfis médios de q_c e f_s , bem como os perfis de umidade determinados para as quatro campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.

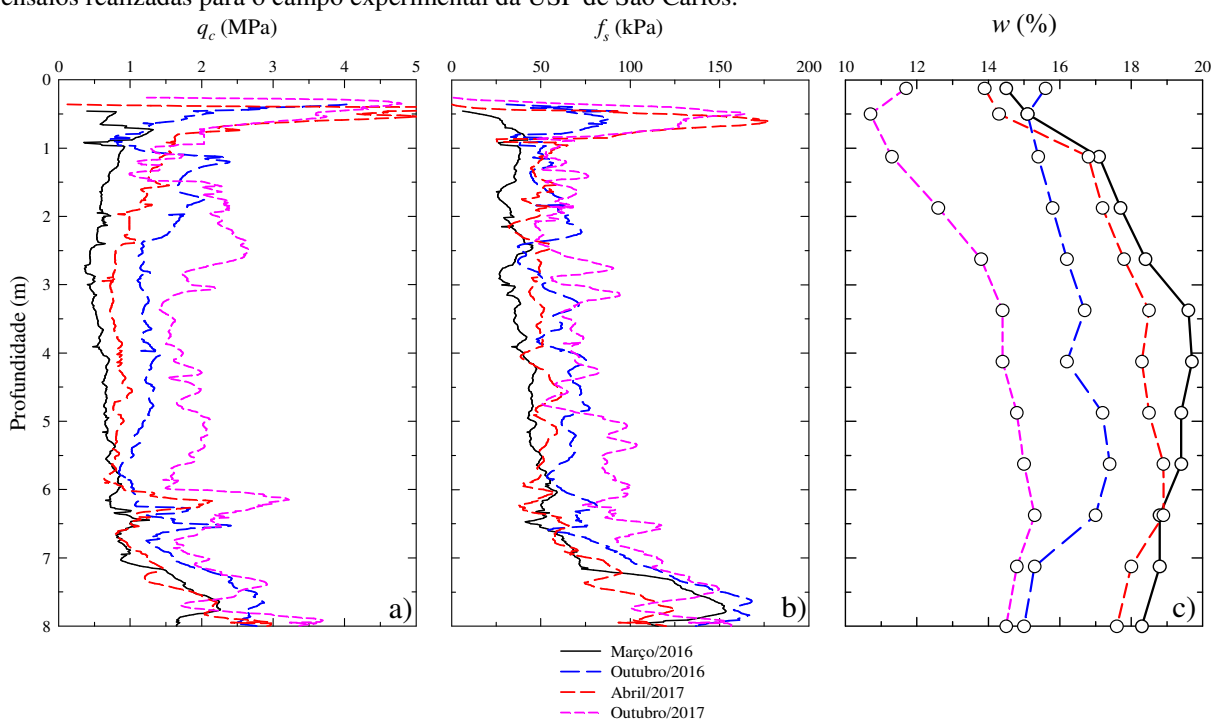
O perfil médio de q_c e f_s e de teor de umidade (w) determinados nos ensaios realizados em cava inundada apresentam comportamento similar aos perfis da campanha de Março/2016 até aproximadamente 3,5 m de profundidade. A partir dessa profundidade, os resultados são semelhantes aos determinados na campanha de Outubro/2017 (Figura 5.22). Tais resultados indicam que o processo de inundação foi eficiente até a 3,5 m de profundidade. O objetivo de realizar ensaios CPT em cava inundada foi buscar uma condição próxima a saturação. Como o processo de inundação da cava não levou a perfis de umidade muito diferentes daqueles medidos nas outras campanhas, os ensaios CPT realizados em cava inundada não foram considerados nesta análise.

Cabe ressaltar que a avaliação da influência da sucção nos resultados de ensaios CPT será realizada entre as profundidades de 1,5 m e 6,0 m. O horizonte de solo até 1,5 m de profundidade é um aterro, sendo que durante as campanhas realizadas identificou-se a presença de raízes e pedras, as quais poderiam interferir nas medidas de q_c e f_s . Constatou-se ainda a aproximadamente 6,0 m de profundidade, a existência de uma linha de seixos de quartzo e limonita, com até 1m de espessura, que separa o Sedimento Cenozóico de um horizonte de solo residual maduro de Arenito do Grupo Bauru, a qual poderia interferir na interpretação dos ensaios realizados.

A Figura 5.22.a mostra que q_c tende a aumentar com a diminuição dos teores de umidade, e consequentemente aumento da sucção no solo. Tal comportamento é mais pronunciado para os valores de q_c medidos na campanha realizada em Outubro/2017, a qual apresenta os menores valores de umidade. Entretanto, para os perfis de f_s , isso não é tão pronunciado (Figura 5.22.b).

Da mesma forma que foi feito para os dados do campo experimental da Unesp de Bauru, os resultados de ensaios de campo foram reinterpretados a fim de avaliar o efeito da condição não saturada considerando as informações de ensaios de laboratório em conjunto com curvas de retenção anteriormente realizados por Machado (1998). A Figura 5.23 apresenta uma síntese dos resultados desses ensaios.

Figura 5.22 - Perfis médios de q_c e f_s , bem como os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios realizadas para o campo experimental da USP de São Carlos.



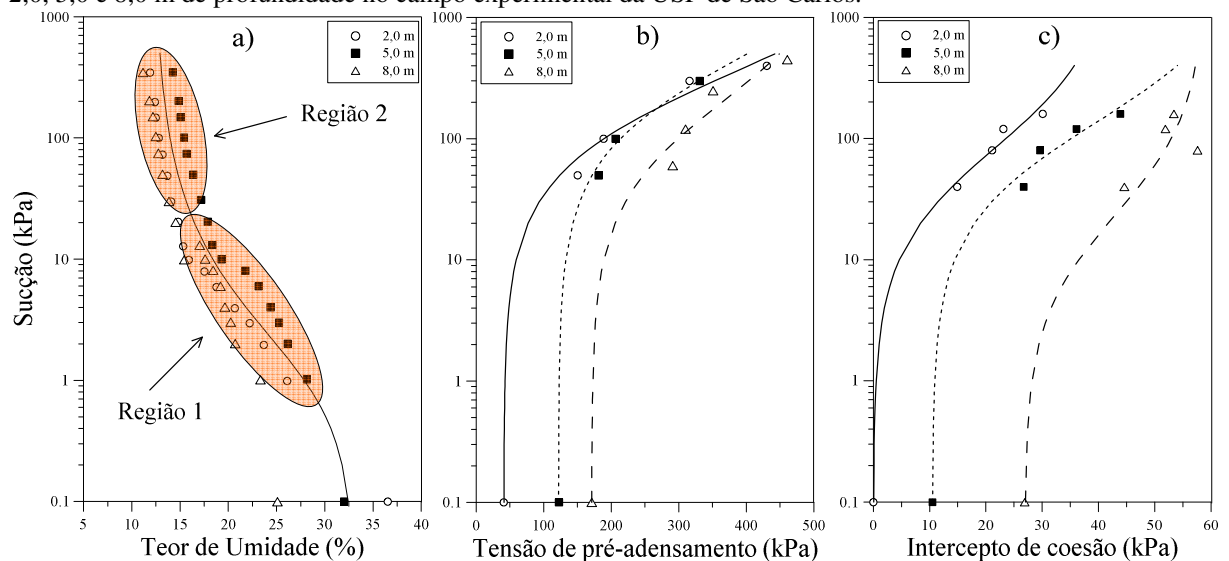
Fonte: próprio autor.

A SWRC média do solo do campo experimental da USP de São Carlos (Figura 5.23.a) tem um trecho de dessaturação de macroestrutura íngreme, isto é, uma pequena variação de sucção (de 0,1 a 10 kPa), provoca uma grande variação de umidade (Região 1), e um trecho de dessaturação da microestrutura, onde uma pequena variação de umidade acarreta em uma grande variação da sucção (Região 2). Assim, essa curva é semelhante àquela do solo do campo experimental da Unesp de Bauru. Pode-se observar ainda na Figura 5.23.b e Figura 5.23.c que

os valores de c e σ'_p tem pouca variação para baixos valores de sucção (valores menores do que 10 kPa), o que corresponde a teores de umidade superiores a 16% a 17%, Região 1 da *SWRC* média. Na Região 2 dessa curva, c e σ'_p tem grande variação devido sucção (valores maiores do que 20 kPa) e com teores de umidade inferiores a 16% a 17%. A síntese de dados de ensaios de laboratório apresentada na Figura 5.23 destaca a variabilidade dos parâmetros geotécnicos na Região 2, ou seja, para pouca variação do teor de umidade, há uma grande variação na sucção do solo.

O efeito da condição não saturada nos perfis de q_c foi avaliado utilizando as informações dos perfis de umidade (Figura 5.22.c) e da *SWRC* média (Figura 5.23.a). Para a campanha de ensaios realizada em Março/2016, o perfil de umidade apresenta valores superiores a 16%, resultando em pouco influência da sucção nos valores de q_c (Região 1 - Figura 5.23.a). Na campanha de Outubro/2016, os valores de umidades foram menores que 16% (Região 2 - Figura 5.23.a), portanto tem-se uma maior influência da sucção, nos perfis de q_c , fato este que pode ser observado na Figura 5.22.a.

Figura 5.23 - a) *SWRC* média, b) tensão de pré-adensamento, c) intercepto de coesão para amostras coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

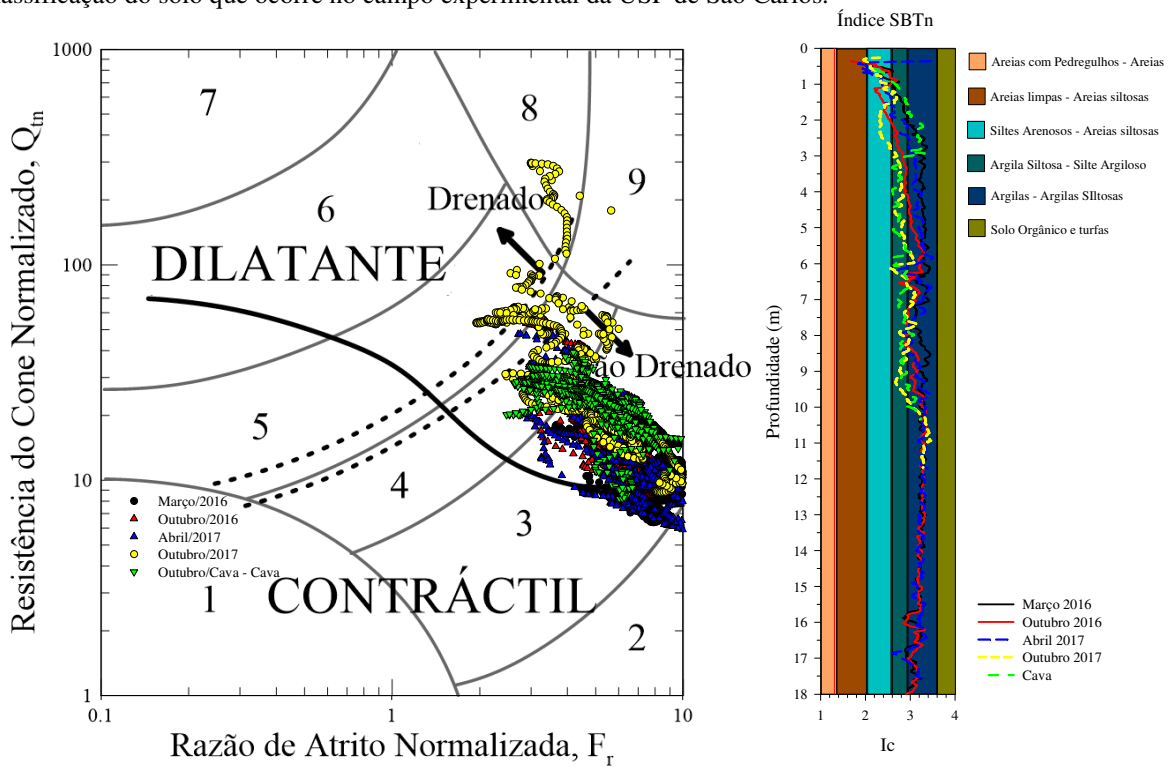
Na campanha de Abril/2017, o perfil de umidade apresenta valores superiores a 16% (Região 1 - Figura 5.23.a), causando menor da sucção, nos valores de q_c . Comparando os perfis de q_c de Março/2016 e de Abril/2017, nota-se que o perfil de Abril/2017 sofreu maior influência da condição não saturada do que o perfil de q_c para Março/2016, o que está de acordo com os perfis

de umidade determinados nessas duas campanhas. Já, para a campanha de Outubro/2017, observa-se a maior influência da condição não saturada no perfil de q_c . Destaca-se o fato de que nesta campanha, o perfil de umidade apresentou valores inferiores a 16% (Região 2 - Figura 5.23.a), o que causa grande influência nos valores de q_c .

Efeito da condição não saturada na interpretação do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de resultados de ensaios CPT também foi avaliado para esse campo experimental a partir dos perfis médios apresentados na Figura 5.22.

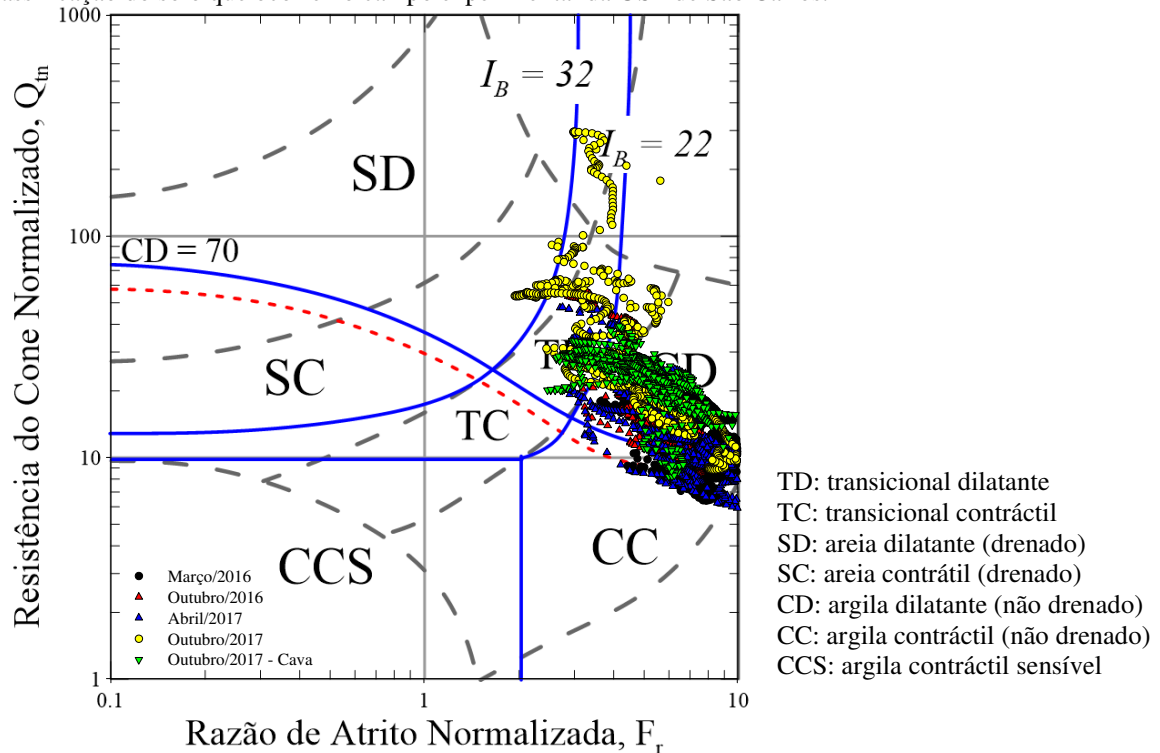
A Figura 5.24 e Figura 5.25 apresentam, respectivamente, os resultados médios dos ensaios CPTu do campo experimental da USP de São Carlos plotados nos ábacos de Robertson 2009 e Robertson 2016.

Figura 5.24 – Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no ábaco de Robertson (2009) para classificação do solo que ocorre no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

Figura 5.25 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no ábaco de Robertson (2016) para classificação do solo que ocorre no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

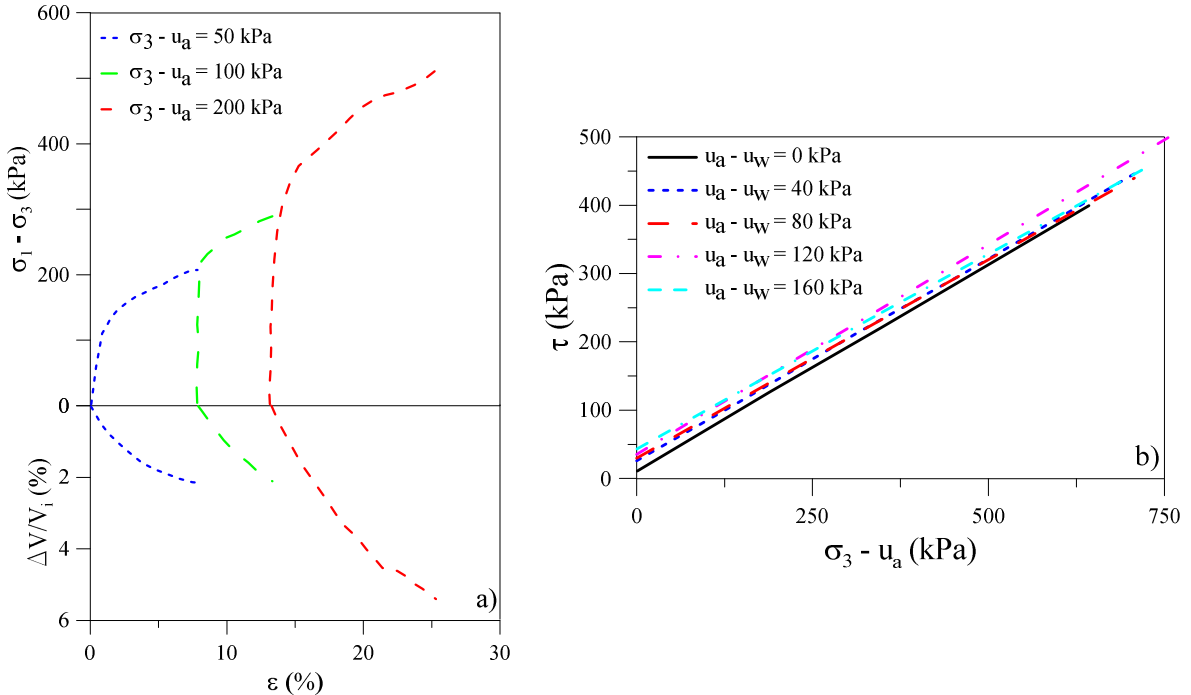
Ao interpretar o perfil do subsolo do campo experimental da USP de São Carlos empregando o ábaco de Robertson (2009), as campanhas de Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017 classificam esse solo como argila siltosa a silte argiloso até 2,0 m profundidade. A partir daí esse solo foi classificado como uma argila a argila siltosa. Para a campanha de Outubro/2017, o solo foi classificado como um silte arenoso a areia siltosa até 3,0 m de profundidade. A partir dessa profundidade o solo foi classificado como como argila siltosa a silte argiloso. Já, na campanha realizada em cava inundada, o solo teve a mesma classificação da campanha de Outubro/2017, exceto até a profundidade de 3,5 m, onde o solo é classificado como argila a argila siltosa. Esta diferença de comportamento se deve ao processo de inundação do terreno, que causou uma elevação do teor de umidade até esses 3,5 m de profundidade, como pode ser observado na Figura 5.22. Assim, a diferença observada entre as campanhas, principalmente no horizonte mais superficial se deve a a influência da condição não saturada. Outro fato interessante observado nessas campanhas é que em todas elas a cravação do cone foi identificada como uma penetração não drenada. Além disso, para o ábaco proposto por Robertson (2016), o solo foi classificado como material fino com comportamento dilatante e

com penetração não drenada. Importante ressaltar que o nível d'água durante as quatro campanhas realizadas estava sempre abaixo dos 9,0 m de profundidade.

Destaca-se o fato de que o comportamento identificado nos ábacos de classificação não está de acordo com o que se espera para o mesmo, uma vez que este material é uma areia fina argilosa, que na maioria das obras de engenharia é tratado como um solo com comportamento de areias. Machado (1998) realizou ensaios triaxiais do tipo *CD*, em múltiplos estágios, em amostras indeformadas coletadas a 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade desse campo experimental. A Figura 5.26.a mostra resultados de ensaios triaxiais com sucção de 40 kPa realizada em amostras de solo coletadas a 5,0 m de profundidade. Para as condições impostas em laboratório, o solo apresentou comportamento contráctil. Este comportamento é típico daquele que se espera para o solo desse local. Por outro lado, a penetração do cone neste solo, de acordo com os ábacos de Robertson (2009) e Robertson (2016) (Figura 5.24 e Figura 5.25) é típica daqueles com comportamento dilatante na ruptura, que é distinta daquele obtido em laboratório.

Machado (1998) também estudou influência da sucção na resistência ao cisalhamento desses solos (2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade). A Figura 5.26 mostra as envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo coletado a 5,0 m de profundidade, que apresenta comportamento coesivo-friccional. Nota-se também que o ângulo de atrito é pouco influenciado pela sucção (valor médio igual a 27°) e o intercepto de coesão tende a aumentar com a sucção.

Figura 5.26 – a) Resultados de ensaios triaxiais *CD* em múltiplos estágios para 40 kPa de sucção; b) envoltórias de resistência para diferentes sucções, ambas para o solo coletado a 5 m de profundidade para o solo do Campo Experimental da USP de São Carlos.



Fonte: adaptado de Machado (1998).

O comportamento identificado nos ábacos de classificação (dilatante e não drenado) para esse solo impossibilita que se empregue as correlações empíricas para estimativa de parâmetros de projeto. Tal comportamento foi verificado tanto para o horizonte acima quanto abaixo do nível d'água. Estas correlações, por exemplo, aquela proposta por Robertson (2012) para a estimativa de ângulo de atrito, foram elaboradas para areias e argilas secas ou saturadas, não cimentadas, e quando aplicadas para esse solo tropical (USP de São Carlos), levam a um ângulo de atrito da ordem de 38° , quando se assume um valor de ângulo de atrito em condição de estado crítico igual a $31,5^\circ$, conforme determinado por Machado (1998). Além disso, esta estimativa não considera o intercepto de coesão, a qual depende da sucção. Robertson (2009, 2012 e 2016) destaca que quase todas as correlações empíricas disponíveis assumem que o solo é bem-comportado, ou seja, semelhantes aqueles para as quais a correlação foi estabelecida, muitas delas por meio de ensaios em câmara de calibração.

Outro aspecto importante para a estimativa de parâmetros de projeto depende de como se dá a penetração do cone, não drenada para as argilas ou drenada para as areias. Em solos intermediários, como os siltes, onde a condutividade hidráulica (k) varia de 10^{-5} a 10^{-8} m/s, a penetração é parcialmente drenada. Estas condições alteram as tensões ao redor da ponteira do

cone, e como elas não podem ser determinadas, eles não devem ser empregados para estimar os parâmetros do solo (SCHNAID, 2005).

Schnaid (2005) discutem e propõem algumas maneiras de identificar a condição parcialmente drenada em ensaios de campo. Este autor considera que o ensaio de piezocone é totalmente drenado para $k > 10^{-4}$ m/s e não drenado para $k < 10^{-8}$ m/s. O solo da USP de São Carlos tem um k variando entre 10^{-4} e 10^{-6} m/s (GIACHETI et al. 1993). Deste modo, a condição parcialmente drenada interferiria nas medidas de q_c , o que compromete uma avaliação adequada do perfil estratigráfico e da estimativa de parâmetros e projeto.

Randolph e Hope (2014) e DeJong et al. (2013) introduziram o conceito da taxa de penetração normalizada (V). DeJong et al. (2013) apresentam um ábaco para se avaliar a condição de penetração para diferentes solos, ao partir do coeficiente de adensamento (c_v). A interpretação de resultados de ensaios de dissipação realizados neste campo experimental, a 12,50 e 13,0 m de profundidade, forneceram um coeficiente de adensamento horizontal (c_h) igual a 0,132 cm²/s, que resulta em uma penetração não drenada. Deste modo, para a aplicação das metodologias clássicas de interpretação de ensaios CPTu, a velocidade de cravação (2 cm/s) deve ser reduzida, para que se possa ter condições drenada de cravação do cone, uma vez que, o perfil do subsolo da USP de São Carlos apresenta comportamento contráctil e drenado na maioria das solicitações de obras de engenharia.

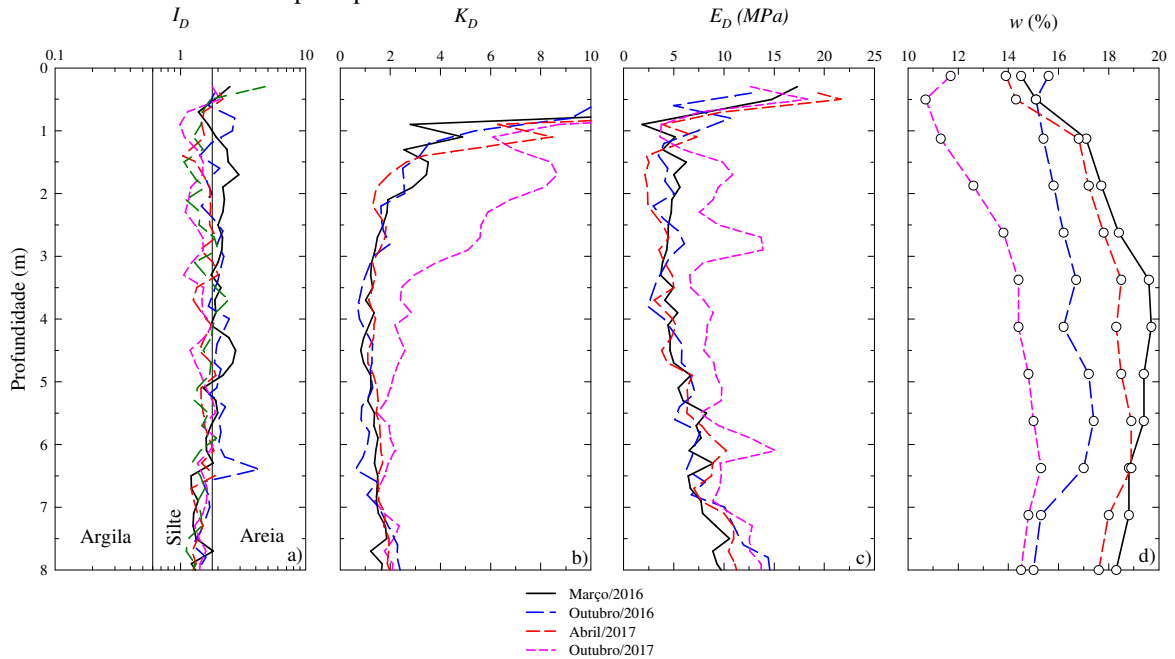
5.2.2.2. DMT

O estudo da influência da condição não saturada nos resultados de ensaios DMT também foi realizado para os perfis médios de I_D , K_D e E_D , de forma semelhante ao realizado para os ensaios CPT.

A Figura 5.27 apresenta os perfis médios de I_D , K_D e E_D , bem como os perfis de umidade determinados para as quatro campanhas de ensaios realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.

Da mesma forma que o observado para os ensaios CPT realizados em cava inundada, o ensaio SDMT realizado nesta mesma condição praticamente não sofreu influência da inundação, sendo assim também não considerado nessa análise.

Figura 5.27 - Perfis médios de I_D , K_D e E_D , bem como os perfis de umidade determinados nas quatro campanhas de ensaios realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

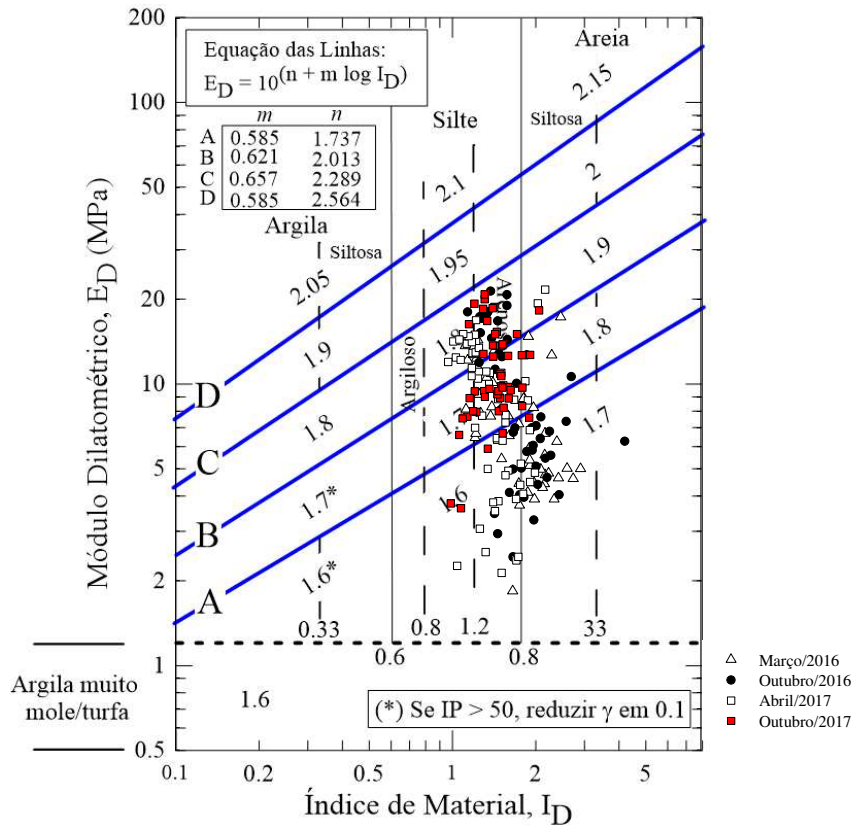
Diferente do que foi observado nos ensaios CPT (Figura 5.22), onde se observa a influência da sucção para todos os perfis de q_c , apenas os parâmetros K_D (Figura 5.22.b) e E_D (Figura 5.22.c) da campanha de Outubro/2017 sofreram um influência mais pronunciada dessa condição. Tal fato pode ser interpretado analisando o perfil de umidade medido nesta campanha, em conjunto com a curva de retenção média do solo (Figura 5.23.a). Desta análise, observa-se que os valores de umidade dessa campanha estão localizados na Região 2 da curva de retenção média do solo, onde ocorrem uma grande variação da sucção, para uma pequena variação da umidade.

A influência da condição não saturada na interpretação dos ensaios DMT realizados na USP de São Carlos foi inicialmente avaliada por meio do emprego do ábaco de classificação dos solos proposto por Marchetti e Crapps (1981). Para esta análise, perfis médios de I_D , K_D e E_D para cada uma das campanhas realizadas, foram determinados. Nesta análise, foi considerado apenas a parte do perfil do subsolo até 10,0 m de profundidade, com o intuito de se considerar todas as campanhas até a mesma profundidade.

A Figura 5.28 mostra a classificação do solo da USP de São Carlos para as quatro campanhas de ensaios realizadas. Nota-se que o perfil do subsolo foi classificado em todas as campanhas como um silte arenoso. Esta classificação não é muito diferente da granulometria determinada sem o uso de defloculante (areia siltosa), a qual melhor representa o que de fato ocorre nesse

campo experimental. Apenas o horizonte mais superficial do solo (até 3,0 m de profundidade), nas campanhas de Março/2016 e Outubro/2016, foram classificadas como uma areia siltosa.

Figura 5.28 - Classificação do solo pelo ensaio DMT para as campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.



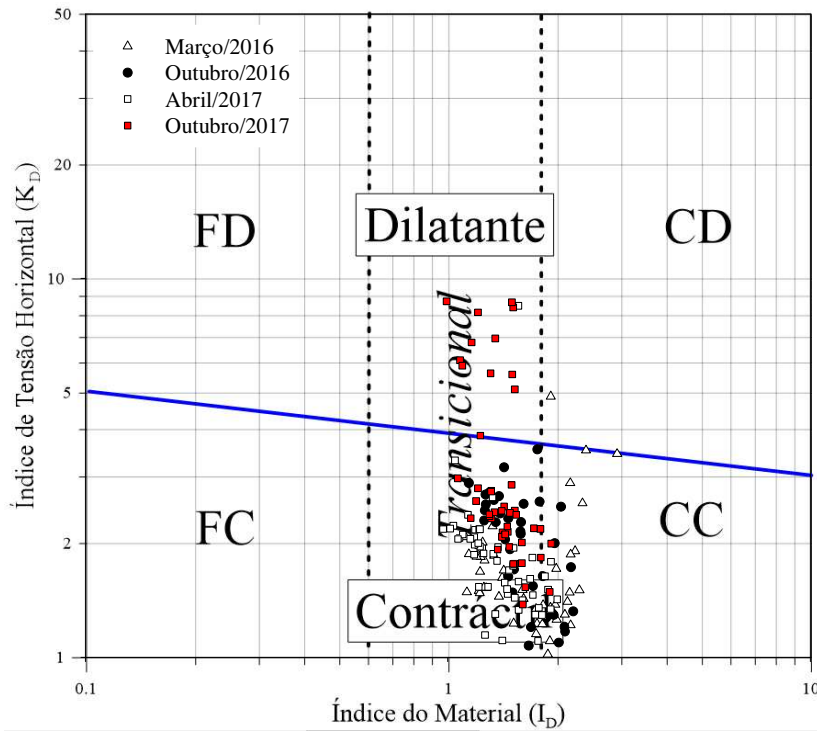
Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps (1981).

Quando se avaliam os resultados apresentado na Figura 5.28 considerando as informações disponíveis dos perfis de umidade e a curva de retenção média, observa-se que não houve influência da sucção na campanha de Outubro/2017 (Figura 5.27) para a definição do tipo de solo.

O comportamento contráctil/dilatante desse solo também foi avaliado por meio do ábaco proposto por Robertson (2015). A Figura 5.29 apresenta o resultado das quatro campanhas (condição natural e inundada) realizadas. Observa-se que existe, em geral uma razoável concordância entre os resultados desses ensaios, sendo todo o perfil classificado como um silte (intermediário), com comportamento contráctil. Só o horizonte mais superficial (acima 4,0 m de profundidade) da campanha realizada em Outubro/2017 apresentou comportamento dilatante. A partir de ensaios de laboratório realizados por Machado (1998) observa-se que este solo apresenta comportamento contráctil na ruptura, entretanto, para a os níveis de sucção

presente na campanha de Outubro/2017, observa-se a indicação nesse ábaco de comportamento dilatante na ruptura, um indicativo do efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios DMT realizados neste campo experimental.

Figura 5.29 - Avaliação do comportamento contrátil ou dilatante para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.



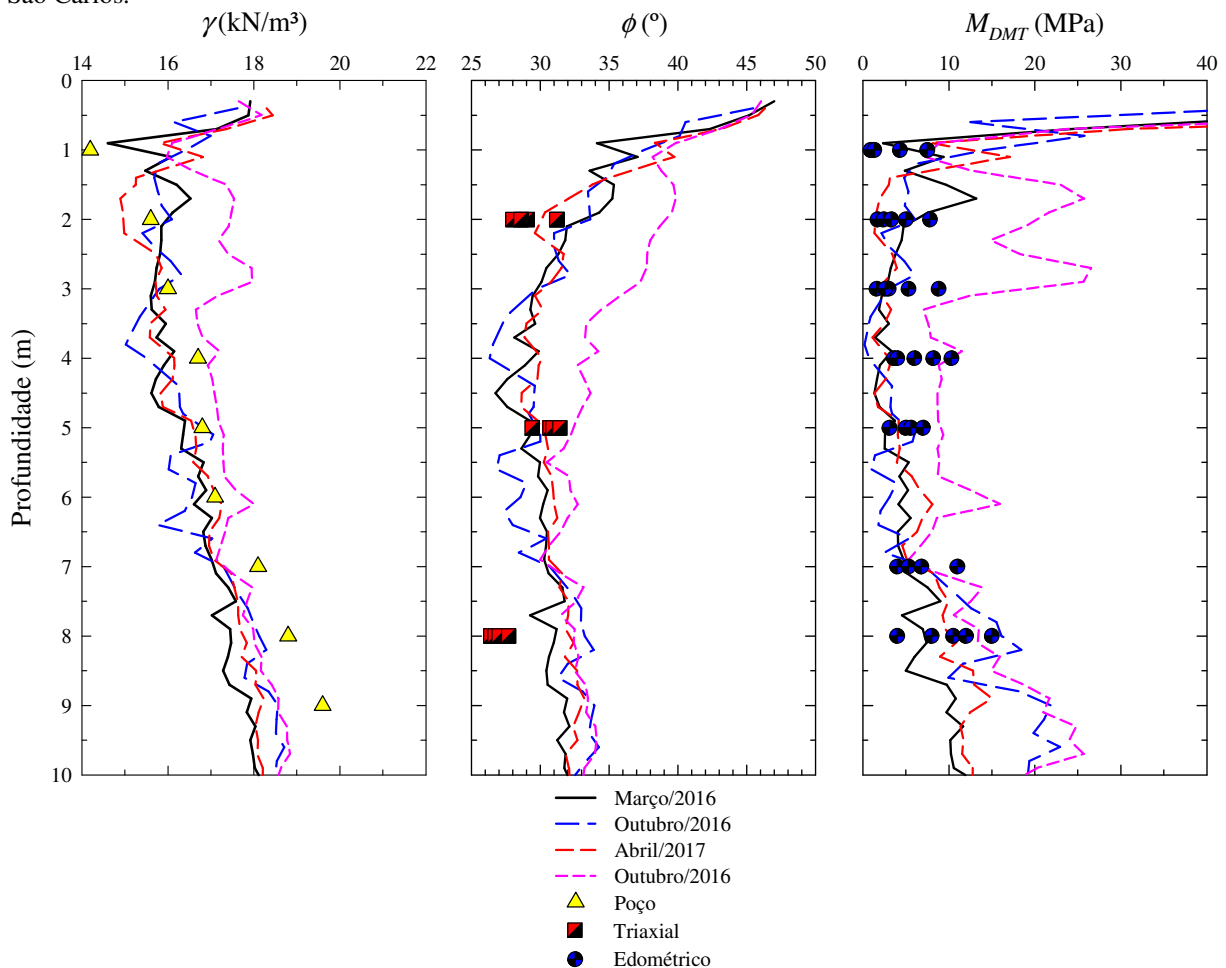
Fonte: próprio autor.

Dando continuidade a caracterização do solo investigado, a estimativa de parâmetros geotécnicos através dos perfis médios de I_D , K_D e E_D determinados a partir das quatro campanhas foi realizada. Importante ressaltar que diferentemente dos ensaios CPTu realizados neste campo experimental, a classificação do tipo de solo está de acordo com o comportamento esperado desse material em condições de campo, assim a estimativa de parâmetros geotécnicos foi realizada. A Figura 5.30 apresenta os valores de peso específico do solo (γ_n), ângulo de atrito (ϕ) e módulo confinado (M_{DMT}) estimados para as quatro campanhas. Estes parâmetros foram estimados empregando as equações 5.4, 5.5 e 5.6. Estes valores foram comparados com valores de referência, anteriormente citados (Tabela 3.2 e Tabela 3.3) determinados a partir amostras indeformadas.

De modo geral, o que se nota na Figura 5.30 é que os parâmetros estimados estão de acordo com os valores de referência (amostras indeformadas, ensaios triaxiais e edométricos) para as campanhas de Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017. Para estas campanhas, os perfis de umidade foram sempre superiores a 15 %, o que corresponde a Região 1 da *SWRC* média (Figura 5.23.a) deste modo, a sucção teria pouca influência no comportamento mecânico desse solo.

Já, para a campanha de Outubro/2017, os parâmetros estimados foram superiores aos valores de referência. Tal comportamento pode estar relacionado com a influência da condição não saturada nos resultados dos ensaios DMT. O perfil de umidade dessa campanha apresentou valores sempre inferiores a 15 %, o que corresponde a Região 2 da *SWRC* média, região onde se espera maior variabilidade dos parâmetros geotécnicos para pequenas variações no teor de umidade.

Figura 5.30 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito e módulo confinado calculados a partir dos valores médios de I_D , K_D , E_D e valores de referência determinados em laboratório para o solo do campo experimental da USO de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

5.3. TENTATIVA DE INCORPORAÇÃO DO EFEITO DA SUCCÃO NOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

5.3.1. Unesp de Bauru

A interpretação de ensaios CPT e SDMT é bem estabelecida para areias e argilas saturadas ou secas (LUNNE ET AL., 1997; MARCHETTI ET AL., 2001). Entretanto, pouco tem sido feito para se interpretar ensaios de campo em solos não convencionais, em especial os não saturados. A prática atual, em geral trata a interpretação de ensaios de campo em solos não saturados considerando que as tensões totais (σ), são iguais as tensões efetivas (σ'), e despreza a contribuição da sucção nos resultados desses ensaios.

O fato de não se levar em conta a influência da sucção nos resultados de ensaios de campo pode levar a uma definição inadequada do perfil estratigráfico, erros na avaliação se o solo tem comportamento contráctil ou dilatante e em especial uma estimativa incorreta dos parâmetros geotécnicos dos solos.

A consideração da sucção na interpretação de ensaios de campo pode ser feita empregando a equação de tensões efetivas proposta por Bishop (1959), definida como:

$$\sigma' = \sigma + \chi(u_a - u_w) \quad (5.7)$$

onde $(u_a - u_w)$ é a sucção e χ é o parâmetro que relaciona a sucção com o grau de saturação do solo, sendo 1 para solos saturados e 0 para solos secos.

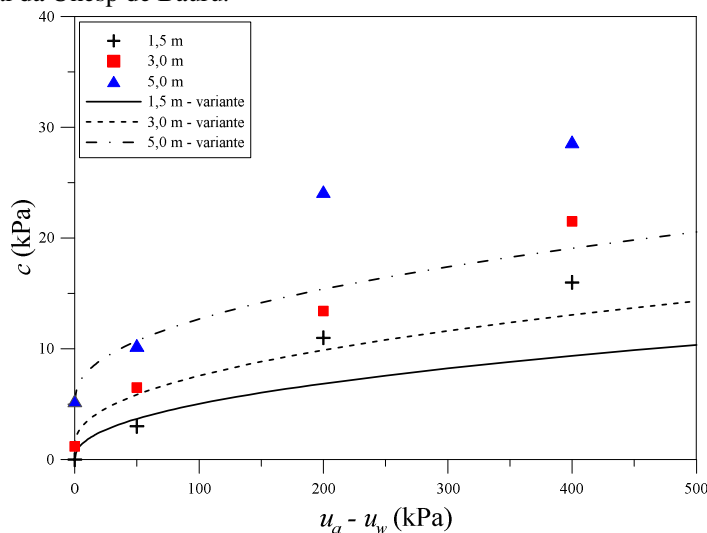
Nesta pesquisa, o parâmetro χ foi assumido considerando a proposta de Khalili e Khabbaz (1998) e a relação direta entre χ e grau de saturação. Esta última abordagem tem sido empregada por Robertson et al., (2017).

A fim de se verificar a aplicabilidade da proposta de Khalili e Khabbaz (1998) para definição de χ , fez-se a previsão da resistência ao cisalhamento do solo da Unesp de Bauru e comparou-a com resultados de ensaios triaxiais com controle de sucção realizados por Fernandes (2016).

A Figura 5.31 mostra as curvas de previsão da resistência obtida utilizando o χ calculado pela equação 2.20 (item 2.5.1.1). A pressão de entrada de ar do solo para as três profundidades (1,5, 3,0 e 5,0 m) foi definida no item 3.1.3.1 deste trabalho: 1,5 kPa para 1,5 e 3,0 m de profundidade, e 2,0 kPa para 5,0 m de profundidade. Nesta figura, a resistência do solo é representada em termo de coesão aparente (c) e os pontos de coesão vs sucção, apresentados na

Tabela 3.3. Observa-se que a resistência prevista para esta pressão de ar está abaixo dos valores experimentais, embora o formato da curva pareça adequado.

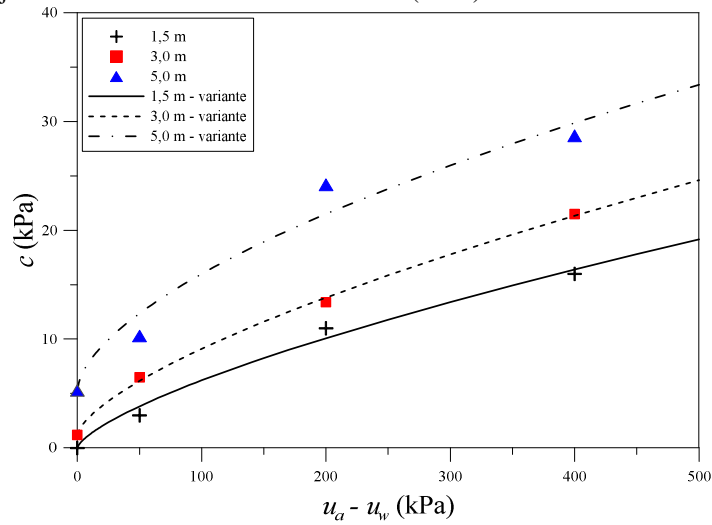
Figura 5.31 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo do Campo Experimental da Unesp de Bauru.



Autor: próprio autor.

A fim de se ter um melhor ajuste do modelo de Khalili e Khabbaz (1998) aos pontos experimentais, foram feitas adequações nessa equação para uma melhor estimativa de χ . Neste sentido, através de regressão, determinou-se o expoente da relação sucção/pressão de entrada de ar e do valor da pressão de entrada de ar para cada uma das profundidades ensaiadas. As Equações 5.8, 5.9 e 5.10 foram então definidas, respectivamente, e elas foram utilizadas para o cálculo de χ para 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Na Figura 5.32 tem-se representado o resultado desse ajuste, ou seja, a adequação do modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo desse campo experimental.

Figura 5.32 – Proposta para previsão da resistência ao cisalhamento do solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir de um ajuste no modelo de Khalili e Khabbaz (1998).



Autor: próprio autor.

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{0,09} \right]^{-0.299} \quad (5.8)$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{0,16} \right]^{-0.325} \quad (5.9)$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{1,16} \right]^{-0.400} \quad (5.10)$$

A partir dos perfis de umidade determinados nas diferentes campanhas de ensaios CPT e SDMT, em conjunto com a curva de retenção média do solo (Figura 4.5), foi possível calcular os valores de χ , seguindo a abordagem adaptada de Khalili e Khabbaz (1998). Além deste procedimento, os valores de χ foram assumidos como iguais aos valores de grau de saturação determinados através dos perfis de umidade e dos índices físicos desse local (ROBERTSON ET AL., 2017).

A Tabela 5.1 e a Tabela 5.2, respectivamente, mostram os valores de χ empregados na estimativa das tensões efetivas (σ') determinados pelas propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e Robertson et al., (2017). Tais valores foram empregados na estimativa dos parâmetros após normalização dos resultados dos ensaios CPT e DMT realizados no Local 1 e Local 2.

A Equação 5.8 foi utilizada até 2,0 m de profundidade; a Equação 5.9 foi usada entre 2,0 e 4,0 m de profundidade e a Equação 5.10 foi usada entre 4,0 e 8,0 m com a proposta de Khalili e Khabbaz (1998).

Os valores de sucção atuantes ao longo da profundidade foram assumidos a partir da curva de retenção média (Figura 4.5) e dos perfis de umidade medidos em campo. Segundo essa abordagem, chegou-se, em alguns casos, a valores superiores a 2500 kPa, sendo estes não encontrados na prática da engenharia. Deste modo, neste trabalho, a faixa de sucção de 0 a 600 kPa foi adotada, a partir daquilo que é discutido por Vanapalli et al., (1996) e Khalili e Khabbaz (1998). Na tentativa de avaliar como seria possível incorporar o efeito da sucção na interpretação de resultados de ensaios de campo, valores de sucção iguais a 100, 200, 300 e 600 kPa foram considerados na interpretação dos ensaios de campo realizados na condição não saturada até 4,0 m de profundidade, ou seja, no horizonte onde se observa a variação da umidade, e assim da sucção. Para profundidades maiores do que 4,0 m, os valores de sucção foram assumidos diretamente a partir da curva de retenção, e ele foram sempre menores que 20 kPa.

Tabela 5.1 - Estimativa de valores de χ para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir de um ajuste no modelo de Khalili e Khabbaz (1998).

Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ
0,0 a 2,0	100	0,13	200	0,10	300	0,09	600	0,07
2,0 a 4,0	100	0,12	200	0,10	300	0,09	600	0,07
4,0 a 8,0	10	0,32	20	0,32	10	0,32	10	0,32

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.2 - Estimativa de valores de χ para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru, a partir da proposta de Robertson et al., (2017).

Prof. (m)	w (%)	S_r (%)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)
0 a 0,25	5,5	19,65	0,1965	100	200	300	600
0,25 a 1,125	5	17,86	0,1786	100	200	300	600
1,125 a 1,875	5,2	18,58	0,1858	100	200	300	600
1,875 a 4,125	6,1	21,79	0,2179	100	200	300	600
4,125 a 8,0	7,3	26,10	0,2610	10	10	10	10

Fonte: próprio autor.

5.3.1.1. Local 1 (área arborizada)

Conforme já discutido, só as campanhas de ensaios realizadas no Local 1 da Unesp de Bauru apresentaram maior influência da condição não saturada. Assim, apenas essas campanhas serão reinterpretadas a incorporando o efeito da sucção a partir da equação de Bishop (1959) (equação 5.7).

5.3.1.1.1. CPT

Para o Local 1, os perfis médios de q_c (Figura 5.4) foram interpretados considerando a contribuição da sucção nas tensões efetivas. Tal efeito foi inicialmente avaliado a partir da resistência de ponta normalizada (Q_m). Cabe ressaltar que este procedimento não foi realizado para os valores de f_s , pois quando da normalização de f_s não se considera as tensões efetivas, e sim as tensões totais. Os valores de χ e sucção utilizados estão apresentados, respectivamente, na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2

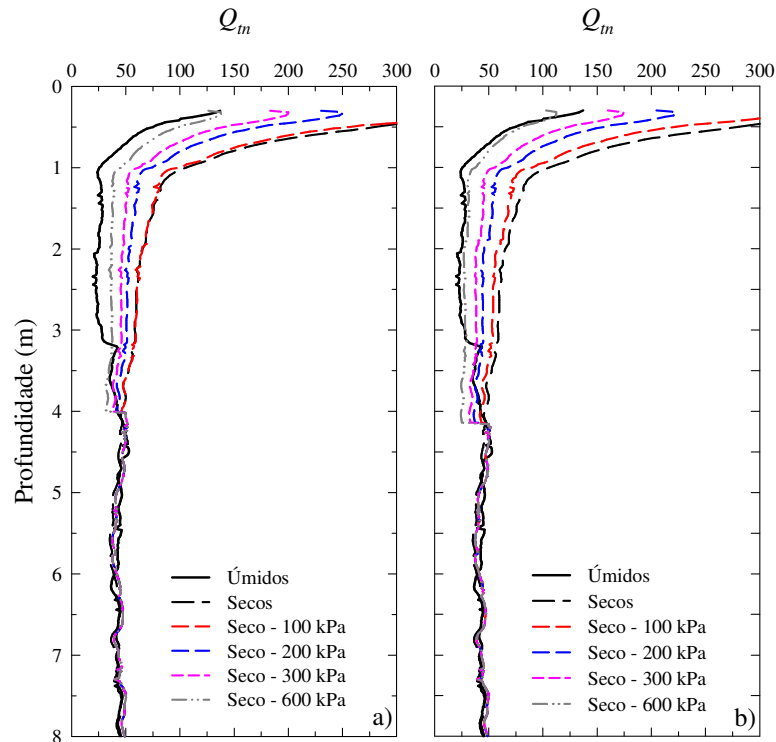
A Figura 5.33 mostra os valores de Q_m determinados pela proposta ajustada de Khalili e Khabbaz (1998) (Figura 5.33.a) e pela proposta de Robertson et al., (2017) (Figura 5.33.b).

Observa-se, nesta figura, que ao se incorporar a sucção nas tensões efetivas considerando seu valor igual a 600 kPa, o perfil médio de q_c determinado no período seco, se ajusta ao perfil determinado no período úmido, principalmente quando se utiliza a proposta de Robertson et al., (2017). Este fato também pode ser observado quando se emprega o ábaco de classificação de comportamento proposto por Robertson (2009).

Na Figura 5.34 tem-se os dados médios nos períodos úmido e seco plotados no ábaco de classificação de Robertson (2009), incorporando o efeito da sucção nas tensões efetivas, de duas maneiras: Khalili e Khabbaz (1998) (Figura 5.34.a) e Robertson et al., (2017) (Figura 5.34.b).

Como discutido na Figura 5.6, o solo do Local 1 apresenta comportamento predominante de areias (penetração drenada). Para os meses úmidos, este material é classificado como misturas de areia (areia siltosa a silte arenoso), o que está mais de acordo com resultados dos ensaios de granulometria (areia siltosa), sem o uso de defloculante. Nos meses secos, o solo é classificado como Areias (areias limpas a areia siltosa). Além disso, o solo tem comportamento predominantemente contrátil nos meses úmidos e dilatante nos meses secos. Ao se incorporar o efeito da sucção no cálculo das tensões efetivas, o solo tende a ser classificado como misturas de areia e se comportar como contrátil a grandes deformações, que é o comportamento observado na condição úmida (sem o efeito da condição não saturada) nos resultados de ensaios CPT.

Figura 5.33 - Valores de Q_m ajustados em função da sucção para os dados do Local 1 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.

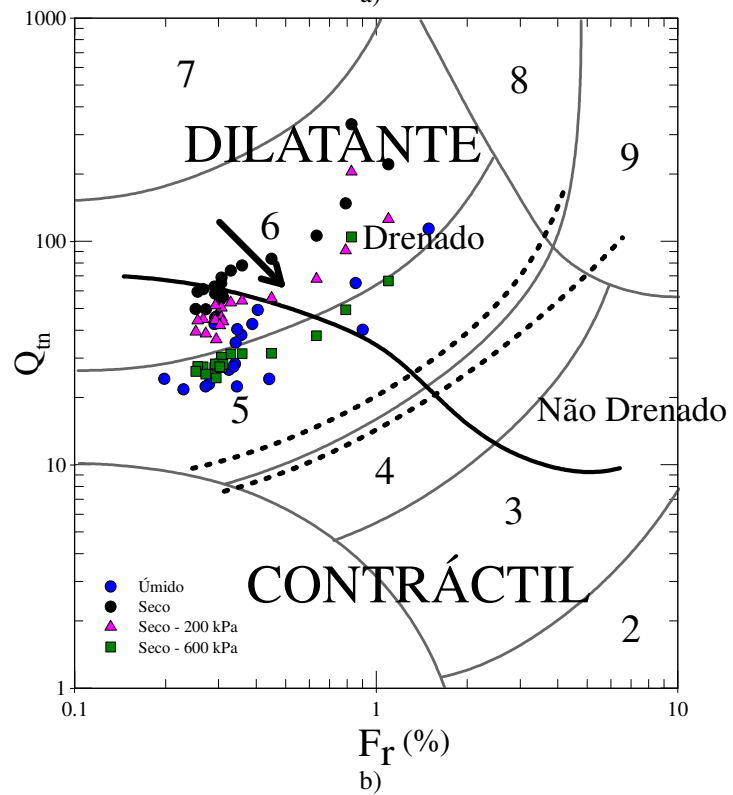
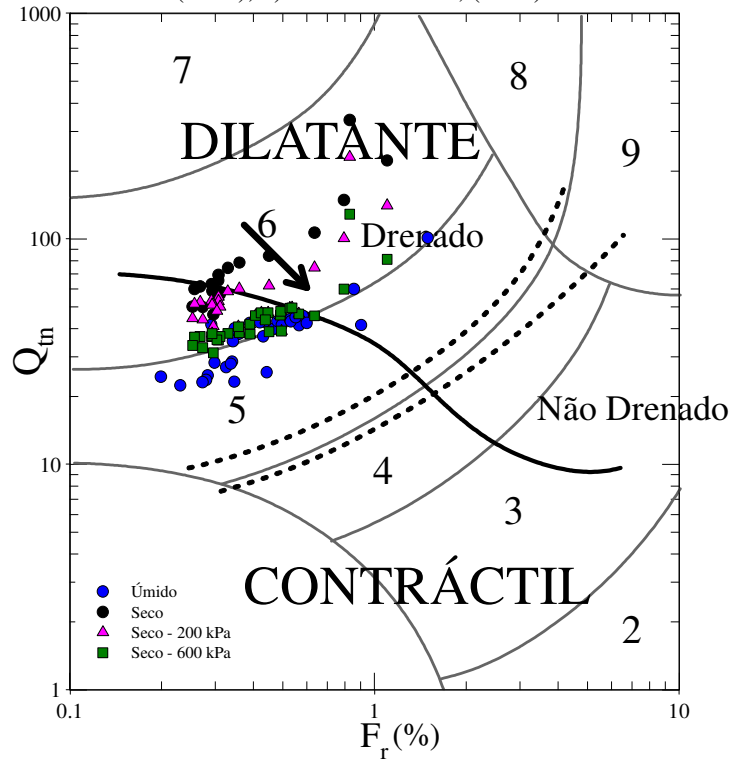


Fonte: próprio autor.

Sobre a estimativa de parâmetros de projeto, a Figura 5.35 apresenta a estimativa do ângulo de atrito para as condições de sucção iguais a 200 e 600 kPa através da equação 5.1. O efeito da sucção foi considerado pela proposta de Robertson et al., (2017). Observa-se nesta figura que, ao se considerar a sucção na interpretação, tem-se uma melhor estimativa de parâmetros mecânicos desse solo. Importante destacar que esse efeito foi considerado até 4,0 m de profundidade, onde se observa as maiores variações de umidade.

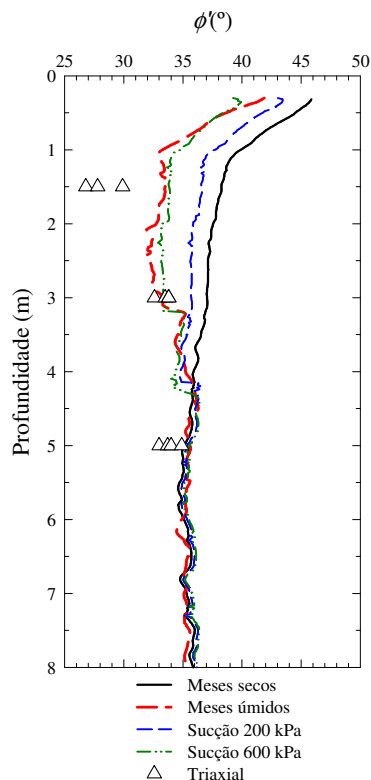
Os valores de ângulo de atrito foram comparados com valores de referências determinados em ensaios triaxiais realizados por Fernandes (2016), apresentados na Tabela 3.3. Nota-se boa concordância entre os valores medidos e estimados, exceto para 1,5 m de profundidade. A maior diferença observada a 1,5 m de profundidade pode estar relacionada ao fato de que os valores de ângulo de atrito estimados pelo ensaio CPT incorporaram a componente de coesão como uma parcela de atrito, uma vez que o solo se comporta como areia.

Figura 5.34 - Resultados dos ensaios CPT realizados no Local 1, e a influência de se incorporar a sucção nas tensões efetivas. a) Khalili e Khabbaz (1998); b) Robertson et al., (2017).



Fonte: próprio autor.

Figura 5.35 - Estimativa do ângulo de atrito considerando o efeito da sucção pela proposta de Robertson et al., (2017) para 200 e 600 kPa de sucção.



Fonte: próprio autor.

5.3.1.1.2. DMT

Da mesma forma do que foi feito com os resultados de ensaios CPT executados no Local 1 da Unesp de Bauru, as três campanhas de ensaios DMT (Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017) foram reinterpretadas considerando o efeito da condição não saturada.

Das correlações clássicas apresentadas por Marchetti (1980), somente a proposta para a estimativa do índice de tensão horizontal (K_D) é normalizada pela tensão efetiva. O índice do material (I_D) é normalizado pela tensão horizontal efetiva ($p_o - u_o$), sendo u_o a pressão hidrostática no solo. Já o módulo dilatométrico (E_D), não apresenta normalização, sendo definido pela diferença de p_l e p_o , considerando a teoria da elasticidade.

A equação de Bishop (1959) foi utilizada para a definição das tensões efetivas para estimativa de K_D . No caso de I_D , como este índice é empregado como um indicativo do tipo de solo, para definir a faixa de aplicabilidade de correlações empíricas, ele não foi corrigido. Além disso, as diferentes condições de saturação investigadas não modificaram o comportamento do solo estudado. Já, o efeito da condição não saturada nos valores de E_D , foi avaliada empregando-se o índice de rigidez K_E . Vale lembrar que o índice de rigidez relaciona a rigidez do solo com o estado de tensões, por meio da equação 5.11:

$$E_D = K_E \cdot p_a (\sigma'_v / p_a)^n \quad (5.11)$$

onde p_a é a pressão atmosférica (100 kPa) e n é o expoente de tensões, assumido igual 0,5 para solos arenosos. É importante destacar que este procedimento não permite a estimativa do módulo de deformabilidade do solo, ou seja, o Módulo de Young (E). Como discutido por Marchetti et al. 2001, E_D não pode ser considerado um módulo de deformabilidade do solo, pois ele é determinado a partir do solo perturbado pela penetração da lâmina, a direção de carregamento ser horizontal e não incorporara informações sobre o histórico de tensões.

A Tabela 5.3 apresenta os valores de χ e sucção utilizados na definição das tensões efetivas a serem empregadas na normalização dos valores de E_D e K_D . Os valores de sucção foram definidos a partir de análise em conjunto dos perfis de umidade com a curva de retenção média desse solo. Devido a boa concordância entre as propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e de Robertson et al. 2017, apenas a proposta de Robertson et al. (2017) foi empregada.

Tabela 5.3 - Estimativa de valores de χ e sucção considerando a proposta de Robertson et al., (2017).

Prof. (m)	Novembro/2014			Abril/2016			Outubro/2017		
	w (%)	χ	($u_a - u_w$) (kPa)	w (%)	χ	($u_a - u_w$) (kPa)	w (%)	χ	($u_a - u_w$) (kPa)
0 a 0,4	4,2	0,160	1200	6,7	0,255	100	5,9	0,225	300
0,4 a 1,2	4,1	0,156	1200	6,8	0,259	100	6,1	0,232	300
1,2a 2,8	4,7	0,179	1200	7,3	0,279	30	6,4	0,244	300
2,8 a 4,2	6,5	0,247	1200	7,5	0,286	25	6,5	0,248	300
4,2 a 8,0	7,5	0,286	15	9,1	0,347	8	8,8	0,335	10

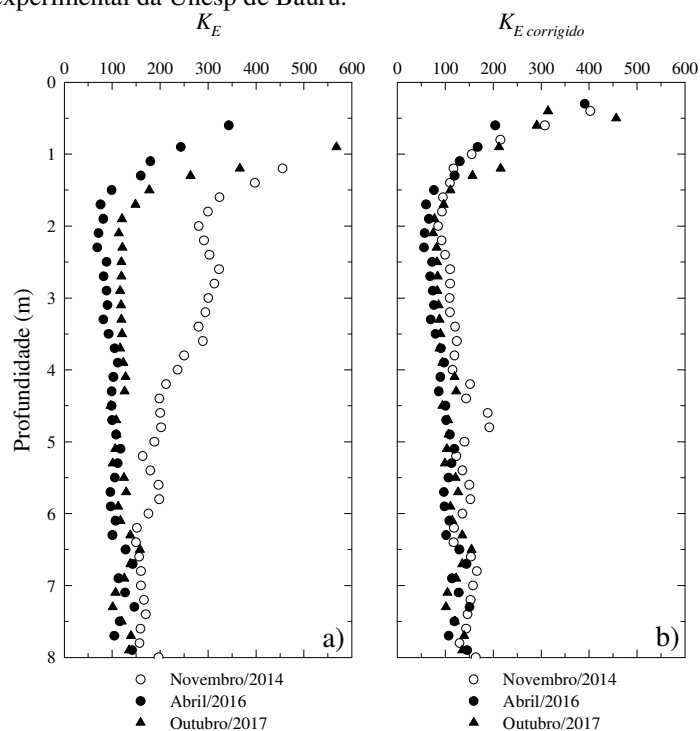
Fonte: próprio autor.

A Figura 5.36 apresenta os valores de K_E determinados através da equação 5.11, sem considerar (Figura 5.36.a) e considerando (Figura 5.36.b) o efeito da sucção nas tensões efetivas. Observa-se, nessa figura, que quando se considera um valor de sucção igual a 1200 kPa para a campanha de Novembro/2014, e igual a 100 kPa para a campanha de Abril/2016 e igual a 300 kPa para a campanha de Outubro/2017, tem-se uma boa concordância entre os valores de índice de rigidez. Aspecto importante nessa análise consiste no fato de que valores de sucção da ordem de 1200 kPa são elevados quando comparados com aqueles comumente observados na prática da geotecnia (VANAPALLI et al., 1996 e KHALILI e KHABBAZ, 1998). Deste modo, o autor buscou reinterpretar os ensaios realizados nesta campanha, a fim de melhor compreender as possíveis causas que poderiam justificar tais resultados, quando se compara as outras duas realizadas. Destaca-se o fato que esta foi uma das primeiras campanhas de ensaios DMT (Novembro de 2014) realizada neste campo experimental, por uma empresa

que havia adquirido recentemente esse equipamento. O ensaio, bem como a calibração antes e após a execução do ensaio, foram todos realizados pela própria empresa. Chama atenção também o fato de que nessa campanha foi quando se obteve o perfil de umidade mais seco, com valores variando entre 4 e 5% nos primeiros metros do perfil (Figura 5.8). Este fato pode justificar elevados valores de sucção definidos a partir da SWRC média assumida para essa área (Figura 4.5) e portanto as diferentes valores dos parâmetros intermediados e estimados determinados por esse ensaios.

Na Figura 5.37 tem-se os valores de E_D estimados não considerando (Figura 5.37.a) e considerando (Figura 5.37.b) o efeito da condição não saturada nas tensões efetivas. Observa-se nessa figura a grande influência da sucção nos valores de E_D . De modo semelhante a estimativa de E_D , os valores de K_D foram estimados incorporando o efeito da sucção nas tensões efetivas através da Equação 2.11. A Figura 5.38 apresenta os perfis de K_D estimados não considerando (Figura 5.38.a) e considerando (Figura 5.38.b) o efeito da condição não saturada. Novamente, observa-se boa concordância entre os perfis de K_D estimados considerando o efeito da condição não saturada. Ao considerar o efeito da sucção nos valores de K_D , se observa que os valores estão entre 1,8 e 2,3, valores típicos de solos normalmente adensados, característica essa verificada por ensaios edométricos realizados por Saab (2016).

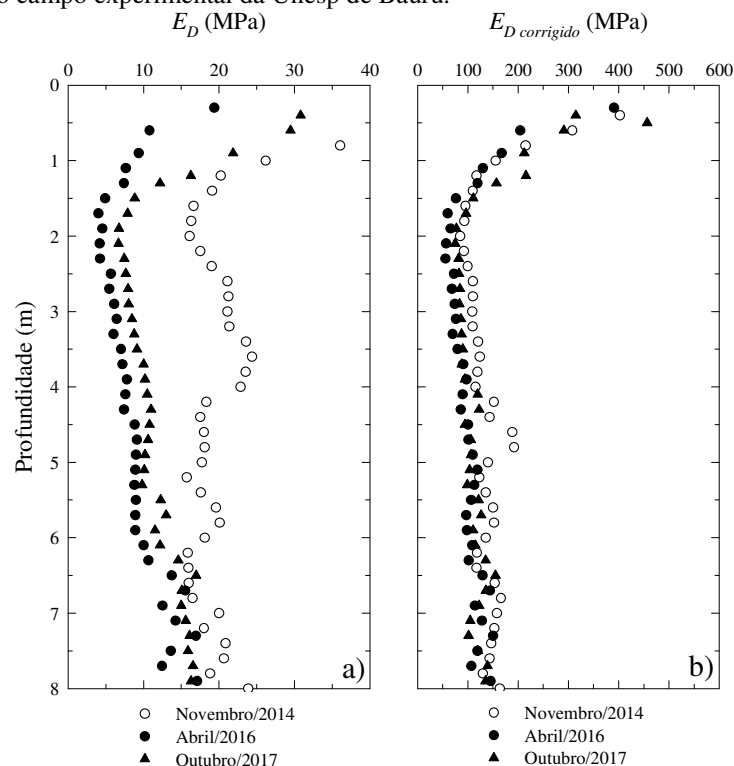
Figura 5.36 - Valores de K_E estimados não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

Considerando a boa concordância dos perfis de E_D e K_D após incorporar o efeito da sucção, os resultados desses ensaios foram reinterpretados, para classificar o solo e estimar parâmetros de projeto. Neste sentido, o perfil de solo foi classificado de acordo com os ábacos de Marchetti e Crapps (1981) e Robertson (2015). Além disso, os parâmetros peso específico, ângulo de atrito e o módulo confinado foram estimados e comparados com valores de referência determinados por meio de ensaios de laboratório realizados por Fernandes (2016) e Saab (2016).

Figura 5.37 - Módulo Dilatométrico estimado não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.



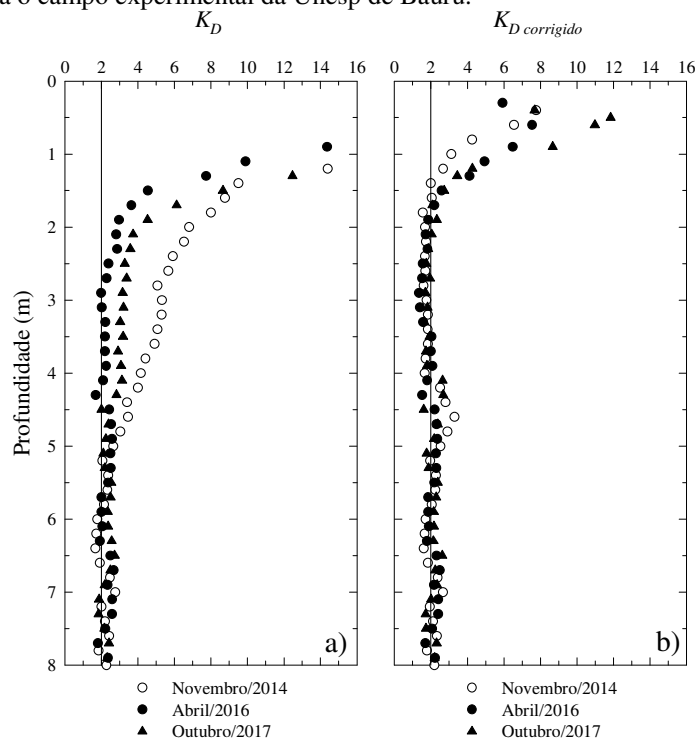
Fonte: próprio autor.

A Figura 5.39 apresenta a classificação do solo por meio do ábaco de Marchetti e Crapps (1981). Nota-se, nessa figura, que o perfil de solo foi classificado como um silte arenoso nas campanhas de Abril/2016 e Outubro/2017, e como uma areia siltosa na campanha de Novembro/2014. As diferenças observadas devem ao fato de não ter sido incorporado o efeito da condição não saturada no cálculo de I_D . Este fato também é observado no ábaco proposto por Robertson (2015) (Figura 5.40), onde para a campanha de Novembro/2014 o solo é classificado como um material grosso contráctil, e para as campanhas de Abril/2016 e

Outubro/2017 o solo é classificado como um solo transicional de comportamento contráctil. Deste modo, conclui-se que para a definição apropriada do perfil do subsolo em um terreno na condição não saturada é necessário incorporar tal efeito no cálculo de I_D .

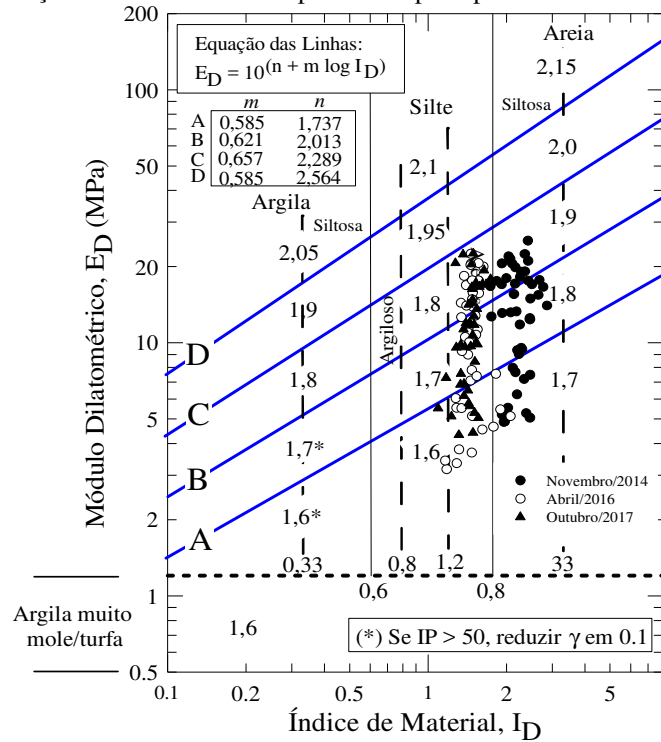
A Figura 5.41 apresenta os perfis de ângulo de atrito, peso específico e módulo confinado estimados através dos valores de K_D e E_D para as três campanhas realizadas. Observa-se a boa concordância entre os valores estimados com os de referência, o que indica, também aqui, a importância em se considerar o efeito da condição não saturada nas tensões efetivas e a partir daí, estimar os parâmetros geotécnicos.

Figura 5.38 - Índice de tensão horizontal (K_D) estimado não considerando (a) e considerando (b) e efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.



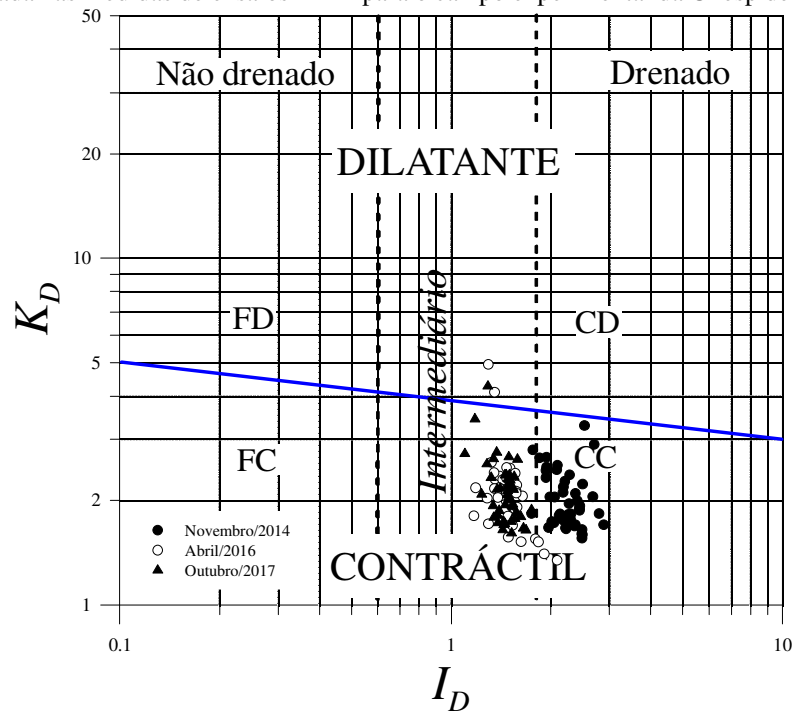
Fonte: próprio autor.

Figura 5.39 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Novembro/2014, Abril/2016 e Outubro/2017 considerando o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da Unesp de Bauru.



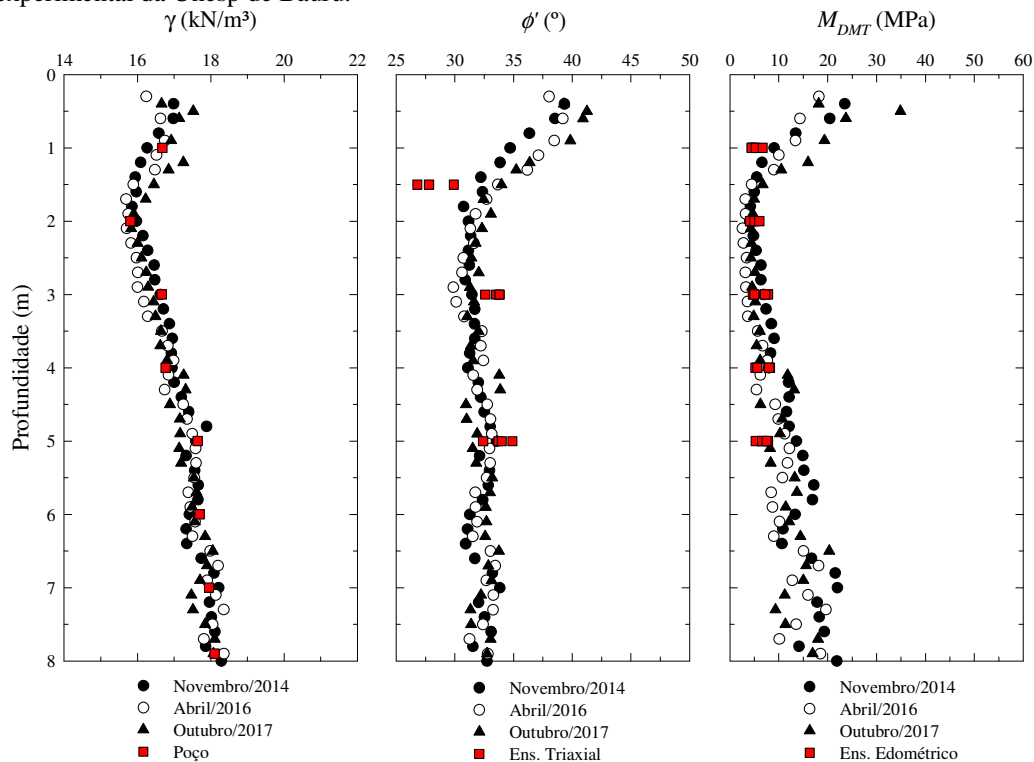
Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps (1981).

Figura 5.40 - Classificação do comportamento do solo pelo ábaco de Robertson (2015) considerando o efeito da condição não saturada nas medidas de ensaios DMT para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

Figura 5.41 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado determinados considerando a contribuição da sucção nos valores de K_D e E_D , bem como valores de referência obtidos em laboratório para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

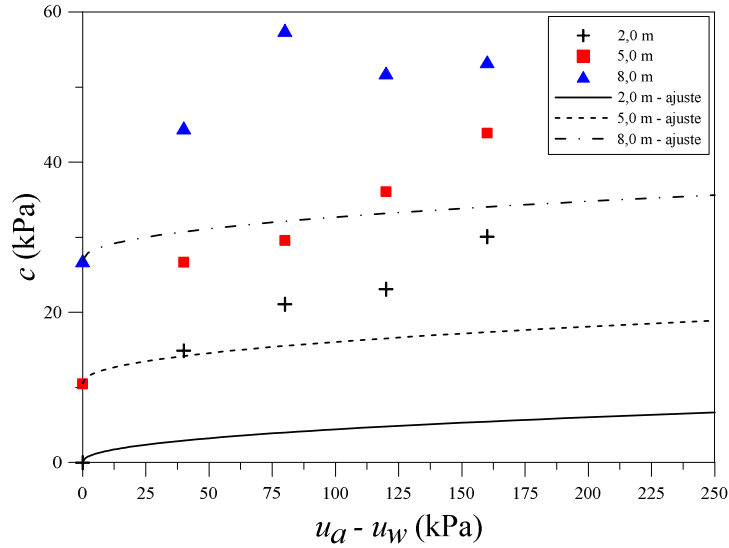
5.3.2. USP de São Carlos

De modo semelhante ao realizado para o campo experimental da Unesp de Bauru, os ensaios CPT e DMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos foram interpretados na tentativa de se incorporar o efeito da sucção nas tensões efetivas, empregando o parâmetro χ , com base nas propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e de Robertson et al., (2017).

O estudo da resistência ao cisalhamento do solo da USP de São Carlos foi realizado empregando os ensaios triaxiais com controle de sucção realizados por Machado (1998).

A Figura 5.42 mostra as curvas de previsão da resistência obtida utilizando o χ calculado pela equação 2.20 (item 2.5.1.1), para as pressões de entrada de ar do solo apropriadas para cada profundidade. Nesta figura, a resistência do solo é representada em termos de coesão aparente (c) e os pontos de coesão vs sucção estão na Tabela 3.3. Nota-se que a resistência prevista para esta pressão de ar é inferior aos valores experimentais, embora com o mesmo formato da curva.

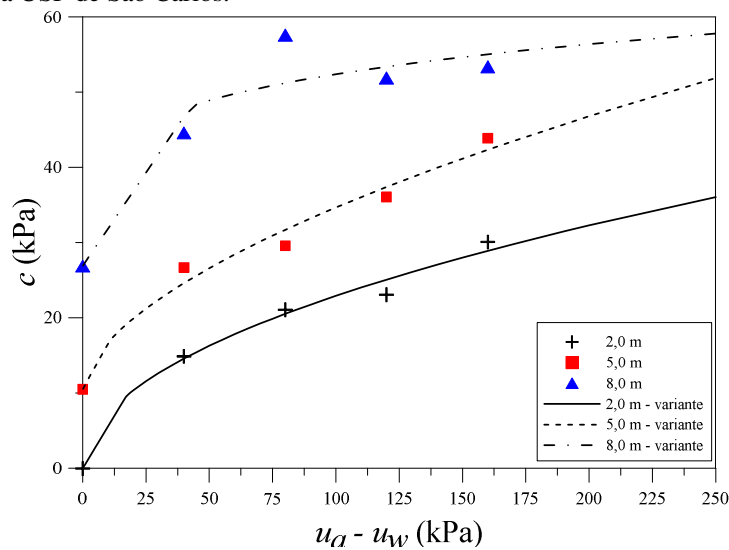
Figura 5.42 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.



Autor: próprio autor.

Também para esse campo experimental, o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) foi ajustado. A através de regressão, determinou-se o expoente da relação sucção/pressão de entrada de ar e do valor da pressão de entrada de ar para cada uma das profundidades ensaiadas. As Equações 5.11, 5.12 e 5.13 apresentam, respectivamente, as expressões utilizadas para o cálculo de χ para 2,0, 5,0 e 8,0 m de profundidade para esse campo experimental. A Figura 5.43 mostra o bom ajuste obtido depois dessa adaptação no modelo de Khalili e Khabbaz (1998).

Figura 5.43 - Previsão da resistência ao cisalhamento após ajustes ao modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para o campo experimental da USP de São Carlos.



Autor: próprio autor.

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{17,41} \right]^{-0.506} \quad (5.11)$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{10,82} \right]^{-0.413} \quad (5.12)$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{42,93} \right]^{-0.789} \quad (5.13)$$

Dos perfis de umidade determinados nas diferentes campanhas de ensaios CPT e SDMT, interpretados em conjunto com a curva de retenção média do solo (Figura 4.29), foi possível determinar os valores de χ , seguindo a abordagem adaptada de Khalili e Khabbaz (1998). Além deste procedimento, os valores de χ foram determinados considerando os valores de grau de saturação determinados através dos perfis de umidade e dos índices físicos de cada local estudado (ROBERTSON ET AL., 2017).

A Tabela 5.4 e a Tabela 5.5, respectivamente, mostram os valores de χ empregados na estimativa das tensões efetivas (σ') determinados pelas propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e Robertson et al., (2017).

Para a proposta de Khalili e Khabbaz (1998), a Equação 5.11 foi utilizada até 3,0 m de profundidade, entre 3,0 e 6,0 m de profundidade a Equação 5.12, e entre 6,0 e 8,0 m a Equação 5.13.

Os valores de sucção atuantes ao longo da profundidade foram assumidos a partir da curva de retenção média (Figura 4.5) e dos perfis de umidade (Figura 4.29). Como para o campo experimental da USP os valores de sucção foram bem inferiores ao observado no campo experimental da Unesp de Bauru.

Tabela 5.4 - Estimativa de valores de χ a partir do ajuste na proposta de Khalili e Khabbaz (1998) para o campo experimental da USP de São Carlos.

Prof. (m)	Março/2016		Outubro/2016		Abril/2017		Outubro/2017	
	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ
0,0 a 3,0	12,5	1,0	30	0,68	15	1,0	200	0,23
3,0 a 6,0	7,0	1,0	20	0,72	9,0	1,0	200	0,30
6,0 a 8,0	9,0	1,0	30	0,60	11,0	1,0	200	0,30

Fonte: próprio autor.

Tabela 5.5 - Estimativa de valores de χ considerando a proposta de Robertson et al., (2017) para o campo experimental da USP de São Carlos.

Março/2016			Outubro/2016		
Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ	Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ
0,0 a 0,5	48	0,35	0,0 a 1,9	40	0,44
0,5 a 2,6	12,5	0,50	1,9 a 4,2	20	0,51
2,6 a 5,6	7,1	0,59	4,2 a 6,4	15	0,59
5,6 a 8,0	9,0	0,71	6,4 a 8,0	12	0,71
a)					
Abril/2017			Outubro/2017		
Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ	Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ
0,0 a 0,5	107	0,33	0,0 a 1,2	200	0,26
0,5 a 2,6	20	0,50	1,2 a 2,6	200	0,34
2,6 a 6,4	10	0,69	2,6 a 8,0	200	0,45
6,4 a 8,0	10	0,73			
b)					

Fonte: próprio autor.

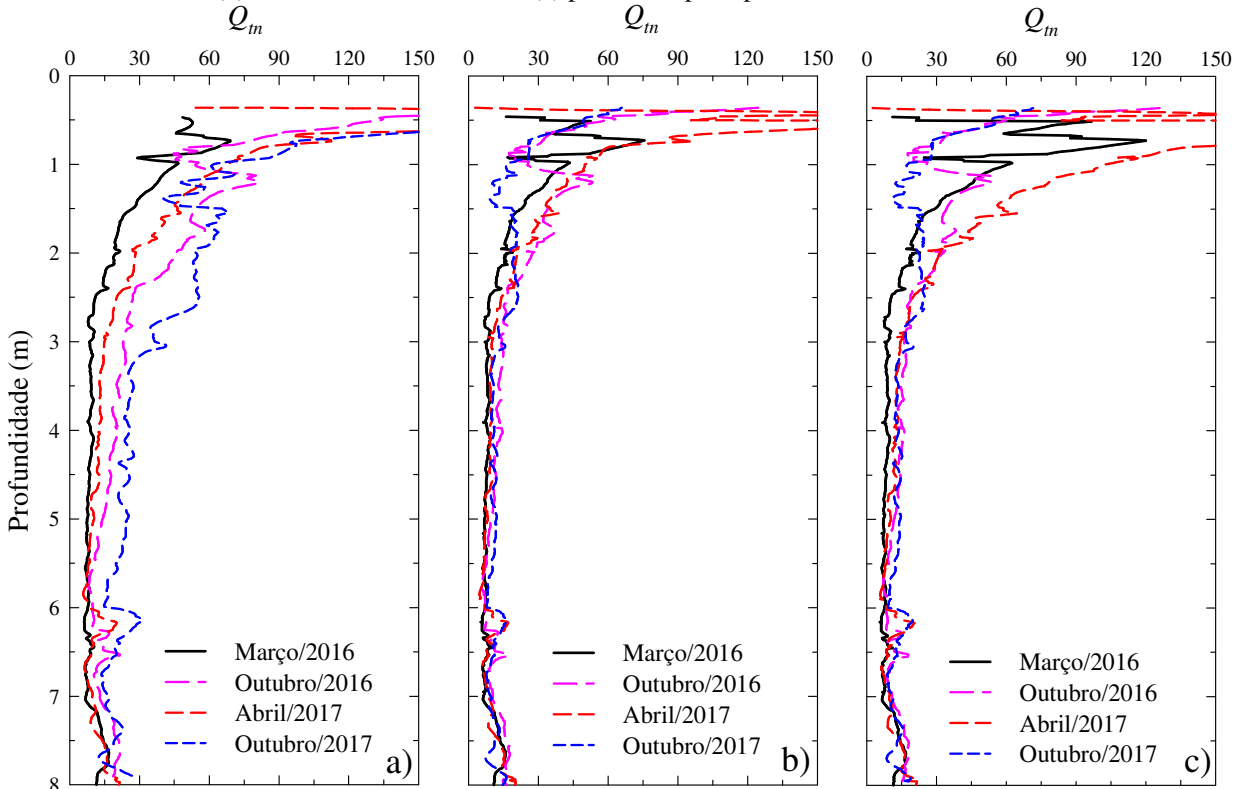
5.3.2.1. CPT

Da maneira semelhante ao realizado para o campo experimental da Unesp de Bauru adotou-se os perfis de Q_m determinados pela proposta e Robertson et al., (2017), uma vez que forneceram um melhor ajuste quando se considerou o efeito da condição não saturada.

A Figura 5.44 mostra os valores de Q_m determinados para as quatro campanhas de ensaios realizadas. Na Figura 5.44.a é apresentado os valores de Q_m determinados sem incorporar a sucção nas tensões efetivas. Na Figura 5.44.b são apresentados os valores de Q_m considerando a proposta de Robertson et al., (2017) e a na Figura 5.44.c são mostrados os valores de Q_m determinados pela variante da proposta de Khalili e Khabbaz (1998). Observa-se, nesta figura, que ao se incorporar o efeito da sucção nas tensões efetivas, os perfis médios de cada campanha tendem a se ajustar ao perfil da condição inundada, onde praticamente não há influência da sucção.

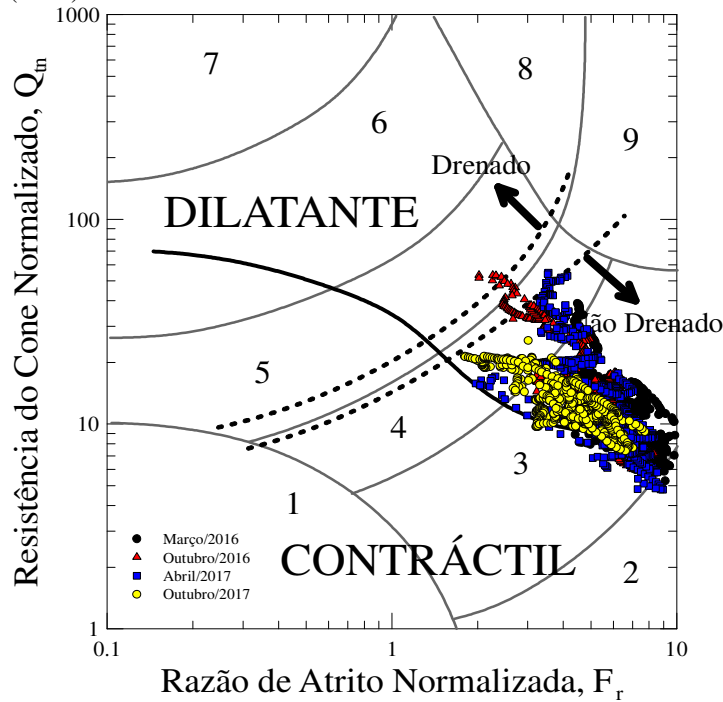
A Figura 5.45 e Figura 5.46 apresentam, respectivamente, os ábacos propostos por Robertson (2009) e Robertson (2016) para definição do perfil estratigráfico. Nesta análise, os perfis médios de Q_m das quatro campanhas de ensaios realizadas considerando o efeito da sucção foram empregados.

Figura 5.44 - Valores de Q_m na condição sem o efeito da sucção (a), corrigidos em função da sucção pela proposta de Robertson 2017 (b) e Khalili e Khabbaz 1998 (c) para o campo experimental da USP de São Carlos.



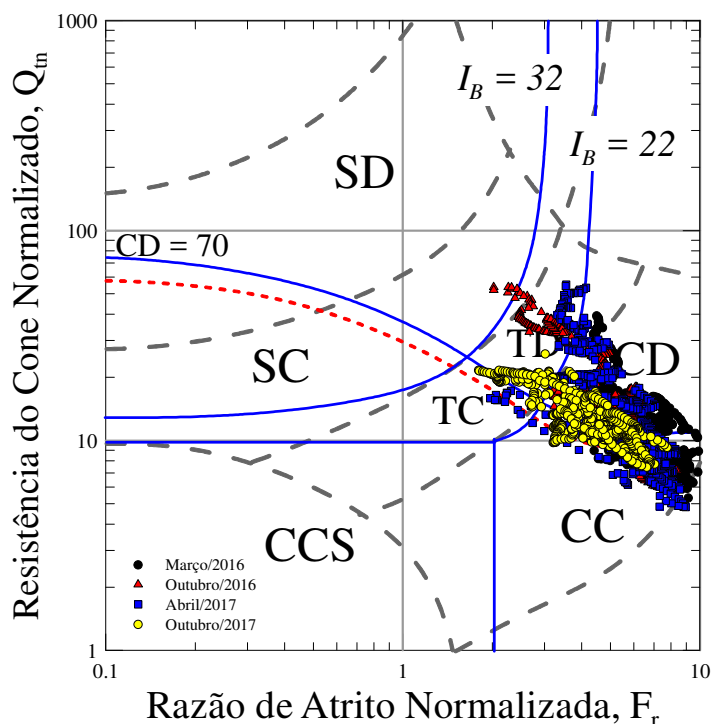
Fonte: próprio autor.

Figura 5.45 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no campo experimental da USP de São Carlos, plotados no ábaco de Robertson (2009) para classificação do solo, utilizando os valores ajustados pela proposta de Robertson (2017).



Fonte: próprio autor.

Figura 5.46 - Resultados dos ensaios CPTu realizados nas quatro campanhas no campo experimental da USP de São Carlos no ábaco de Robertson (2016) para classificação do solo, utilizando os valores ajustados pela proposta de Robertson (2017).



Fonte: próprio autor.

Ao interpretar o perfil do subsolo para os perfis médios de resistência de ponta normalizada (Q_m) e razão de atrito normalizada (F_r) para as quatro campanhas realizadas, empregando o ábaco de Robertson (2009) (Figura 5.45), o solo é classificado como uma argila siltosa a silte argiloso até 2,0 m profundidade. A partir dessa profundidade o solo é classificado, como uma argila a argila siltosa. Já, quando se emprega o ábaco de Robertson (2016) (Figura 5.46) classifica-se o solo até 2,0 m de profundidade como transicional, e a partir daí como uma argila a argila siltosa. Além disso, observa-se nesses ábacos que esse perfil do subsolo tem como característica a penetração não drenada durante a cravação do cone e comportamento dilatante na ruptura. Quanto às condições de drenagem, esse solo foi classificado em ambos os ábacos como penetração não drenada. Também nesse caso o solo desse perfil é identificado como um material com comportamento dilatante na ruptura.

Sendo assim, o comportamento identificado pelos ábacos de classificação não está de acordo para o que se espera para esse solo, uma vez que ele é uma areia fina argilosa, com comportamento drenado em condições de carregamentos usuais da geotecnia, e contráctil na ruptura, quando se interpreta os resultados de ensaios de laboratório de MACHADO (1998). Este mesmo comportamento foi observado para este perfil do subsolo, interpretando resultados

de ensaios CPTu sem levar em conta o efeito da condição não saturada. Neste sentido, considera-se que a penetração do cone nesse solo se dá em condição parcialmente ou não drenada. Sendo assim, os valores de q_c e f_s medidos não permitem representar adequadamente o comportamento mecânico desse solo e sua interpretação fica prejudicada, uma vez que as correlações existentes foram desenvolvidas para solos com penetração drenada (areia) e não drenada (argila). Por esse motivo optou-se em não estimar parâmetros geotécnicos para esse campo experimental a partir dos resultados dos ensaios CPTu realizados.

5.3.2.2. DMT

Como realizado para os ensaios DMT executados no Local 1 da Unesp de Bauru as quatro campanhas de ensaios DMT realizados na USP de São Carlos foram reinterpretadas considerando o efeito da condição não saturada.

Para a estimativa de K_D considerou a equação de Bishop (1959) para a definição das tensões efetivas. Novamente o parâmetro I_D , não foi corrigido, uma vez que a influência da condição não saturada não modificou o comportamento do solo estudado. Já, o efeito da condição não saturada nos valores de E_D foi considerado por meio do índice de rigidez K_E , utilizando a equação 5.11.

A Tabela 5.6 apresenta os valores de χ e sucção utilizados na definição das tensões efetivas empregadas na normalização de E_D e K_D . Os valores de sucção foram definidos a partir de análise em conjunto dos perfis de umidade com a curva de retenção média desse solo. Devido a boa concordância entre as propostas de Khalili e Khabbaz (1998) e de Robertson et al. 2017, diferentemente do que se obteve para os ensaios CPT, empregou-se apenas a proposta de Robertson et al. 2017.

Tabela 5.6 - Estimativa de valores de χ considerando a proposta de Robertson et al., (2017) empregados na consideração do efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios DMT no campo experimental da USP de São Carlos.

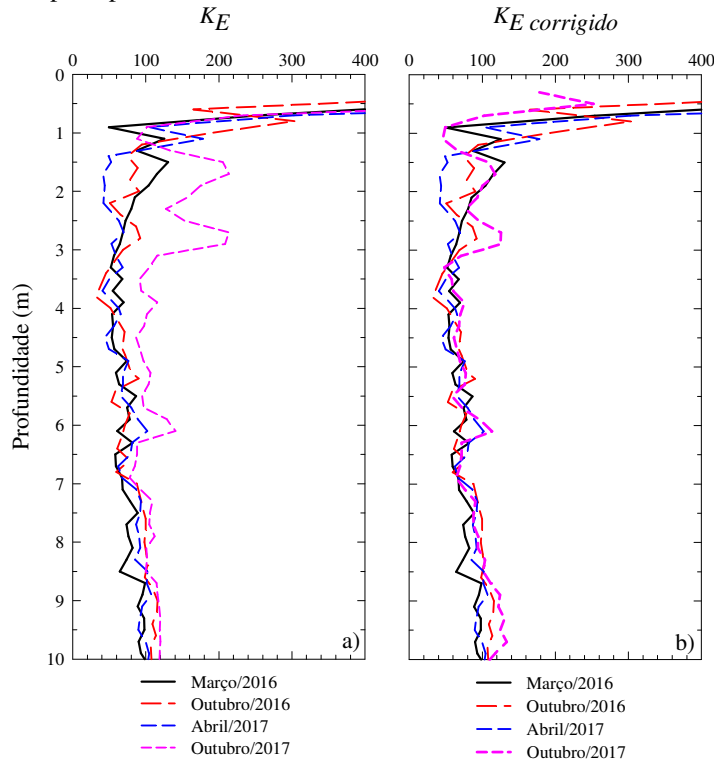
Março/2016			Outubro/2016		
Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ	Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ
0,0 a 0,5	48	0,35	0,0 a 1,9	40	0,44
0,5 a 2,6	12,5	0,50	1,9 a 4,2	20	0,51
2,6 a 5,6	7,1	0,59	4,2 a 6,4	15	0,59
5,6 a 8,0	9,0	0,71	6,4 a 8,0	12	0,71
a)					
Abril/2017			Outubro/2017		
Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ	Prof. (m)	($u_a - u_w$) (kPa)	χ
0,0 a 0,5	107	0,33	0,0 a 1,2	200	0,26
0,5 a 2,6	20	0,50	1,2 a 2,6	200	0,34
2,6 a 6,4	10	0,69	2,6 a 8,0	200	0,45
6,4 a 8,0	10	0,73			
b)					

Fonte: próprio autor.

A Figura 5.47 apresenta os valores de K_E , determinados através da equação 5.11, sem considerar (Figura 5.47.a) e considerando (Figura 5.47.b) a contribuição da sucção nas tensões efetivas. Nota-se, nessa figura, que os valores de χ e de sucção utilizados para cada uma das campanhas realizadas (Tabela 5.6) permitiram um bom ajuste nos valores de K_E .

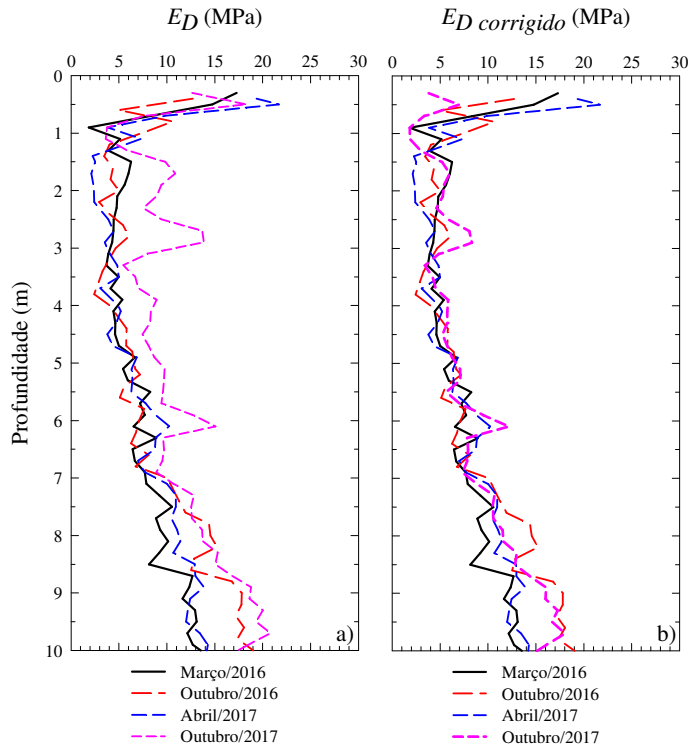
A Figura 5.48 apresenta os valores de E_D calculados não considerando (Figura 5.48.a) e considerando (Figura 5.48.b) o efeito da condição não saturada nas tensões efetivas. Observa-se, nessa figura, que ao se incorporar o efeito da condição não saturada é possível fazer uma melhor estimativa de E_D para todas as campanhas. De modo semelhante a estimativa de E_D , os valores de K_D foram estimados incorporando o efeito da sucção nas tensões efetivas através da Equação 2.11.

Figura 5.47 - Valores de K_E calculados não considerando (a) e considerando (b) a contribuição da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

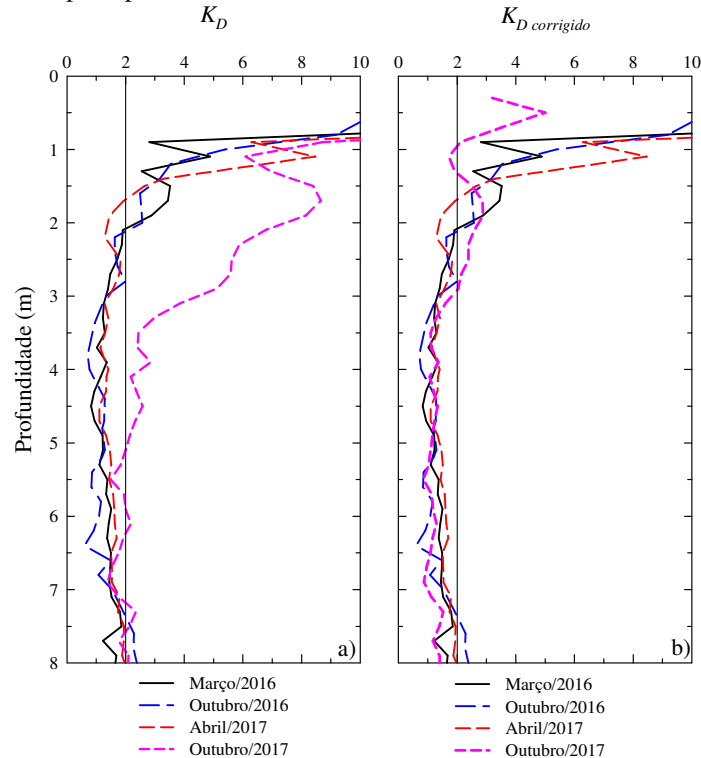
Figura 5.48 - Módulo Dilatométrico calculado não considerando (a) e considerando (b) o efeito da sucção nas tensões efetivas para as quatro campanhas de ensaios DMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

A Figura 5.49 apresenta os perfis de K_D calculados não considerando (Figura 5.49.a) e considerando (Figura 5.49.b) o efeito da condição não saturada. Novamente, observa-se boa concordância entre os perfis de K_D estimados considerando o efeito da condição não saturada.

Figura 5.49 - Índice de tensão horizontal (K_D) calculado não considerando (a) e considerando (b) e efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

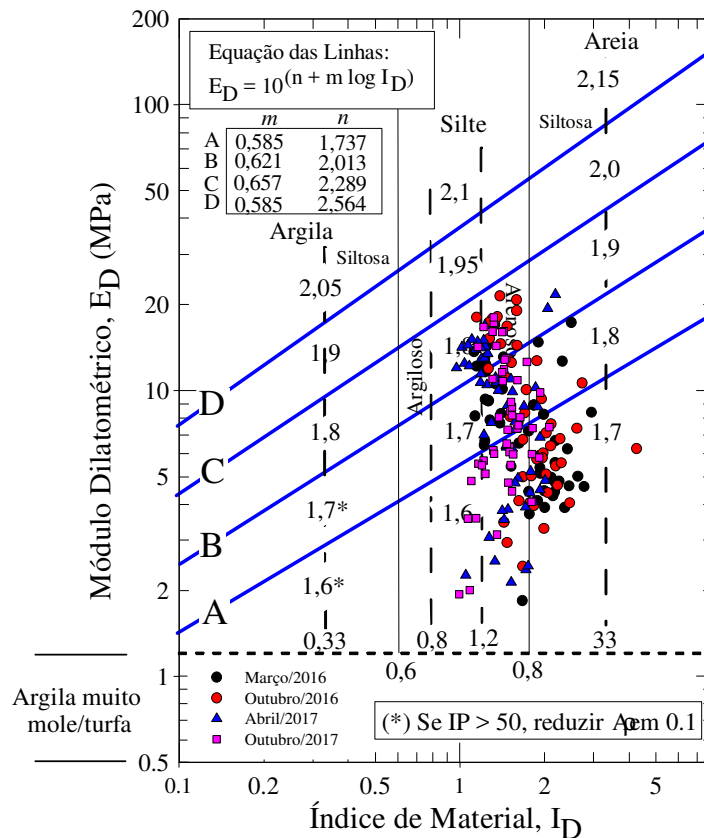
Com a boa concordância dos perfis de E_D e K_D após consideração do efeito da sucção, esses ensaios foram reinterpretados, tanto para classificar o solo como para estimar parâmetros de projeto. O perfil do subsolo foi classificado empregando os ábacos de Marchetti e Crapps (1981) e Robertson (2015). Já, o peso específico, o ângulo de atrito e o módulo confinado foram calculados e comparados com valores de referência determinados por meio de ensaios de laboratório por Machado (1998).

A Figura 5.50 apresenta a classificação do solo por meio do ábaco de Marchetti e Crapps (1981). Nota-se nessa figura, que o perfil de solo foi classificado como um silte arenoso a areia siltosa. Esta classificação está de acordo com o comportamento esperado desse material em campo. Para o campo experimental da USP de São Carlos, o efeito da sucção foi pronunciado nos valores de K_D e E_D , e não em I_D . Assim, a incorporação do efeito da sucção nesses valores possibilitou uma adequada classificação do solo.

No ábaco proposto por Robertson (2015) (Figura 5.51), observa-se que os solo do campo experimental da USP de São Carlos é classificado como transicional (siltes) e comportamento contráctil. Esta classificação está de acordo com o comportamento esperado desse solo, que devido a elevada fração de finos se comporta como um material transicional e contráctil na ruptura, como previamente apresentado e discutido por meio dos ensaios triaxiais realizados por Machado (1998).

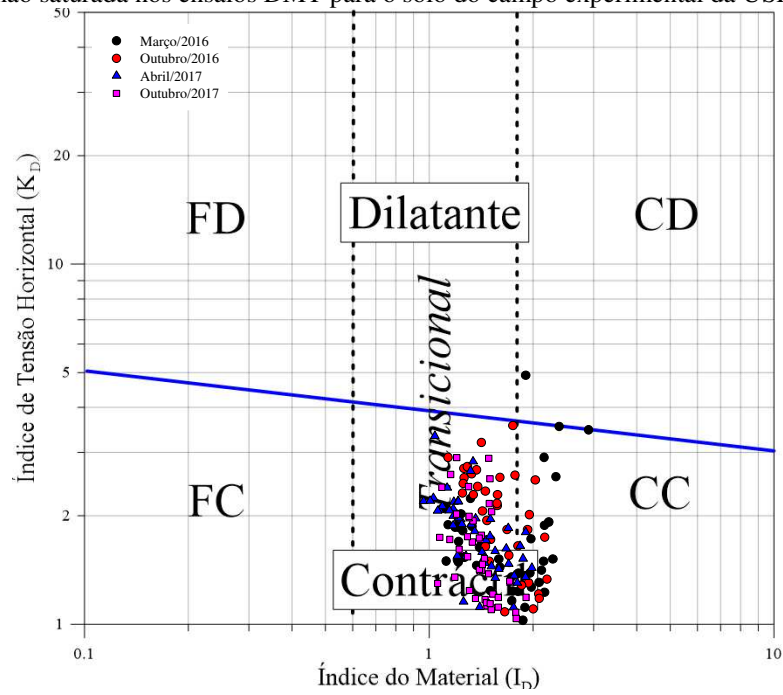
A Figura 5.52 apresenta os perfis de ângulo de atrito, peso específico e módulo confinado estimados através dos valores de K_D e E_D para as três campanhas realizadas. Observa-se a boa concordância entre os valores estimados com os de referência. Este fato demonstra a importância em se considerar o efeito da condição não saturada nas tensões efetivas e a partir daí, na estimativa de parâmetros geotécnicos.

Figura 5.50 - Classificação do solo para as campanhas realizadas em Março/2016, Outubro/2016, Abril/2017 e Outubro/2017 considerando o efeito da sucção nas tensões efetivas para o campo experimental da USP de São Carlos.



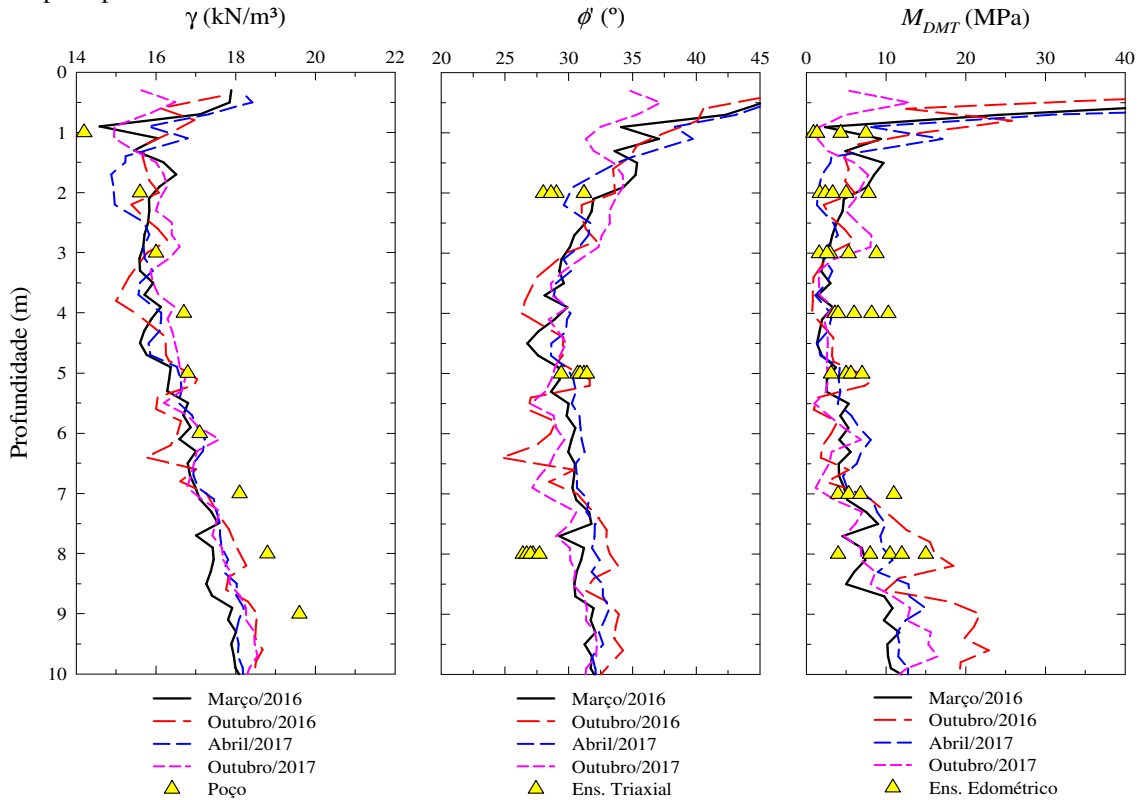
Fonte: adaptado de Marchetti e Crapps (1981).

Figura 5.51 - Classificação do comportamento mecânico do solo pelo ábaco de Robertson (2015) considerando o efeito da condição não saturada nos ensaios DMT para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

Figura 5.52 - Perfis de peso específico, ângulo de atrito, módulo confinado determinados considerando a contribuição da sucção nos valores de K_D e E_D , bem como valores de referência obtidos em laboratório para o solo do campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As técnicas existentes para a caracterização de solos não saturados têm elevado custo e demandam muito tempo. Além disso necessitam que sejam feitas a amostragem de solo e se empreguem equipamentos e técnicas pouco utilizadas na prática da engenharia civil (ensaios triaxiais e edométricos com controle de sucção). Deste modo, ensaios de campo, como o CPT e o DMT, são recursos interessantes, uma vez que permitem uma caracterização mais rápida e com menor custo. No entanto, as abordagens para a interpretação desses ensaios foram desenvolvidas para areias ou argilas, secas ou saturadas (Baldi et al. 1982, Robertson e Campanella 1983a, b, Jamiolkowski et al. 2003, Marchetti 1980, Marchetti et al., 2001). Apenas nos últimos anos a influência da condição não saturada nos resultados de ensaios de campo, vem sendo observada e estudada, principalmente a partir de estudos empregando os ensaios CPT (Lehane et al. 2004, Collins e Miller, 2014, Pournaghiazar et al, 2013, Yang e Russell, 2016). Até o presente momento, tais estudos vêm sendo realizados para areais quartzosas limpas (Pournaghiazar et al, 2013) e para uma areia siltosa (Yang e Russell, 2016).

Pournaghiazar et al. (2013) demonstram para uma areia pura não saturada, que ao se incorporar a sucção às tensões efetivas, as correlações desenvolvidas para areias secas ou saturadas podem ser empregadas para a estimativa do ângulo de atrito e densidade relativa a partir dos valores de q_c . Este procedimento pode ser realizado, pois areias puras não apresentam endurecimento por sucção [*suction hardening*] e a penetração do cone é drenado nesses solos, tanto para a condição saturada, não saturada ou seca.

Segundo Russell & Khalili (2006) o endurecimento por sucção [*suction hardening*] ocorre quando a superfície de plastificação e a linha de compressão isotrópica (LCI) do solo dependerem da sucção. Este tipo de comportamento foi observado para a areia siltosa não saturada investigada por Yang & Russell (2015, 2016). Quando tais materiais se encontram na condição não saturada, estes autores destacam que a penetração do cone se dá na condição drenada, pois o ar presente nos poros do solo permite que ocorra a compressão volumétrica no entorno do cone. Segundo a literatura, pelo fato desses solos apresentarem endurecimento por sucção, as relações existentes entre resistência de ponta, estado de tensões e densidade relativa desenvolvidas para condições saturadas drenadas apresentam limitações para emprego em condições não saturadas drenadas. Este fato é um dos principais motivos pelos quais as metodologias de interpretação dos ensaios CPT para areias siltosas saturadas têm pouca aplicabilidade para a condição não saturada. Assim, qualquer correlação empírica para areias

siltosas saturadas, onde condições drenadas ou parcialmente drenadas prevalecem ao redor do cone, apresentam restrições para a interpretação do ensaio CPT nesse tipo de solo quando na condição não saturada.

Assim, é importante destacar que os solos que ocorrem nos campos experimentais da USP de São Carlos e da Unesp de Bauru têm fração fina superior a 5%, e apresentam comportamento de endurecimento pela sucção. Mesmo tendo conhecimento dessas restrições, o efeito da condição não saturada nos valores de q_c , K_D e E_D , dos ensaios CPT e DMT foram interpretados empregando-se abordagens tradicionais para a classificação do solo e estimativa de parâmetros de projeto, exceto para o solo do campo experimental da USP de São Carlos pelo CPTu, pois estes classificaram como uma argila, com penetração não drenada, quando se tem uma areia argilosa não saturada em grande parte do perfil. Neste caso, é fundamental aprofundar os estudos para avaliar os efeitos da velocidade de cravação do cone, e adequá-la para a caracterização desse solo, o que não foi realizado nessa pesquisa e é um dos aspectos que se pretende aprofundar nos próximos trabalhos nessa área.

Após apresentar e discutir as hipóteses consideradas na interpretação desses resultados, foi possível fazer uma tentativa de se incorporar a sucção nas tensões efetivas, e avaliar sua influência nos valores de q_c , K_D e E_D , visando uma interpretação mais adequada dos resultados de ensaios CPTu e DMT em solos não saturados.

6. ENSAIOS SÍSMICOS

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Robertson et al. (1995), Schnaid et al. (2004), Schnaid e Yu (2005), Cruz (2010 e 2012) e Robertson (2016) demonstram que o uso do módulo de cisalhamento máximo do solo (G_o) em conjunto com resultados de ensaios geotécnicos (CPT e DMT) é uma forma interessante para a caracterização de solos não convencionais como, por exemplo, os solos tropicais. As relações G_o/q_c , G_o/M_{DMT} e G_o/E_D permitem identificar o comportamento não convencional destes solos, onde se pode destacar: a sensibilidade, o envelhecimento ou a cimentação. Solos deste tipo quase sempre não podem ter seus parâmetros de projeto definidos por meio de correlações clássicas da literatura.

Schnaid et al. (2004) sugerem que a relação G_o/q_c fornece uma medida da relação entre a rigidez elástica com a resistência última. Afirma ainda que se pode esperar um aumento dessa relação com a idade e cimentação, uma vez que o efeito da cimentação é maior em G_o do que em q_c . Os autores propuseram um ábaco e limites para correlacionar G_o/q_c versus resistência de ponta do cone normalizada (q_{c1}), onde q_{c1} é:

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right) \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \quad (6.1)$$

onde p_a é a pressão atmosférica e σ'_v é a tensão vertical efetiva. Este ábaco pode ser empregado para avaliar os possíveis efeitos do histórico de tensões, grau de cimentação e envelhecimento. Este fato também foi estudado e observado por Robertson et al. (1995) e Eslamizaad e Robertson (1996).

Cruz (2010) desenvolveu ábacos com o intuito de se avaliar a presença de estruturas com cimentações dos solos residuais, a partir de resultados de ensaios DMT e ensaios de laboratório. Para isso esse autor utiliza os seguintes ábacos: G_o/E_D vs I_D e G_o/M_{DMT} vs K_D .

Robertson (2016) propuseram uma nova abordagem para identificação de microestrutura (cimentação e envelhecimento) presente nos solos a partir de resultados de ensaios SCPTu. Este autor emprega o índice K_G^* , denominado índice de rigidez normalizado a pequenas deformações. Solos que apresentam microestrutura (cimentação e/ou envelhecimento) apresentam valores de K_G^* maiores do que 330. Já, os solos convencionais (solos jovens, não

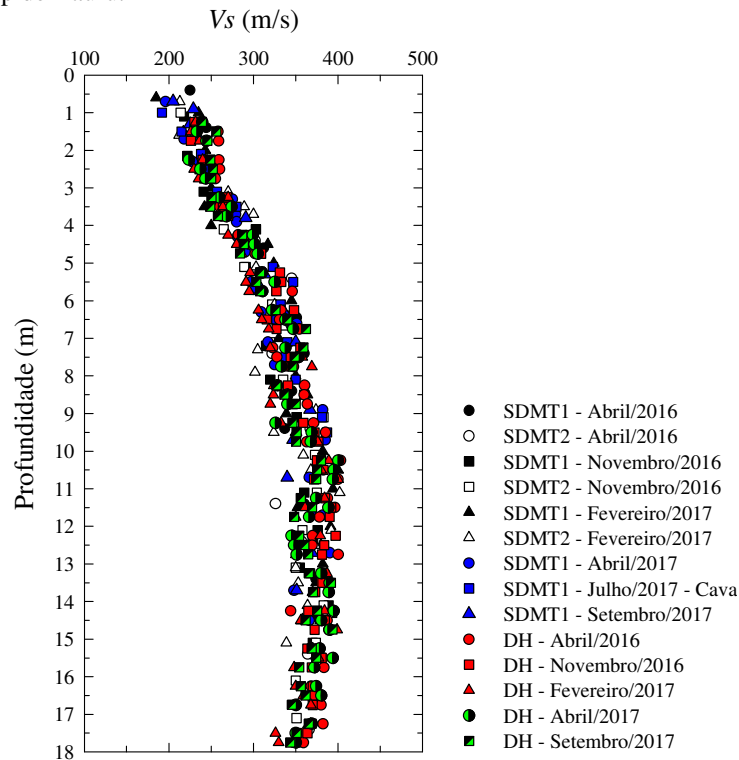
cimentados) têm K_G^* menores do que 330. Neste sentido, o autor concluiu que em solos não convencionais, as metodologias clássicas de interpretação de resultados de ensaios *CPT*, devem ser empregadas com cautela, e ajustes locais são necessários para uma adequada caracterização do solo.

A avaliação do comportamento dos solos por meio dessas propostas é uma abordagem interessante na identificação de solos tropicais, onde as metodologias clássicas, desenvolvidas para solos sedimentares, não levam em consideração o comportamento coesivo-friccional, microestrutura e contribuição da condição não saturada presente nos mesmos. Por esse motivo, devem ser aplicadas com cautela nesses materiais.

6.1.3. Unesp de Bauru

Quatorze ensaios sísmicos foram realizados no Local 2 da Unesp de Bauru, sendo cinco empregando uma ponteira sísmica e nove empregando o SDMT. Os resultados destes ensaios são apresentados na Figura 6.1. Observa-se que, em todos os ensaios realizados, a tendência de aumento da velocidade de propagação de ondas cisalhantes com a profundidade até aproximadamente 10,0 m de profundidade, seguido de uma tendência de estabilização, após esta profundidade. Esta Figura indica ainda como se dá a variabilidade espacial ao longo do perfil de solo investigado. A variabilidade observada ao longo desse perfil mostra é praticamente constante, da ordem de 18%. Considerando que os ensaios sísmicos foram realizados em condições de umidade sempre superiores a 7% (Figura 4.22), e considerando a curva de retenção média desse solo (Figura 5.5.a), tal variabilidade não se deve a condição não saturada, mas sim atribuída a variabilidade espacial dessa área. Esta interpretação é confirmada pelo perfil de V_s determinado na campanha de Julho/2017, realizado na cava inundada, que apresenta valores dentro desta faixa de variação.

Figura 6.1 - Perfis de Vs determinados por meio dos ensaios com a ponteira sísmica e SDMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

A influência da sucção nos valores de Vs do solo do campo experimental da Unesp de Bauru foi estudada por Fernandes (2016) em amostras coletadas a 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Neste trabalho o autor constatou que esse solo apresenta a tendência de aumento de Vs com o confinamento e com a sucção. Em relação as tensões de confinamento, Vs apresenta uma taxa de aumento que tende a diminuir para as maiores tensões confinantes. Já, em relação a sucção, Vs apresenta maior taxa de crescimento até 50 kPa de sucção, e a partir deste valor, essa tendência diminui. Este comportamento foi discutido nesta pesquisa no item 3.1.3.3.

A partir dos perfis de Vs foram determinados os perfis de módulo de cisalhamento máximo do solo (G_o) empregando a Teoria a Elasticidade (Equação 6.1):

$$G_o = \rho \cdot V_s^2 \quad (6.1)$$

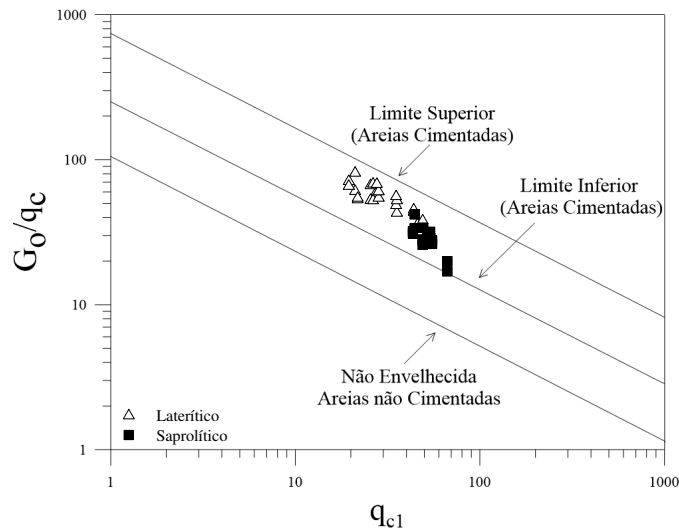
onde ρ é a massa específica do solo e Vs a velocidade de propagação da onda cisalhante.

Considerando que nos dados dos ensaios realizados no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru tem pouca influência da condição não saturada nos valores de q_c (Figura 5.14), E_D e K_D (Figura 5.18) e V_s (Figura 6.1), os valores médios de q_c , E_D e K_D , M_{DMT} , bem como de G_o estimado através da Equação 6.1, foram determinados para se avaliar um possível efeito da cimentação/envelhecimento que ocorre em solos tropicais por meio dos ábacos propostos por Schnaid et al. (2004), Cruz (2010) e Robertson (2016). Vale lembrar que os valores médios de q_c correspondem a média em um trecho de 0,25 m acima e 0,25 m abaixo da profundidade onde foram realizados os ensaios sísmicos. Já, os valores de E_D e M_{DMT} coincidem com a profundidade onde foram realizados os ensaios sísmicos.

A Figura 6.2, Figura 6.3 e Figura 6.4 apresentam, respectivamente, os dados médios de G_o , q_c , E_D e K_D , plotados nos ábacos de Schnaid et al. (2004), Cruz (2010) e Robertson (2016). Observa-se que esses resultados se encontram acima da linha que separa os solos sedimentares dos residuais. Isto indica que a estrutura dos solos tropicais produz G_o/q_c (Figura 6.2), G_o/E_D (Figura 6.3.a), G_o/M_{DMT} (Figura 6.3.b) e G_o/q_n (Figura 6.4) que são sistematicamente maiores que aqueles em solos sedimentares.

Importante ressaltar que o ábaco proposto por Cruz (2010) de G_o/M_{DMT} vs K_D apresenta limite superior da relação G_o/M_{DMT} igual a 10. Alguns resultados dos ensaios realizados ultrapassaram esse limite, tendo por isso, sido necessário fazer uma adaptação nesse ábaco. Este comportamento pode estar relacionado a estrutura porosa e cimentada desse solo, que fornece elevados valores de G_o , e baixos valores de q_c , E_D , K_D e M_{DMT} , principalmente no horizonte mais superficial (até cerca de 4,0 m de profundidade), levando a valores da relação G_o/M_{DMT} maior do que 10.

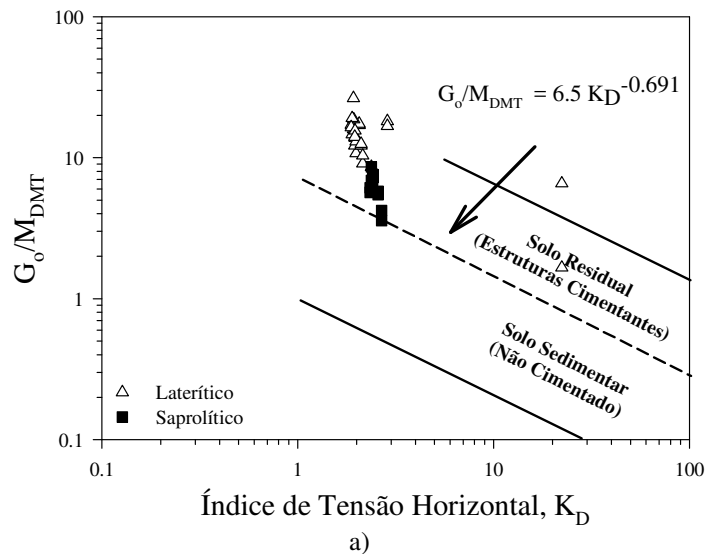
Figura 6.2 - Relação entre G_o e q_c para as seis campanhas realizadas no Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.

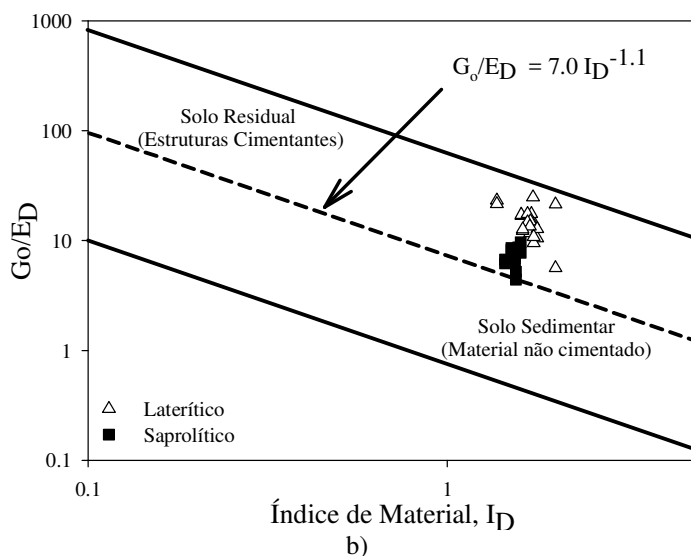


Fonte: adaptado de Schnaid et al. 2004.

Para o ábaco proposto por Robertson (2016) (Figura 6.4), se observa que o índice K^*_G variou entre 385 a 550, com valor médio de 470, sendo estes valores semelhantes aos apresentados por Robertson (2016), para o solo tropical de Campinas e para o solo residual característico da cidade do Porto, em Portugal. Estes valores indicam a presença de microestrutura neste perfil de solo ($K^*_G > 330$). Sendo assim, as metodologias clássicas para interpretação de ensaios CPT, devem ser empregadas com cautela, e ajustes locais são necessários para uma caracterização adequada desses solos.

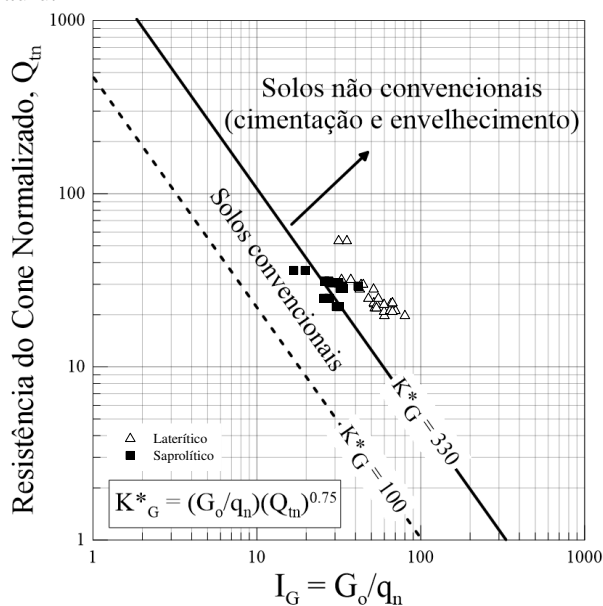
Figura 6.3 - Relação entre G_o/E_D vs I_D (a) e G_o/M_{DMT} vs K_D (b) para os solos do campo experimental da Unesp de Bauru.





Fonte: adaptado de Cruz 2010.

Figura 6.4 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais e resultados de ensaios no campo experimental da Unesp de Bauru.



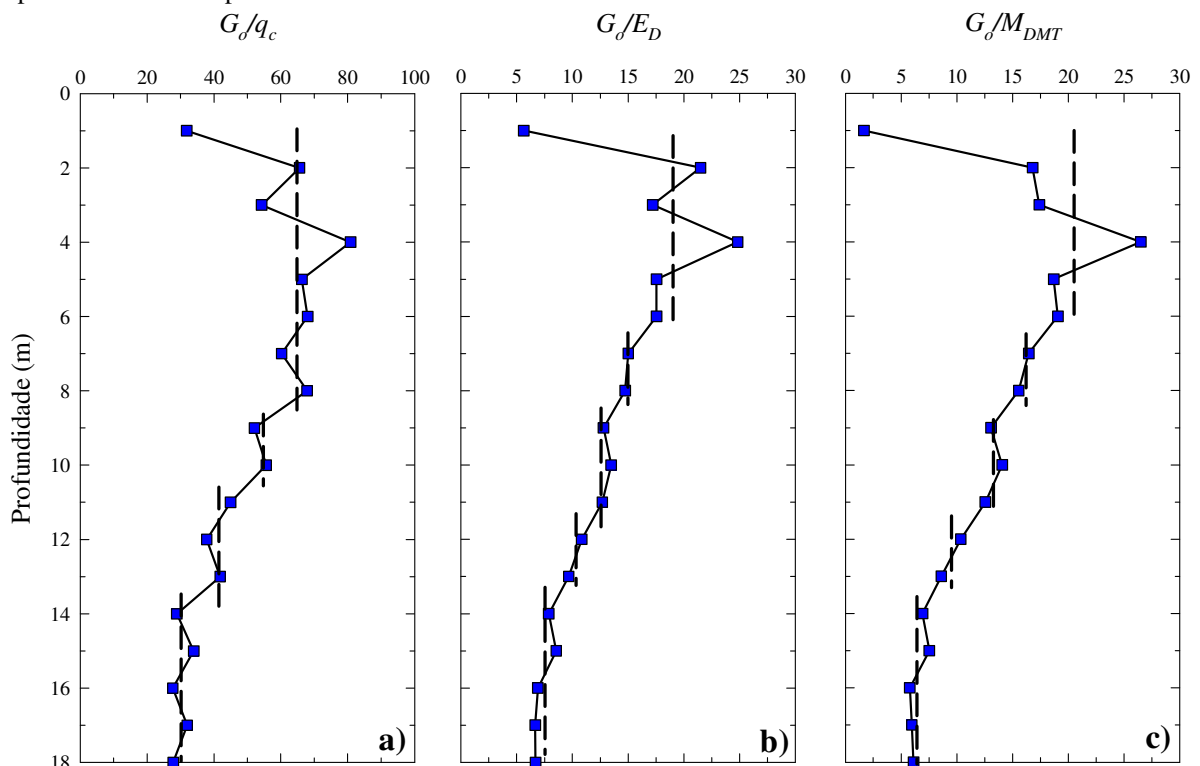
Fonte: adaptado de Robertson 2016.

Giacheti et al. (1999, 2006a e 2006b) discutem a relação G_o/q_c e G_o/E_D ao longo da profundidade para a caracterização do perfil de solos tropicais. Estes autores indicam que, apesar da dispersão, há uma tendência de redução dessa relação com o aumento da profundidade, ou seja, com a evolução do perfil. Neste sentido, a relação G_o/M_{DMT} também foi empregada para esta finalidade.

A Figura 6.5 apresenta os perfis de G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} , para o Local 2 no campo experimental da Unesp de Bauru. A partir da Figura 6.5 se observa que as relações G_o/q_c , G_o/E_D

e G_o/M_{DMT} são maiores na parte mais evoluída (solos lateríticos) do perfil e tende a diminuir com o aumento da profundidade. A relação G_o/q_c apresenta valor médio de 63 até 8,0 m de profundidade, 53 entre 8,0 e 10,0 m de profundidade, 41 entre 10,0 e 14,0 m e 30 a partir daí. A relação G_o/E_D apresenta um valor médio de 18 até 6,0 m de profundidade, 15 entre 6,0 e 8,0 m de profundidade, 12 entre 8,0 e 11,0 m, 10 entre 11,0 a 13,0 m e 7 a partir daí. Já, a relação G_o/M_{DMT} apresenta um valor médio de 20 até 6,0 m de profundidade, 16 entre 6,0 e 8,0 m de profundidade, 13 entre 8,0 e 11,0 m, 10 entre 11,0 a 13,0 m e 6 a partir daí. Estes resultados concordam com as proposições de Giacheti & Carvalho (1994), Schnaid et al. (1998) e Giacheti et al. (1999, 2006a e 2006b), onde os valores da relação entre a rigidez elástica com a resistência/deformabilidade a deformações intermediárias a grandes, aumentam com a idade e cimentação, uma vez que o efeito da microestrutura é maior em G_o do que em q_c , E_D e M_{DMT} e são maiores para os solos lateríticos mais superficiais.

Figura 6.5- Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} a partir de ensaios *downhole* e SDMT para o Local 2 do campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

Os resultados apresentados (Figura 6.5) são interpretados como característicos de solos formados por pedogênese em região de clima tropical. As porções mais superficiais do terreno,

onde os valores das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} são mais elevados, correspondem aos horizontes de solos porosos, com cimentação por hidróxidos de ferro e alumínio, os quais são tipicamente colapsíveis.

Deste modo, estas correlações podem ser uma ferramenta interessante na investigação de solos não convencionais. Entretanto, tais correlações devem ser avaliadas sempre em conjunto com perfis de sucção, uma vez que, a sucção presente no solo pode influenciar nos parâmetros medidos nos ensaios CPT, DMT e sísmicos, interferindo assim nessas relações, principalmente nas porções mais superficiais, onde há maior influência da sucção.

6.1.4. USP de São Carlos

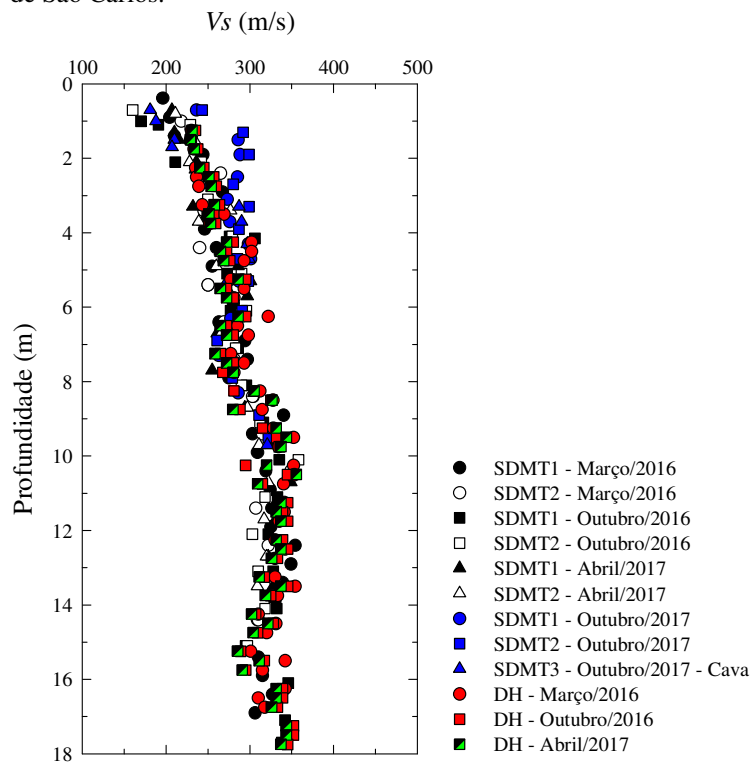
No campo experimental da USP de São Carlos, doze ensaios sísmicos foram realizados, três empregando a ponteira sísmica e nove com o SDMT. A Figura 6.6 mostra os perfis de V_s das campanhas realizadas. Observa-se nessa figura a mesma tendência de aumento da velocidade de propagação da onda cisalhante com a profundidade, até aproximadamente 5,0 m de profundidade, seguido de uma tendência de estabilização até 8,0 m de profundidade. Observa-se ainda que após essa profundidade tem-se um aumento de V_s que se mantém praticamente constante até 18,0 m de profundidade. Esta diferença pode estar associada as diferenças do perfil do subsolo, que consiste de um colúvio (Sedimento Cenozóico) até aproximadamente 7,0 m de profundidade, e um solo residual do Grupo Bauru de 7,0 até aproximadamente 24,0 m de profundidade.

Note-se ainda nesta figura que os perfis de V_s determinados na campanha de Outubro/2017, apresentam elevados valores até aproximadamente 4,0 m de profundidade. Considerando o perfil de umidade determinado nesta campanha (Figura 4.42), e a curva de retenção média desse solo (Figura 4.29), tal diferença pode ser atribuída à influência da condição não saturada nos valores de V_s . Este comportamento também foi verificado nas medidas de q_c , K_D e E_D até 6,0 m de profundidade (Figura 5.22 e Figura 5.27).

Neste sentido, os perfis de V_s determinados na campanha de outubro/2017 foram plotados com o perfil de V_s determinados na cava inundada, a fim de avaliar o efeito da condição não saturada em V_s (Figura 6.7). Constatou-se que os valores de V_s determinados na cava inundada estão na mesma faixa de variação dos valores determinados nas outras campanhas realizadas

(Figura 6.6). Na Figura 6.7 se observa que os valores de V_s em condição natural são maiores do que aqueles medidos em cava inundada até aproximadamente 3,5 m de profundidade. A partir dessa profundidade os perfis de V_s são semelhantes. A diferença observada somente até 3,5 m de profundidade pode estar associada ao fato de que o processo de inundação só elevou os valores de umidade (e diminuiu a sucção), até aproximadamente 3,5 m de profundidade (Figura 4.42).

Figura 6.6 - Perfis de V_s determinados por meio dos ensaios com a ponteira sísmica e SDMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos.

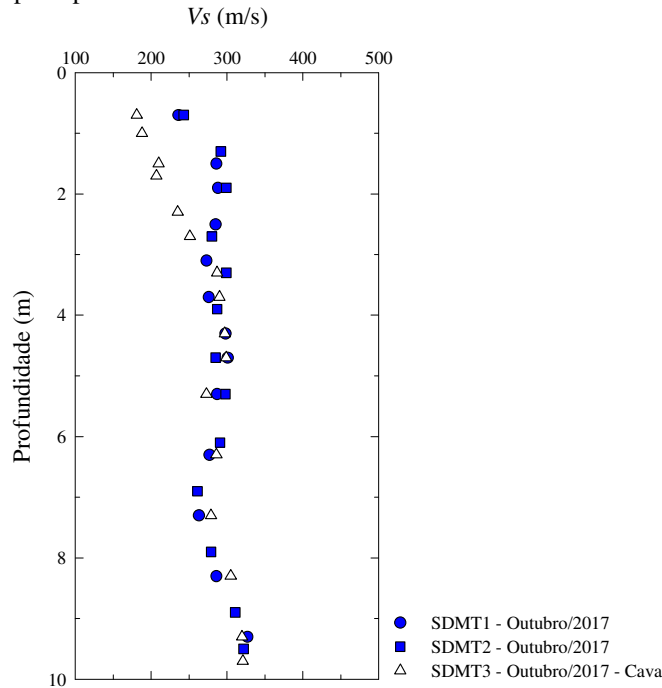


Fonte: próprio autor.

A avaliação do efeito da sucção nos valores de V_s em laboratório para o solo do campo experimental da USP de São Carlos, foi realizado por Georgetti (2014) em amostras compactadas e indeformadas coletadas a 1,0 m de profundidade, empregando a técnica de *bender elements*. A autora observou, para as amostras compactadas, que a sucção e a tensão confinante contribuíram para o aumento de V_s . Este efeito foi mais pronunciado quando a sucção aumentou a partir de zero (solo saturado) até 15 kPa (Figura 3.16.a e b). Já, para as amostras indeformadas, as sucções ensaiadas (15 e 30 kPa) não mostraram um efeito significativo da sucção sobre V_s (Figura 3.16). Quando essas informações foram incorporadas

aos perfis de V_s determinados em Outubro/2017, as diferenças observadas podem ser atribuídas aos maiores valores de sucção nesta campanha, sempre superiores a 50 kPa.

Figura 6.7 - Perfis de V_s determinados pelos ensaios SDMT realizadas na campanha de Outubro/2017, em condição natural e inundada no campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

A normalização considerando o estado de tensões incorporando a sucção foi feita para os valores de q_c , K_D e E_D empregando-se a Equação 6.2. Robertson et al. 1992, Kayen et al. 1992, Lodge 1994 e Kayen et al. 2013, empregam a velocidade de onda cisalhante normalizada para o estudo da liquefação de areias. Os valores de χ e de sucção empregados encontram-se na Tabela 6.1.

$$V_{s1} = V_s (P_a / \sigma'_v)^{0,25} \quad (6.2)$$

onde P_a é a pressão atmosférica igual a 100 kPa

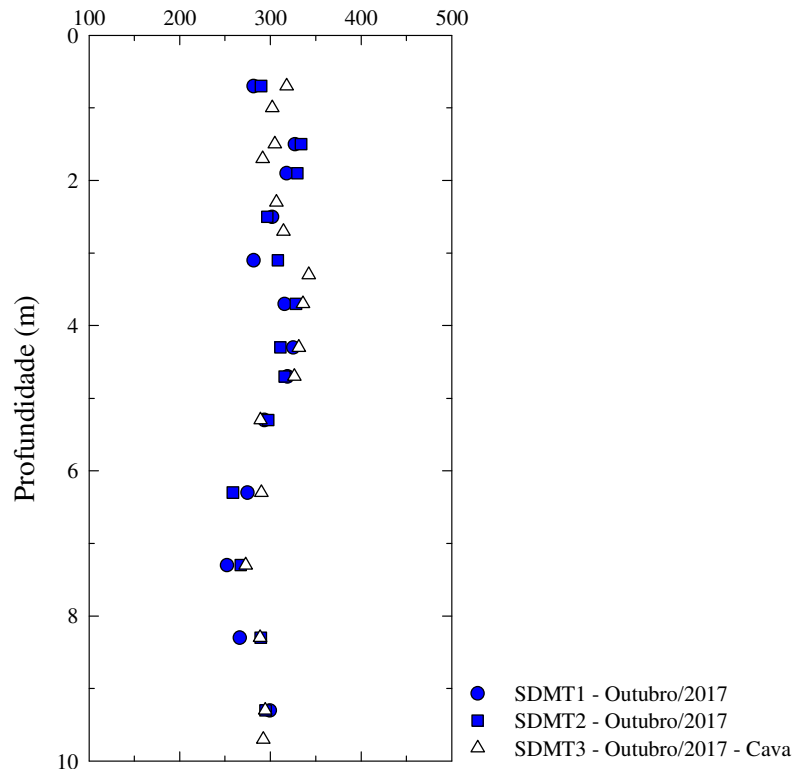
Tabela 6.1 - Valores de χ e de sucção utilizados na normalização de V_s para o campo experimental da USP de São Carlos.

Outubro/2017		
Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	χ
0,0 a 1,2	200	0,26
1,2 a 2,6	180	0,34
2,6 a 8,0	150	0,45

Fonte: próprio autor.

A Figura 6.8 apresenta os perfis de V_{sI} considerando os valores de sucção. Observa-se nessa figura, a boa concordância entre os perfis de V_{sI} . Importante ressaltar que o efeito da sucção só foi incorporado até 3,5 m de profundidade. Deste modo, mostra-se que a sucção deve ser considerada na normalização para que se tenha uma adequada avaliação dos valores de V_s .

Figura 6.8 - Valores de V_{sI} incorporando a sucção atuante para o campo experimental da USP de São Carlos..
 V_{sI} (m/s)



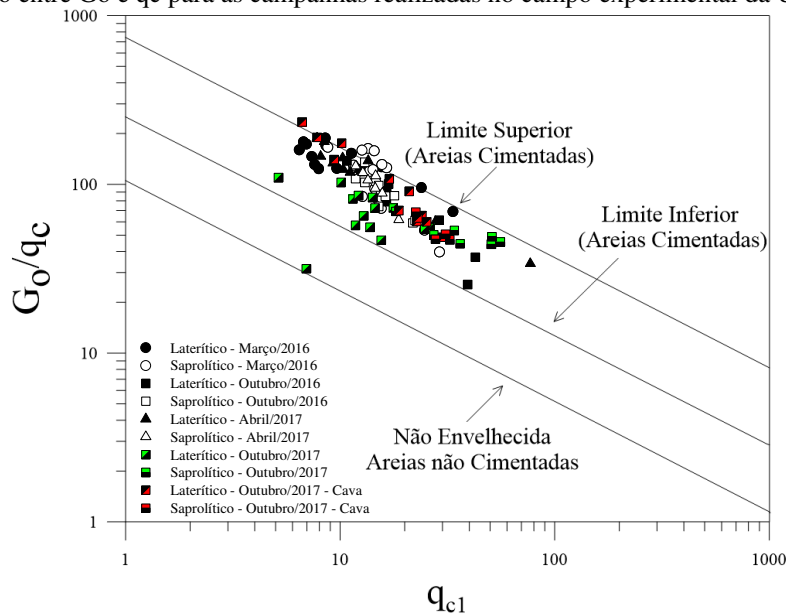
Fonte: próprio autor.

De maneira semelhante ao campo experimental da Unesp de Bauru, os resultados dos ensaios sísmicos, em conjunto com os resultados dos ensaios DMT e CPT foram utilizados com o intuito de se avaliar o comportamento não convencional (cimentação/envelhecimento) deste solo por meio dos ábacos propostos por Schnaid et al. (2004), Cruz (2010) e Robertson (2016).

No campo experimental da USP de São Carlos, a influência da sucção nos resultados de V_s foi observada apenas na campanha de Outubro/2017. Já, os efeitos da sucção nos resultados de ensaios CPT e DMT foi observada para cada uma das campanhas realizadas. Deste modo, os dados médios das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} foram plotados nos ábacos de Schnaid et al. (2004), Nuno (2010) e Robertson (2016).

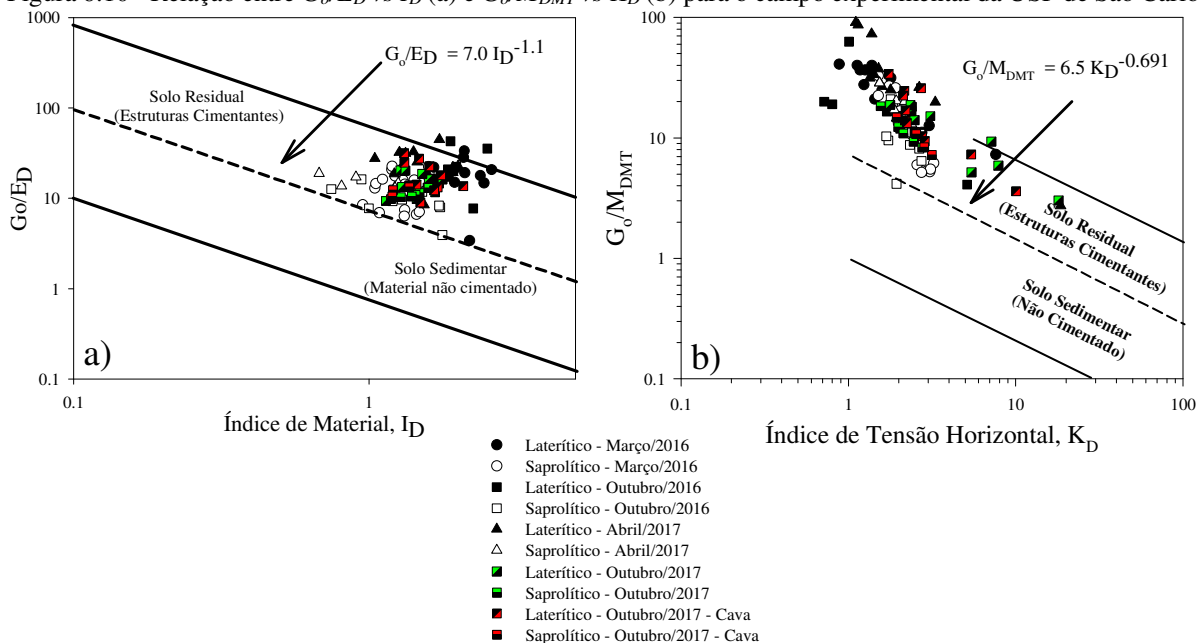
A Figura 6.9, Figura 6.10 e Figura 6.11 apresentam, respectivamente, os dados médios de G_o , q_c , E_D e K_D , plotados nos ábacos de Schnaid et al. (2004), Cruz (2010) e Robertson (2016). Observa-se que esses resultados se encontram acima da linha que separa os solos sedimentares dos residuais. Isto indica que a estrutura dos solos tropicais produz G_o/q_c (Figura 6.9), G_o/E_D (Figura 6.10.a), G_o/M_{DMT} (Figura 6.10.b) e G_o/q_n (Figura 6.11) que são sistematicamente maiores que aqueles em solos sedimentares.

Figura 6.9 - Relação entre G_o e q_c para as campanhas realizadas no campo experimental da USP de São Carlos.



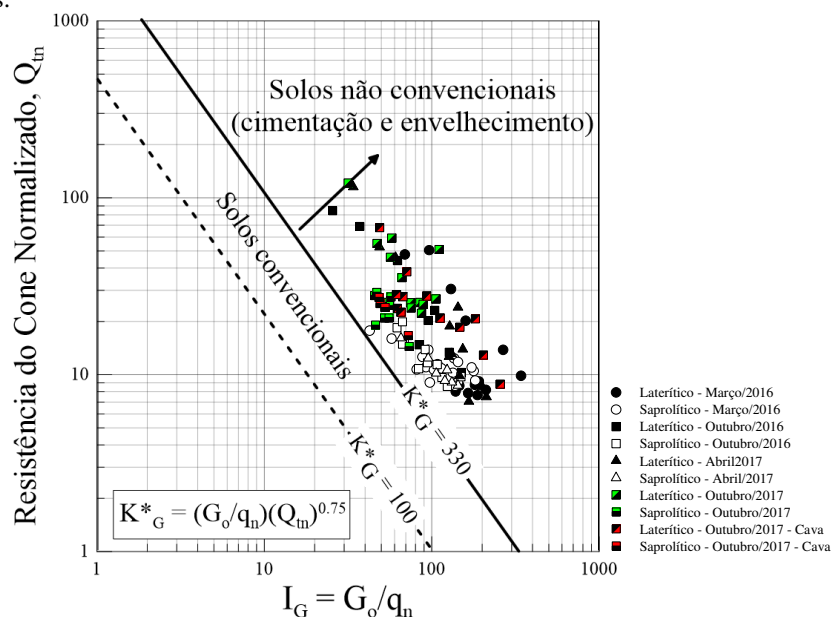
Fonte: próprio autor.

Figura 6.10 - Relação entre G_o/E_D vs I_D (a) e G_o/M_{DMT} vs K_D (b) para o campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.11 - Ábaco proposto para identificação de solos não convencionais e dados do campo experimental da USP de São Carlos.



Fonte: próprio autor.

A partir do ábaco proposto por Robertson (2016) (Figura 6.11), nota-se que o índice K^*_G variou entre 500 a 650, com valor médio de 575, sendo estes valores semelhantes aos apresentados por Robertson (2016), para o solo tropical de Campinas e para o solo residual característico da cidade do Porto, em Portugal. Estes valores indicam a presença de microestrutura neste perfil de solo ($K^*_G > 330$), deste modo, as metodologias clássicas de interpretação de ensaios CPT, devem ser empregadas com cautela, e ajustes locais são necessários para uma adequada caracterização do solo. Observa-se ainda nesta figura, que os dados da relação G_o/q_n vs Q_m para a campanha de Outubro/2017 se deslocam para a esquerda e para cima, demonstrando o efeito da condição não saturada principalmente nos valores de q_c .

Como apresentado para o campo experimental da UNESP de Bauru (Local 2), as relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} foram utilizadas para a caracterização do perfil de solo da USP de São Carlos.

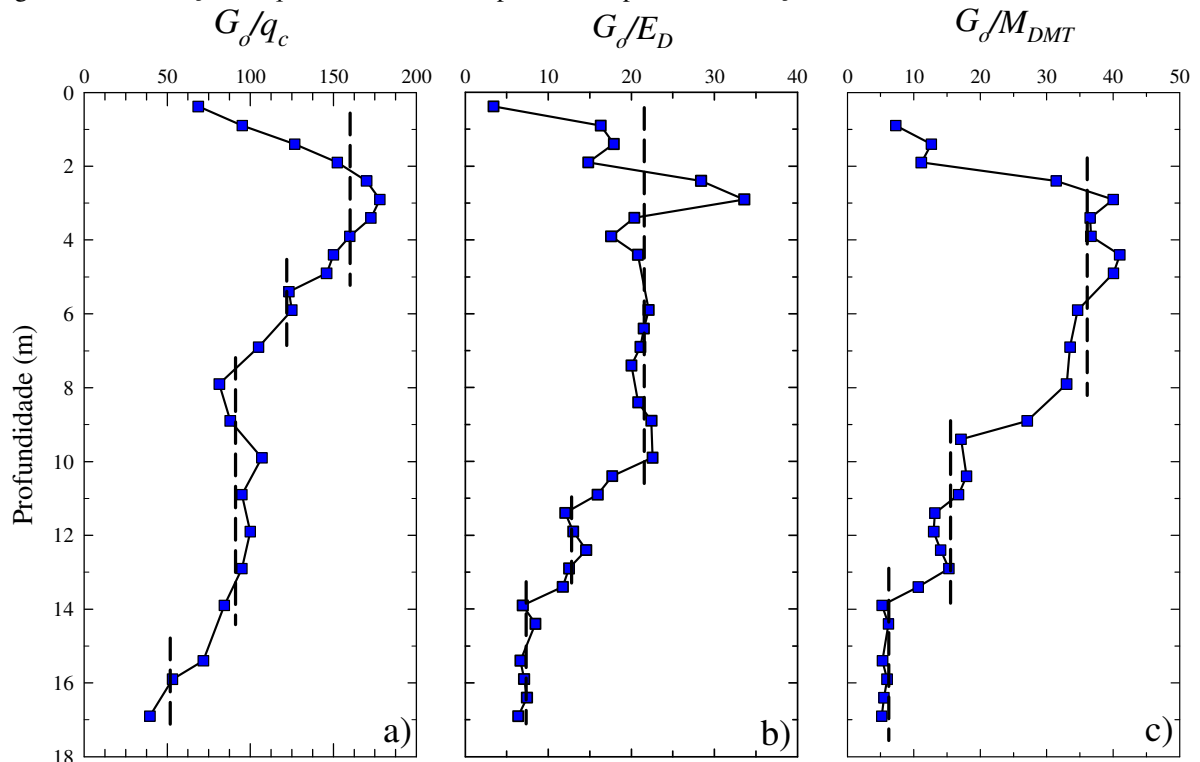
A Figura 6.12 apresenta os perfis médios de G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} , ao longo da profundidade, para as campanhas realizadas em Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017 no campo experimental da USP de São Carlos. Este procedimento foi adotado, pois para essas três campanhas as relações utilizadas apresentaram valores muito próximos.

Devido a campanha de Outubro/2017 apresentar influência da condição não saturada, a análise das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} foi realizada considerando os ensaios realizados em condição natural e inundada, sendo esta apresentada na Figura 6.13.

A Figura 6.12 mostra que as relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} são maiores na parte mais evoluída (solos lateríticos) do perfil e tende a diminuir com o aumento da profundidade. A relação G_o/q_c apresenta valor médio de 160 até 5,0 m de profundidade, 120 entre 5,0 e 7,0 m de profundidade, 95 entre 7,0 e 15,0 m e 50 a partir daí. A relação G_o/E_D apresenta valor médio de 21 até 10,0 m de profundidade, 13 entre 10,0 e 14,0 m de profundidade e 7 a partir daí. Já a relação G_o/M_{DMT} apresenta valor médio de 35 até 8,0 m de profundidade, 14 entre 8,0 e 13,0 m de profundidade, e 7 a partir daí. Estes resultados concordam com as conclusões de Giacheti & Carvalho (1994), Schnaid et al. (1998) e Giacheti et al. (1999, 2006a e 2006b), onde os valores da relação entre a rigidez elástica com a resistência/deformabilidade a deformações intermediárias a grandes, pode ser esperado um aumento com a idade e cimentação, primeiramente por que o efeito da microestrutura é maior em G_o do que em q_c , E_D e M_{DMT} são maiores para os solos lateríticos superficiais.

Os elevados valores das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} nas porções mais superficiais do terreno são devidos a presença de cimentação por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, tipicamente presentes nos solos porosos e colapsíveis típicos da USP de São Carlos.

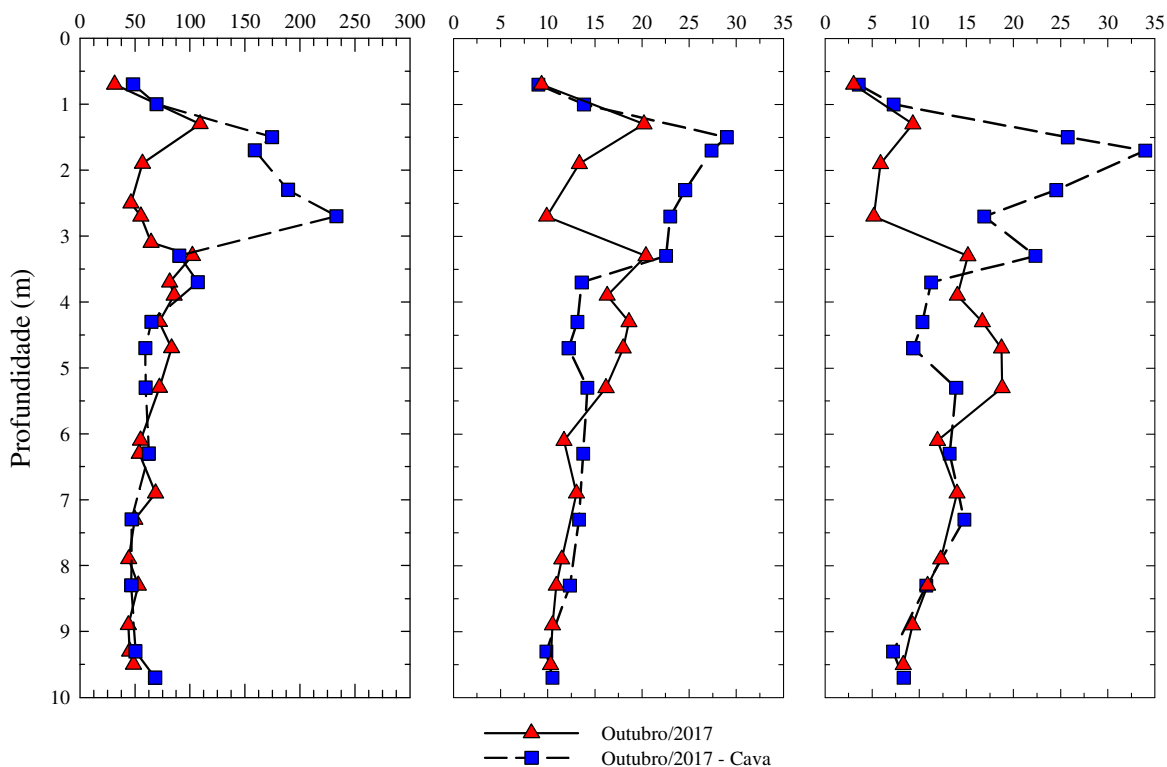
Figura 6.12 - Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} para as campanhas de Março/2016, Outubro/2016 e Abril/2017.



Fonte: próprio autor.

Na Figura 6.13 é mostrada a comparação entre os perfis de G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} determinados para a campanha de Outubro/2017 em condição natural e inundada. Observa-se nesta figura que para os ensaios realizados em condição natural, até 3,5 m de profundidade, os valores das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} são menores ou iguais do que os determinados nos horizontes mais profundos. Fato distinto ocorreu no ensaio realizado em cava inundada, onde se obteve um maior valor das relações. Este fato pode estar associado ao efeito da condição não saturada, e precisa ser melhor investigado.

Figura 6.13 - Relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} para a campanha de Outubro/2017 em condição natural e inundada.



Fonte: próprio autor.

Deste modo, o uso dessas correlações é uma ferramenta interessante na investigação de solos não convencionais. Entretanto, essas correlações devem ser avaliadas sempre em conjunto com perfis de umidade e assim de sucção, uma vez que, a sucção pode influenciar nos parâmetros medidos nos ensaios CPT, DMT e sísmicos, interferindo assim nessas relações, principalmente nas porções mais superficiais, onde há maior influência da sucção.

6.2. MICROESTRUTURA

Como discutido no item 2.4.1, o comportamento mecânico in situ dos solos convencionais (argilas e areias sedimentares secas ou saturadas) está diretamente relacionado ao seu histórico de tensões. Este fato não ocorre para os solos não convencionais (solos tropicais, solos não saturados, barragens de rejeito). Tais materiais apresentam comportamento coesivo-friccional, onde fatores como estrutura (cimentação, envelhecimento), condição não saturada, não linearidade de rigidez e gênese, irão reger seu comportamento.

Inúmeras pesquisas demonstraram a influência da estrutura no comportamento mecânico do solo em condição natural ou compactado (Cotecchia and Chandler 1997; Cruz et al. 2012; Cuccovillo and Coop 1997; Schnaid 2005; Leroueil and Vaughan 1990; Yamamuro et al. 2008).

O termo estrutura é usado para definir a combinação entre os termos *fabric* (arranjo de partículas) e *bonding* (forças interpartículas que não são de natureza friccional) (LAMBE e WHITMAN, 1969). Esta estrutura está diretamente relacionada ao processo de formação dos solos (sedimentar, residual e/ou evolução pedogenética).

De acordo com Robertson (2015 e 2016) o termo microestrutura tem por objetivo descrever solos que possuem características peculiares em comparação com solos convencionais (não estruturados), que apresentam pouca ou nenhuma microestrutura. As principais causas para o desenvolvimento da microestrutura nos solos são: cimentação, envelhecimento, histórico de tensões e deformações.

Cruz *et al.* (2012), Rivera-Cruz *et al.* (2012) e Robertson (2016) propõem ábacos para se identificar solos com microestrutura. Robertson (2015 e 2016) discute a necessidade de se avaliar a presença de microestrutura no solo, pois caso exista, as abordagens para interpretação de ensaios de campo devem ser empregadas com cautela, e ajustes podem ser necessários.

Tais ábacos baseiam em relações entre parâmetros obtidos na faixa de grandes a médias deformações, como a resistência de ponta (q_c), o índice de tensão horizontal (K_D) e o módulo dilatométrico (E_D) com o módulo de rigidez a pequenas deformações (G_o), uma vez que G_o é mais afetado pela microestrutura do que q_c , K_D e E_D . (FERNANDEZ e SANTAMARINA, 2001; SCHNAID, 2005; SCHNEIDER e MOSS 2011).

Uma maneira de se identificar a presença de microestrutura no solo, consiste em comparar os valores de velocidade de onda cisalhante (V_s), e conseqüentemente o módulo de cisalhamento máximo (G_o) do solo estimados por correlações empíricas com os valores de V_s (e G_o calculado) determinados em campo.

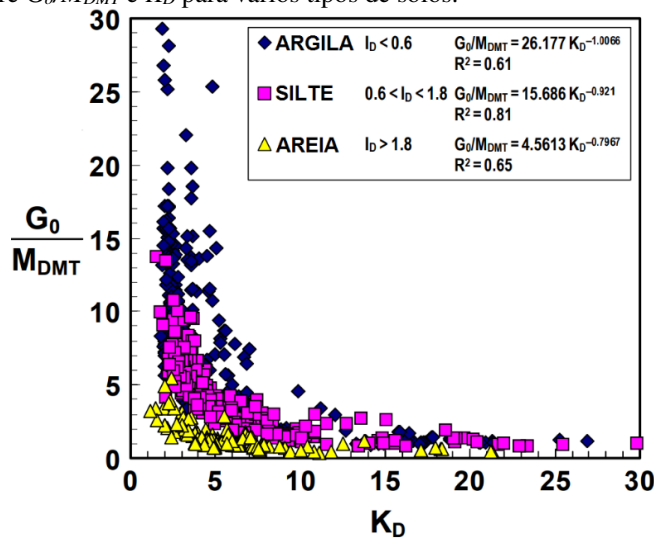
Valores de V_s , e assim de G_o , podem ser estimados por meio de correlações empíricas baseadas em ensaios CPT e DMT. A grande maioria destas correlações foram desenvolvidas para solos sedimentares não cimentados (ROBERTSON 2015). Deste modo, o emprego destas equações para solos estruturados deve ser realizado com cautela.

Marchetti et al. (2008) e Robertson (2009) apresentam, respectivamente, correlações empíricas para a estimativa de G_o por meio de resultados de ensaios DMT (Figura 6.14) e CPT (Figura 6.15).

A aplicabilidade e validação destas correlações mostram que é comum erros relativos na estimativa de V_s até 20% (MARCHETTI 2014).

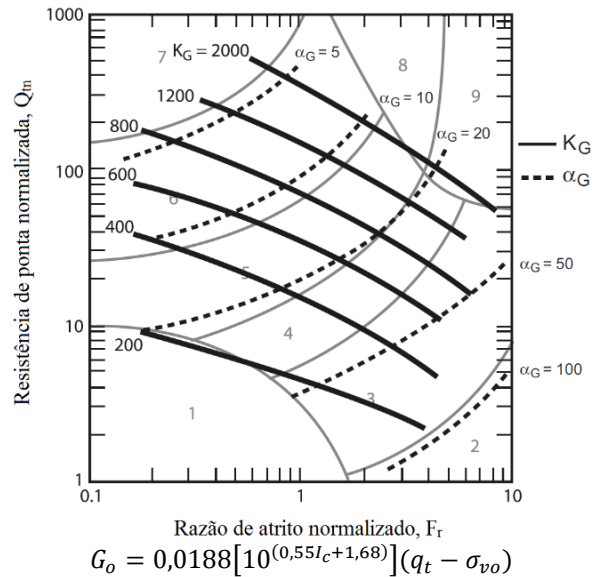
Assim, a comparação dos valores de V_s medidos e estimados pode ser uma maneira para se identificar a presença de solos estruturados (não convencionais), ou seja, que apresentam microestrutura. Neste sentido, a Figura 6.16 e Figura 6.17 apresentam, respectivamente, os perfis medidos médios de V_s (ensaios *downhole* e SDMT) e os estimados por meio dos ensaios CPT e DMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos. A Figura 6.18 e a Figura 6.19 apresentam, respectivamente, os perfis medidos médios de V_s (ensaios *downhole* e SDMT) e os estimados por meio dos ensaios CPT e DMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru. Nestas figuras, também são apresentados os parâmetros utilizados para cada uma das estimativas empregadas, para uma melhor compreensão do efeito da microestrutura presente nos solos tropicais.

Figura 6.14 - Relação entre G_0/M_{DMT} e K_D para vários tipos de solos.



Fonte: Monaco et al. (2009).

Figura 6.15 - Estimativa de G_o por meio do ensaio CPT.



Fonte: Robertson 2009.

Na Figura 6.16 e Figura 6.17 observa-se que os perfis de V_s estimados e medidos para a USP de São Carlos, tanto por meio dos ensaios CPT quanto pelo DMT, apresentaram um erro relativo médio da ordem de 40 % até 8,0 m de profundidade, ou seja, o dobro daquele indicado por Marchetti (2014).

Interessante notar que a abordagem para a estimativa de V_s por meio de q_c , considera o efeito de tensões totais, impossibilitando incorporar o efeito da sucção na estimativa desse parâmetro. Observa-se na Figura 6.16 que os perfis de V_s estimados apresentam uma pequena variação nas diferentes campanhas no horizonte mais superficial (até 6,0 m de profundidade), onde ocorre uma influência mais significativa da condição não saturada, identificada por meio dos perfis de q_c , umidade e curva de retenção.

No caso do DMT é possível incorporar o efeito da sucção no cálculo de K_D e M_{DMT} , portanto os perfis de V_s calculados podem eliminar o efeito da sucção. Assim o erro relativo apresentado na Figura 6.17, similar ao observado pelos ensaios CPT, é apenas função da presença de microestrutura nesses solos.

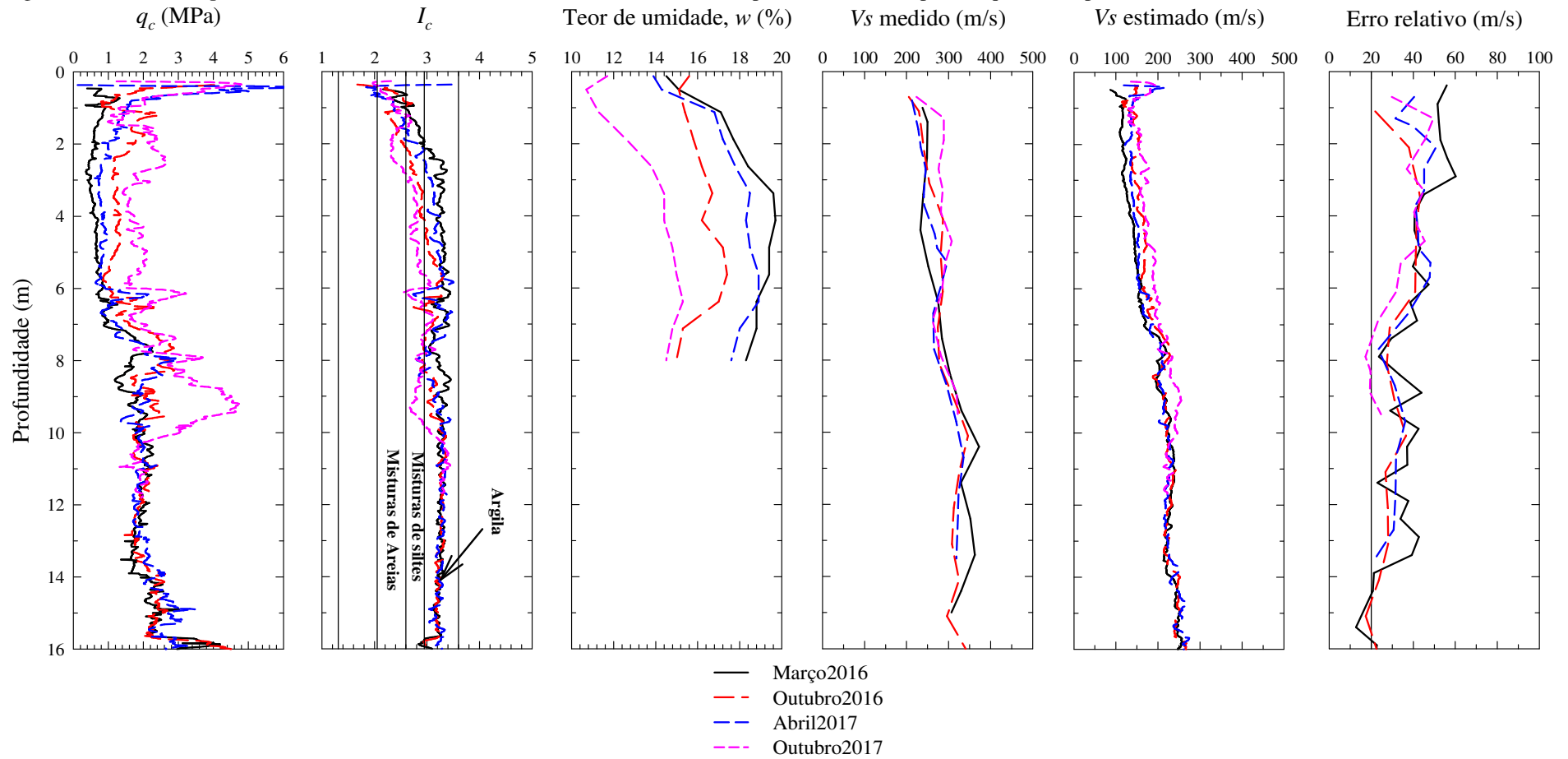
Já, para a Unesp de Bauru, observou-se valores de erro relativo superiores a 40 % até 10 m de profundidade determinados pelos ensaios CPT (Figura 6.18) e um erro relativo médio da ordem de 30 % até 8,0 m de profundidade determinado pelos ensaios DMTs (Figura 6.19). Como no Local 2 desse campo experimental praticamente não houve influência significativa da sucção nas medidas de q_c , com base na análise conjunta dos perfis de q_c , umidade e curva de

retenção, esses erros relativos podem ser atribuídos a presença de microestrutura, pois os solos tropicais tem uma estrutura peculiar, com presença de cimentação e contribuição da gênese na mesma.

A presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio no solos desses campos experimentais, identificadas nos resultados de ensaios de Raio-X apresentados na Figura 4.2, Figura 4.3, Figura 4.4, Figura 4.26, Figura 4.27 e Figura 4.28, agregam e cimentam as partículas do solo, o que provoca um aumento nos valores de V_s (e consequentemente G_o), uma vez que o efeito da microestrutura é mais pronunciado em parâmetros determinados a pequenas deformações (G_o), do que naqueles medidos ou interpretados para deformações grandes (como a resistência de ponta do cone) a intermediárias (como o índice de tensão horizontal do dilatômetro).

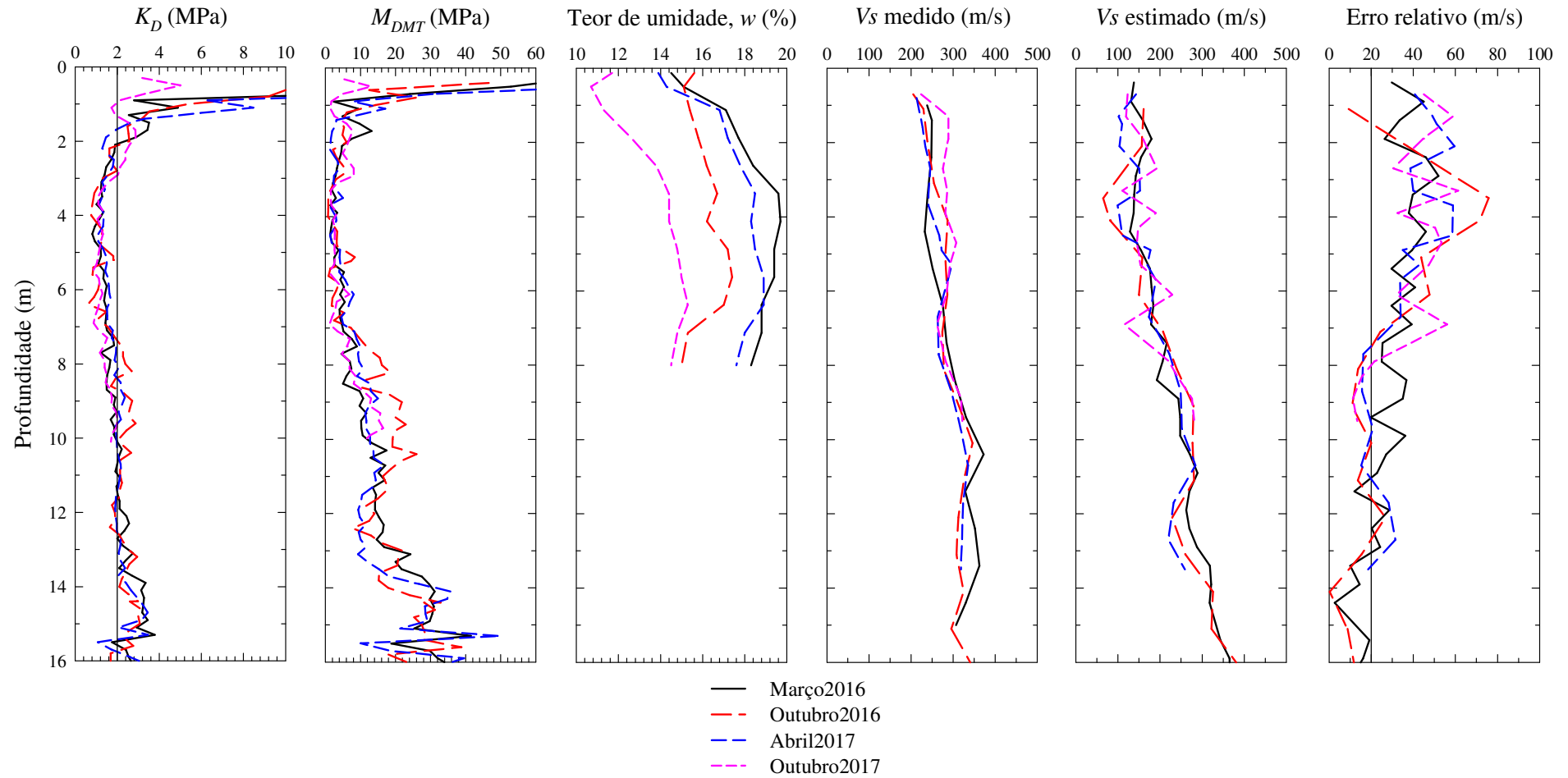
Deste modo, as correlações estabelecidas para solos bem-comportados (areias e argilas secas ou saturada, jovens e não cimentadas conforme LUNNE ET AL., 1997), para a estimativa da velocidade de propagação da onda cisalhante em solos não convencionais, como os tropicais, devem ser utilizadas com muita cautela. Tais correlações são puramente empíricas, e não consideram as condições de penetração (drenada ou não drenada) e os níveis de tensão e deformação, bem como as características genéticas dos solos tropicais.

Figura 6.16 - Perfis de q_c , I_c , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios CPT para as quatro campanhas realizadas na USP de São Carlos.



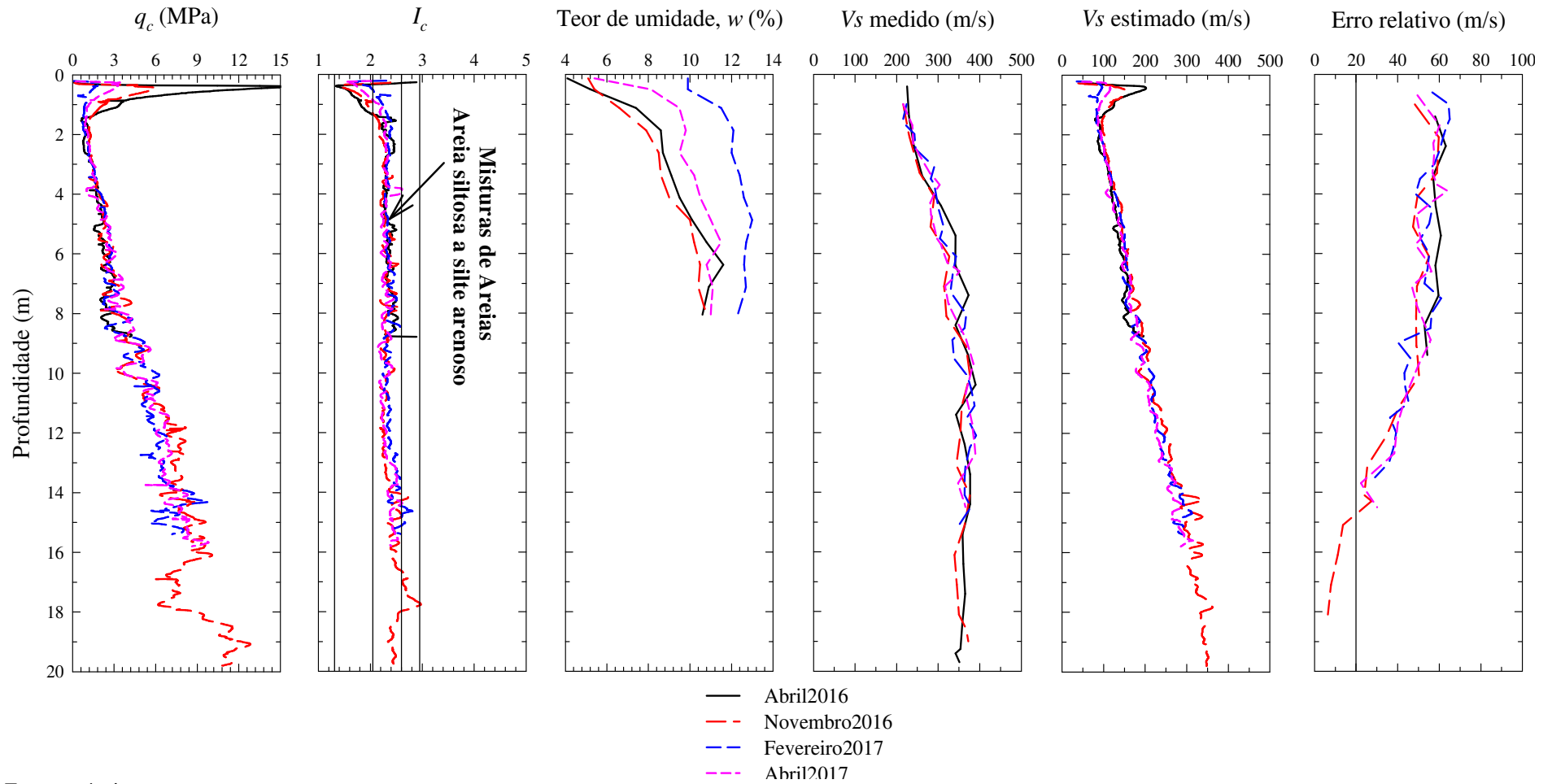
Fonte: próprio autor.

Figura 6.17 - Perfis de K_D , M_{DMT} , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios DMT para as quatro campanhas realizadas na USP de São Carlos.



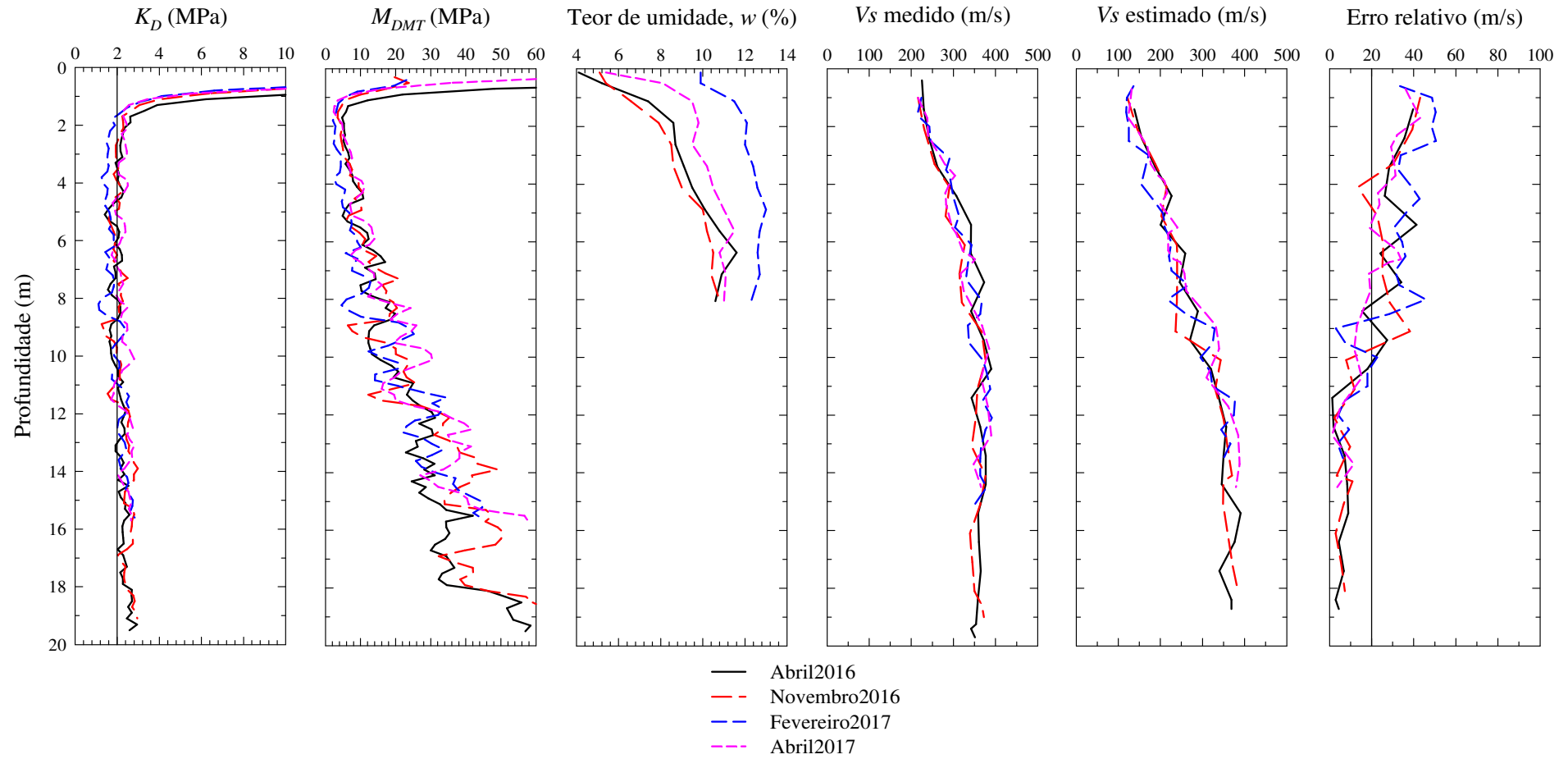
Fonte: próprio autor.

Figura 6.18 - Perfis de q_c , I_c , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios CPT para as quatro campanhas realizadas na Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

Figura 6.19 - Perfis de K_D , M_{DMT} , w , V_s medidos e estimados e erro relativo determinados pelos ensaios DMT para as quatro campanhas realizadas na Unesp de Bauru.



Fonte: próprio autor.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

7.1. CONCLUSÕES

Solos tropicais são geomateriais de comportamento não convencional, que quase sempre não pode ser explicado apenas pela Mecânica dos Solos Clássica. A previsão do comportamento desses solos nem sempre pode ser feita apenas com base em ensaios de campo, cujos resultados permitem a definição do perfil estratigráfico do subsolo, posição do nível d'água e uma estimativa realista dos parâmetros mecânicos dos materiais envolvidos, bem como a avaliação de sua variabilidade.

Ensaio CPT, DMT e ensaios sísmicos (*downhole*) realizados no campo experimental da Unesp de Bauru e da USP de São Carlos, em conjunto com ensaios laboratório (ensaios de caracterização, ensaios edométricos e ensaios triaxiais) previamente realizados foram interpretados visando avaliar as peculiaridades do comportamento desses solos, em especial os efeitos da condição não saturada e da microestrutura.

Para o campo experimental da Unesp de Bauru, dois locais foram estudados: Local 1 – área arborizada e Local 2 – área aberta. Observou-se uma maior variação nos perfis de umidade na área arborizada ao longo do ano. Este comportamento se deve a absorção de água pelas raízes, levando a baixos teores de umidade, e elevados valores de sucção no solo. Os elevados valores de sucção influenciaram os perfis de q_c , I_D , K_D e E_D . As variações de sucção influenciaram no comportamento do solo, tanto para a classificação do solo, quanto para a estimativa de parâmetros geomecânicos. Para o Local 2, a variação dos perfis de umidade ao longo do período estudado bem como ao longo da profundidade não acarretou em variações significativas de sucção, portanto tendo pouca influência no comportamento mecânico do solo desse local. Perfis de velocidade de onda cisalhante (V_s) foram determinados pela técnica *downhole* apenas no Local 2, onde também não se observou influência significativa da sucção nos valores de V_s medidos. A campanha de ensaios executada em uma cava inundada, a qual elevou o grau de saturação para aproximadamente 70 %. O elevado grau de saturação pode ter levado a um comportamento parcialmente drenado durante os ensaios CPT e DMT, o que comprometendo assim tanto a classificação do solo como a estimativa de parâmetros de projeto.

Para o campo experimental da USP de São Carlos, quatro campanhas de ensaios foram executadas. Apenas para a campanha de Outubro de 2017 observou-se maior influência da

condição não saturada nos valores de q_c , I_D , K_D e E_D . Tal influência está de acordo com os perfis de sucção interpretados com base na curva de retenção de água do solo e perfis de umidade deste campo experimental. Os valores elevados de sucção de campo influenciaram significativamente os resultados dos ensaios de campo, e conseqüentemente tanto na classificação desse solo, quanto a estimativa de parâmetros geomecânicos. Os valores de V_s medidos em cava inundada pela técnica *downhole* foram inferiores àqueles medidos na condição não saturada até 3,5 m de profundidade, onde o processo de inundação foi eficiente.

A incorporação do efeito da sucção nas tensões efetivas por meio da equação de Bishop (1959) permitiu uma normalização adequada dos perfis de q_c , E_D e K_D . Os valores de χ foram estimados adequadamente, tanto pelas propostas de Khalili e Khabbaz (1998) quando pela proposta de Robertson et al. (2017). Pela simplicidade desta última, está é recomendada para utilização na interpretação de ensaios de campo em solos não saturados. Este procedimento permitiu a normalização dos parâmetros e uma caracterização adequada dos perfis do subsolo para as duas áreas estudadas.

A velocidade de ondas cisalhantes (V_s) e o módulo de cisalhamento máximo (G_o) dos solos dos dois campos experimentais investigados foram determinados por meio de ensaios *downhole*, empregando uma ponteira sísmica e ensaios SMDT. Verificou-se que a estrutura e a condição não saturada presente nos solos tropicais levaram a valores da relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} superiores aos encontrados para solos sedimentares. Além disso, se observou que os solos lateríticos tendem a apresentar valores da relação G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} maiores do que os solos saprolíticos. Constatou-se ainda que tais ábacos devem ser empregados com cautela, devido a influência da condição não saturada nos valores dos parâmetros utilizados nas relações.

A presença de microestrutura, característica de solos tropicais, foi estudada pela comparação entre os valores de V_s medidos e estimados. Para ambos os campos experimentais, se observa um erro relativo superior a 20%. Tal diferença é um indicativo da presença de microestrutura nesses solos. Essa característica foi confirmada por meio de ensaios de Difração de raio-X realizados em amostras coletadas em ambos os campos experimentais.

7.2. SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

Apresentam-se a seguir sugestões para continuidade dessa pesquisa visando uma melhor caracterização dos solos tropicais por meio de ensaios de campo.

- Realizar mais ensaios CPT, DMT e sísmicos em diferentes épocas do ano, a fim de melhor avaliar o efeito da condição não saturada nos resultados de ensaios de campo;
- Aprimorar a abordagem que incorpore o efeito da sucção na interpretação dos resultados de ensaios de campo;
- Realizar ensaios CPTu com diferentes velocidades de cravação no campo experimental da USP de São Carlos, a fim de melhor compreender o comportamento mecânico desse solo;
- Realizar outra campanha de ensaios CPT, DMT e *downhole* no campo experimental da USP de São Carlos em cava inundada, a fim de se conseguir uma saturação mais eficiente que atinja maior profundidade;
- Avaliar o potencial de utilização das relações G_o/q_c , G_o/E_D e G_o/M_{DMT} para a caracterização de solos tropicais com comportamento colapsível;
- Avaliar a aplicabilidade de técnicas híbridas, como o SCPTu e SDMT, para a previsão da curva carga-recalque dos solos desses campos experimentais, tendo em vista as vantagens indicadas por alguns autores para essa abordagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aitchison, G. D. Engineering concepts of moisture changes in soils – Statement of the review panel. In: *Moisture Equilibria and Moisture changes in the Soils beneath Covered Areas. Proceedings...* Sydney: Butterworths, p. 7 – 21, 1965.

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, San Juan, 2006.

Alonso, E. E.; Gens, A., Hight, D. W. Special problems soils. General Report, In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, p. 5.1 -5.60, 1987.

Alonso E. E; Gens A., Josa A. A constitutive model for partially saturated soils. **Geotechnique**, 40 (3), p. 405-430, 1990.

American Society For Testing and Materials. D5298: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. ASTM International, 2010.

American Society For Testing and Materials. D5778: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International, 1995.

American Society For Testing and Materials. D6635-01. Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. ASTM, 2007.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984a.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984b.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

Baligh, M. M.; Levadoux, J.N. Pore pressure dissipation after cone penetration. Research Report R80 -11, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1980.

Bandini, P.; Salgado, R. Methods of pile design based on CPT and SPT results. **Proceedings...** 1st Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Rotterdam: Edited by Robertson & Mayne – Balkema, Rotterdam, v. 1, p.967- 976, 1998.

Blight, G. E. Aspects of the capillary model for unsaturated soils. In: *Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings...* Haifa, p. 3 – 7, 1983.

Baligh, M. M.; Levadoux, J.N. Pore pressure dissipation after cone penetration. Research Report R80 -11, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1980.

Berisavljević, D.; Berisavljević, Z. Determination of the presence of microstructure in a soil using a seismic dilatometer. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**. <https://doi.org/10.1007/s10064-018-1234-5>, 2018.

Baligh, M. M.; Scott, R. F. Quasi Static Deep Penetration in Clays. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Vol. 101, No. GT11, 1119-1133, 1975.

Bishop, A. W.; Donald, I. B. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. **Proceedings...** 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, v. 1, p. 13–21, 1961.

Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E.; Donald, I. B. Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. **Proceedings...** Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils; ASCE: New York, NY, USA, p. 503–532, 1960.

Bolinelli Júnior, H. L. **Piezocone de resistividade: primeiros resultados de investigação geoambiental em solos tropicais**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Unesp, Bauru – SP, 147p, 2004.

Burns, S. E.; Mayne, P.W. Interpretation of Seismic Piezocone Results for the Estimation of Hydraulic Conductivity in Clays. Technical Note - **Geotechnical Testing Journal**, v. 25, n. 3, p. 334-341, 2002.

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

Butcher, A P.; POWELL, J.J.M. Practical considerations for field geophysical techniques used to assess ground stiffness. In: Advances in site investigation practice. Thomas Telford, London, **Proceedings...**, v. 2, 1996. p.701-714.

Burns, S.E.; Mayne, P. W. Penetrometers for soil permeability and chemical detection. Georgia Institute Technology, 144 p. National Science Foundation and US Army Research Office, 1998.

Camapum de Carvalho, J.; Pereira, J. H. F. Análise da influência da sucção nos resultados de SPT e SPT-T em solos porosos colapsíveis. In: 4^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2001, Porto Alegre. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2001. p.509-520.

Camapum de Carvalho, J.; Barbosa, M.C.; Mendonça, R. M. G.; Farias, W. M.; Cardoso, F.B.C. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: Camapum de Carvalho et al., (Ed.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: ABMS, 2015. P.39-74.

Campanella, R. G.; Robertson, P. K; Gillespie, D. Seismic Cone Penetration Test. **Geotechnical Eng. Div. Journal (ASCE)**. Geotechnical Special Publication (GSP). n.86, p.116-129, 1986.

Campanella, R. G.; Davies, M. P.; Kristiansen, H.; Daniel, C. Site characterization of soil deposits using recent advances in piezocone technology. In: 1st International Conference on Site Characterization (ISC' 98), Atlanta, **Proceedings...**, v. 2, p. 995 - 1000, 1998.

Campanella, R. G.; Stewart, W. P. Seismic cone analysis using digital signal processing for dynamic site characterization, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n.3, p.477-486, 1992. <https://doi.org/10.1139/t92-052>

Chandler, R. J.; Gutierrez, C. I. The filter-paper method of suction measurement. **Géotechnique**, v. 36, n. 2, p. 265–268, 1986. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.265>.

Cotecchia F.; Chandler R. J. The influence of structure on the prefailure behaviour of a natural clay. **Géotechnique**, v. 47, n. 3, p. 523-544, 1997.

Collins, M.; Miller, G. A. Cone Penetration Testing in Unsaturated soils at Two Instrumented Test Sites. In: International Conference on Unsaturated Soils, **Proceedings...**, Sydney, v. 2, p. 1489-1493, 2014.

Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. Métodos Geofísicos, Disponível em <www.cetesb.sp.Gov.br/solo/areas_contaminadas/anexos/.../6200.pdf> Acesso dia 16 de maio de 2015.

Cozzolino, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação MCT Para Solo Tropicais. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 2, p. 77-91, 1993.

Cruz, N.; Rodriguez, C.; Viana da Fonseca, A. Detecting the present of cementation structures in soils, based in DMT interpreted charts. In: 4th Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Taylor and Francis Group, London, **Proceedings...**, v.1, p. 1723-1728, 2012.

Cuccovillo, T.; COOP, M. R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Geotechnique**, v. 47, n. 3, p.491-508, 1997.

Davies, M. P. e Campanella, R. G. Piezocone Technology: Downhole Geophysics for the Geoenvironmental Characterization of soil. In: Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, **Proceedings...**, v. 1, p. 171-180, 1995.

De Mio, G. **Condicionantes geológicos na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. 2005. 359p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

Décourt, L. Loading tests: interpretation and prediction of their results”, presented at Symposium Honoring Dr. John H. Schmertmann for his Contributions to Civil Engineering at Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress, New Orleans, Louisiana, March 9-12, New Orleans, Louisiana, pp. 452-470, 2008. [https://doi.org/10.1061/40962\(325\)16](https://doi.org/10.1061/40962(325)16).

DeJong, J. T., Randolph, M. F. Influence of partial consolidation during cone penetration on estimated soil behavior type and pore pressure dissipation measurements. **Journal of**

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 138, n. 7, p. 777–788, 2012.
[doi:10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000646](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000646)

DeJong, J. T., Jaeger, R.A., Boulanger, R.W., Randolph, M. F., Wahl, D.A.J. Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils. In: **Proceedings...** 4th International Conference on Site Characterization (ISC-4), Porto Galinhas, Brasil, v.1, pp. 25–42, 2013.

De Ruiter. Electric Penetrometer for site investigations. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)**, v. 97, n. 2, p. 457-472, 1971.

Dušan, B.; Zoran, B; Čebašek, V; Šušić, N. Characterisation of collapsing loess by seismic dilatometer. **Engineering Geology**, v. 181, n. 1, p. 180-189, 2014.

Elhakim, A. F.; Mayne, P.W. Derived stress-strain-strength of clays from seismic cone tests. In: 3rd Int. Symp. Deform. Charact. Geomaterials, Lyon, **Proceedings...**, v. 1, p. 81-87, 2003.

Elmgreen, K. (1995) Slot-type pore pressure CPT-u filters. Behaviour of different filling media. **Proceedings...**, CPT'95, V. 2, pp. 9-12.

Eslami, A.; Fellenius, B. H. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 34, n. 6, p. 886-904, 1997.

EUROCODE 7 (1997). Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field testing, Section 9: Flat dilatometer test (DMT). Final Draft, ENV 1997-3, Apr., 66-73. CEN - European Committee For Standardization.

Fahey, M. Deformation and in situ stress measurement. Robertson P.K. & Mayne P.W. (eds) In: 1st Int. Conf. on Site Characterization, Atlanta, **Proceedings...**, v. 1, p. 49-68, 1998.

Fernandes, J. B. **Estudo da Resistência e da Deformabilidade de um Perfil de Solo Laterítico não Saturado a Partir de Ensaios Triaxiais**. 2016. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2016.

Fernandez, A.; Santamarina, J. C. Effect of cementation on the small strain parameters of sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, n. 1, p. 191–199, 2001.

Ferreira, R. C., Monteiro, L. B., Peres, J. E. E.; Benvenuto, C. Some aspects on the behaviour of Brazilian collapsible soils. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, **Proceedings...** v. 1, pp. 117-120, 1989 (*in Portuguese*).

Ferreira, S. R. M. Volume change in expansive and collapsible unsaturated soils. In: 7th Brazilian Congress of Engineering Geology, Poços de Caldas. **Proceedings...**, v. 1, pp. 283-296, 1993 (*in Portuguese*).

Ferreira, A. A., Negro Junior, A., Albiero, J. H.; Cintra, J. C. A. Solos do Interior de São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Paulo. 339p, 1993.

Fonseca, A. P. **Compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos de uma voçoroca em Ouro Preto-MG**, 2000. 140p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

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, pp.45-67, 1985.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. 517 p.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H.; Fredlund, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2012. 939 p.

Fredlund, D. G.; Xing, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 3, p.521-532, 1994, <https://doi.org/10.1139/t94-061>.

Fredlund, D. G., Sheng, D. E.; Zhao. J. Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 186-198, 2011, <https://doi.org/10.1139/T10-060>.

Futai, M. M. **Comportamento de Fundações em Solos Tropicais de Cuiabá**. Cuiabá: UFMT, 1995.

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, 1999. p. 15 – 29.

Futai, M. M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não Saturados: Aplicação a um caso de Voçorocamento**. 597 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2002.

Giacheti, H. L.; Peixoto, A. S. P.; Mondelli, G. Comparação entre Resultados de Ensaios de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais, **Solos e Rochas**, v.27, n. 2, p. 191-200, 2004.

Giacheti, H. L.; Marques, M. E. M.; Peixoto, A. S. P. Cone Penetration Testing on Brazilian Tropical Soils. XII Panamerican Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Soil, **Proceedings...**, v. 1, p. 397-402, 2003.

Giacheti, H. L.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D. In-Situ Testing Methods for Characterization of Brazilian Tropical Soils. In: XI Panamerican Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, **Proceedings...**, 1999, Foz do Iguacu/PR. Foz do Iguacu/PR/Brazil: ABMS, 1999. v. 1. p. 307-314.

Giacheti, H. L.; De Mio, G.; Dourado, J. C.; Malagutti, W. Comparação entre Resultados de Ensaios Sísmicos Down-Hole e Cross-Hole no Campo Experimental da Unesp de Bauru. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, **Anais...**, v. 2. p. 669-674, 2006a.

Giacheti, H. L.; De Mio, G. Seismic cone penetration tests on tropical soils and the ratio G_0/q_c . In: 3rd International Conference on Site Characterization, (ISC'3). Londres: Taylor e Francis Group, **Proceedings...**v. 1, p. 1289-1295, 2008.

Giacheti, H.; 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.; Peixoto, A. S. P.; De Mio, G.; Carvalho, D. Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils. In: 2nd International Conference on the Flat Dilatometer, Washington. American Society of Civil Engineering (ASCE). **Proceedings...**, v. 1. p. 103-110, 2006.

Gidigasu. M. D. Geomechanics in Tropical Soils: General Report. In: International Conference Geomechanics in Tropical Soils. Singapore. II Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, **Proceedings...**, v.1, 1990. pp. 495-505.

Gravesen, S. Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall with a Circular Hole". Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks Tekniske Højskole, Meddelelse n. 10, Copenhagen, 1960.

Hepton, P. Shear wave velocity measurements during penetration testing. **Proceedings... Penetration Testing in the UK**, v.1, p. 275-278, 1988.

Hilf, J. W. An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. 109p. Thesis (PhD) - University of Colorado, 1956.

Hillel, D. **Soil and water: Physical principles and process**. New York: Academic Press, 1971. p.5 – 127.

Houlsby, G. T.; Teh, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: Penetration Testing, ISOPT-1, De Ruiter (ed.) / Balkema, Rotterdam, v. 1, 1988, p.777-783.

Houlsby, G. T.; HITCHMAN, R. Calibration chamber tests of a cone penetrometer in sand. **Geotechnique**, v. 38, n. 1, p. 39-44, 1988. <https://doi.org/10.1680/geot.1988.38.1.39>.

Hryciw, R. D.; Dowding, C. H. Cone Penetration of Partially Saturated Sands. **Geotechnical Testing Journal**, v. 10, n. 3, p. 135 – 141. 1987, <https://doi:10.1520/GTJ10945J>.

Irmak, S.; Payero, J. O.; Vandewalle, B.; Rees, J.; Zoubek, G. L. Principles and Operational Characteristics of Watermark Granular Matrix Sensor to Measure Soil Water Status and Its Practical Applications for Irrigation Management in Various Soil Textures. **Biological Systems Engineering: Papers and Publications**. Paper 332, v. 783, n. February, p. 1–14, 2014.

Jamiolkowsk, M.; Ghionna, V. N.; Lancellotta, T. A. R.; Pasqualini, E. New correlations of penetration tests for design practice - Penetration Testing, ISOPT-1, De Ruiter/Balkema, Rotterdam, p. 263-296, 1988.

Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germain J.T.; Lancellotta, T. A. R. New developments in field and laboratory testing of soils. Theme Lecture, **Proceedings... 11th ICSMFE**, San Francisco, 1, 57- 152, 1985.

Jamiolkowski, M.; Robertson, P. K. Future trends piezometer cones. In: 2nd European Symposium on for Penetration Testing, Closing adress. **Proceedings...**, ESOPT 11, Amsterdam, vol. 2, Birmingham, 1988.

Jennings, J. E. B.; Burland, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 12, n. 1, p. 125 - 144, 1962.

Kayen, R. E.; Mitchell, J. K.; Seed, R. B.; Lodge, A.; Nishio, S.; Coutinho, R. Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta Data. **Proceedings...**, 4th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Honolulu, HI NCEER, 1992.

Kayen, R.; Moss, R.; Thompson E.; Seed, R.; Cetin, K., Der Kiureghian, A.; Tanaka, Y.; Tokimatsu, K. Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 3, p. 407-419, 2014.

Khalili, N.; Khabbaz, M. H. A. Unique Relationship for χ for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Geotechnique**. v. 48, n. 5, p. 681-687, 1998.

Larson, R. Use of a slot as filter in piezocne tests. **Proceedings...**, CPT'95, V. 2, pp 35-40, 1995.

Lehane, B. M.; Ismail, M. A.; Fahey, M. Seasonal dependence of in situ test parameters in sand above the water table. **Geotechnique**, v. 54, n. 3, p. 215-218, 2004.

Lehane, B. M.; Fahey, M. Using SCPT and DMT Data for Settlement Prediction in Sand. In: 2nd International Conference on Site Characterization (ISC'2), 2004, Portugal. **Proceedings...**, Millpress Science, Rotterdam, v. 2, 2004. p. 1673-1680.

Leong, E. C.; Rahardjo, H. Review of soil-water characteristic curve equations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1106-1117, 1997.

Libardi, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Piracicaba: ESALQ/USP – Departamento de Física e Meteorologia, 1995. 497p.

Lobo, A. S. **Colapsibilidade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte**. 211p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

Leroueil, S. A framework for the mechanical behavior of structured soils, from soft clays to weak rocks. **Proceedings...** US-Brazil NSF Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, p.107–128, 1992.

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

Lodge, A. L. **Shear wave velocity measurements for subsurface characterization**, Ph.D. thesis, Univ. of California, Berkeley, CA, 1994.

Lu, N.; Likos, W. J. **Unsaturated soil mechanics**. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 556 p, 2004.

Lunne, T.; Robertson, P. K.; Powell, J. **Cone Penetration Test in Geotechnical Practice**. London, Blackie Academic Professional. 311 p. 1997.

Lutenegger, A. J. Current status of the Marchetti dilatometer test. Special Lecture, **Proceedings...** ISOPT-1, Orlando, v. 1, p.137-155, 1988.

Machado, S. L. **Aplicação de Conceitos de Elastoplasticidade a solos não saturados**. 1998. 354 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

Marchetti, S. Origin of the Flat Dilatometer. **Proceedings...** 2nd International Conference on the Flat Dilatometer. American Society of Civil Engineering (ASCE). Washington - DC - USA: R A Failmezger & J B Anderson Editors, 2006. v. 1. p. 1-2.

Marchetti, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. **Journal Geotechnical Engineering**, GT3, v. 106, p. 299-321, 1980.

Marchetti, S. The Seismic Dilatometer for In situ Soil Investigations. In: Indian Geotechnical Conference, India, **Proceedings...**, Paper n° C312, p. 1 – 4, 2014.

Marchetti, S.; CRAPPS, D. K. (1981). "Flat Dilatometer Manual". Internal Report of G.P.E. Inc.

Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G. e Marchetti, D. In Situ tests by Seismic Dilatometer (SDMT). ASCE Geotechnical Special Publication honoring Dr. John H. Schmertmann. From Research to Practice in Geotechnical Engineering. GSP No. 170, Geo-Institute Meeting in New Orleans March 9 to 12, 2008.

Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G.; Calabrese, M. The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations, TC 16 Report. Proc. IN SITU 2001, International Conference on In situ Measurement of Soil Properties, Indonesia, 41 pp, 2001.

Marchetti, S. The seismic dilatometer for in situ soil investigations. In: Indian Geotechnical Conference IGC-2014, **Proceedings...**, Kakinada, India, v.1, p. 1-8, 2014.

Martin, G. K.; Mayne, P. W. Seismic Flat Dilatometer Tests in Connecticut Valley Varved Clay. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 3, p. 357-361, 1997.

Martin, G. K.; Mayne, P. W. Seismic Flat Dilatometer in Piedmont Residual Soils. **Proceedings...** 1st International Conference on Site Characterization (ISC'98), Atlanta, v. 2, p. 837-843, 1998.

Matthews, M. C.; Hope, V. S.; Clayton, C. R. L. The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles. **Proceedings of the Institution of Civil Engineering – Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 2, p.84-95, 1996. <https://doi.org/10.1680/igeng.1996.28168>.

Mayne, P. W. Class “A” footing response prediction from seismic cone tests. **Proceedings...** 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, v. 1, p. 883-888, 2003.

Mayne, P.W.; Schneider, J.A.; Martin, G.K. Small and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. **Proceedings...** 2nd International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, v.1, p.419-427, 1999.

Melo, V.F.; Wypych, F. **Caulinita e haloisita**. Melo, V.V.E. & Alleoni, L.R. (eds), Química e mineralogia do solo, Parte I, SBCS, Viçosa, v. 1, pp. 427 - 504, 2009.

Meyerhof, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963. <https://doi.org/10.1139/t63-003>.

Mcgillivray, A.; Mayne, P.W. Seismic Piezocone and Seismic Flat Dilatometer Tests at Treporti. **Proceedings...** 2nd International Conference on Site Characterization, Porto, v. 2, p. 1695-1700, 2004.

Młynarek, Z.; Gogolik, S.; Marchetti, D. Suitability of the SDMT method to assess geotechnical parameters of post-flotation sediments. **Proceedings...** 2nd International Conference on the Flat Dilatometer, Washington D.C., v. 1, p. 148-153, 2006.

Monaco, P.; Totani G.; Calabrese, M. DMT predicted vs. observed settlements: a review of the available experience. **Proceedings...** 2nd International Conference on the Flat Dilatometer, Washington D.C., p. 244-252, 2006.

Mondelli, G.; De Mio, G.; Giacheti, H. L. Investigação do subsolo com o piezocone em um perfil de solo tropical areno-argiloso. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA E SIMPÓSIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÃO DE CAMPO, 2004, São Paulo/SP. **Anais...** v. 1. p. 464-474, 2004.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. Pavimentação de Baixo Custo em Solo Lateríticos, São Paulo: Villibor, 1995.

Morais, T. S. O. **Análise do Comportamento Termomecânico de Fundação Trocadora de Calor em Região de Clima Subtropical**. 2019. (Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019. No prelo.

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**. 1992. 2v. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. Characterization of Geotechnical Variability. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 4, n. 36, p. 612-624, 1999. <https://doi.org/10.1139/t99-038>.

Poulos, H. G., Carter, J. P., Small, J. C. Foundations and Retaining Structures – Research and Practice. **Proceedings...** 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, August 28 - 31, 2001, ASCE, Washington, DC, Vol. 4, pp. 2527–2606.

Pournaghiazar, M.; Russel, A. R; Khalili, N. The cone penetration test in unsaturated sands. **Geotechnique**, v. 63, n. 14, p. 1209-1220, 2013. <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.083>.

Presa, E. P. 7^o Sessão Técnica: Solos Tropicais, Especiais (Expansivos, Colapsíveis e Dispersivos) e Pavimentos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu. **Anais...** v.1, Pós-Congresso, p. 231-243, 1994.

Robertson, P. K. Soil behavior type using the DMT. **Proceedings...**, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, DMT'15, Roma, p. 243-250, 2015.

Robertson, P. K.; Viana da Fonseca, A.; Ulrich, B.; Coffin, J. Characterization of unsaturated mine waste: a case history. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, n. 12, p. 1752-1761, 2017. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0129>.

Robertson, P.K.; Ferrera, R.S. Seismic and pressuremeter testing to determine soil modulus. **Predictive soil mechanics**, Wroth Memorial Symposium, p. 562- 580, 1993.

Robertson, P. K.; Fear, C. E.; Woeller, D. J.; Weemees, I. A. Estimation of Sand Compressibility from Seismic CPT. **Proceedings...**, 48th Canadian Geotechnical Conference, Canada, p. 441-448, 1995.

Robertson, P. K. Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 11, p. 1337-1355, 2009. <https://doi.org/10.1139/T09-065>.

Robertson, P. K. CPT-based Soil Behavior Type (SBT) Classification System - an update. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 12, p.1910-1927, 2016. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>.

Robertson, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 6, p. 842-853, 2010. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000286](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286).

Robertson, P. K. Interpretation of in-situ tests-some insights. Mitchell Lecture. **Proceedings...** ISC'4, Brazil, p. 1-22, 2012.

Robertson, P. K.; Campanella, R. G.; Gillespie, D.; Greig, J. Use of piezometer cone data. **Proceedings... In-Situ-86**, ASCE Specialty Conference, pp. 1263-1280, 1986.

Robertson, P. K., Woeller, D. J., and Finn, W. D. L. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n.4, p.686 - 695, 1992.

Robertson, P. K. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 27, n. 1, p.151-158, 1990, <https://doi.org/10.1139/t90-014>.

Robertson, P.K. Soil behavior type using the DMT. **Proceedings... The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer**, Roma. DMT 15, 2015. v. 1. p. 505-512, 2015.

Rocha, B. P.; Saab, A. L.; Giacheti, H. L. Ensaios sísmicos na investigação geotécnica de um perfil de solo de Bauru-SP. In: Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste. **Anais...**, v. 1. p. 150-155.

Randolph, M. F.; Hope, S. Effect of Cone Velocity on Cone Resistance and Excess Pore Pressures. **Proceedings...**, Int. Symp. on Engng. Practice and Performance of Soft Deposits. Osaka. 2004.

Saab, A. L. **Análise de um perfil de solo não saturado por meio de ensaios com sucção controlada**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 2017.

Santos, C. R. B. **Influência da Modificação do Estado de Tensões e da Sazonalidade nos Parâmetros Geotécnicos oriundos de Ensaios de Campo na Argila Porosa de Brasília**. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. p. 144, 2003.

Santos, S. P.S. **Ciência e tecnologia de argilas**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1989.

Santos, R. A.; Rocha, B. P.; Napa-Garcia, G. F.; Giacheti, H. L. Unified approach on the interpretation of piezocone test data in a tropical soil site. **Proceedings... 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Buenos Aires. 2015. v. 1, p. 517-524, 2015.

Schmertmann, J. H. 1986. Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test. **Geotechnical Testing Journal**, 9(2): 93-101.

Schnaid, F. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo, Oficina de textos, 2009.

Schnaid, F.; Lehane, B.M.; Fahey, M. In situ test characterization of unusual geomaterials. **Proceedings... 2nd Geotechnical and Geophysical Site Characterization**. Rotterdam: Edited by Viana da Fonseca e Mayne, v.1, p. 49-74, 2004.

Schnaid, F. Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests. **Proceedings... 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, vol. 1, Osaka, Millpress, Rotterdam, pp 3-45, 2005.

Schneider, J. A.; Moss R. E. S. Linking cyclic stress and cyclic strain based methods for assesment of cyclic liquefaction triggering in sands. **Géotechnique Letters** v. 1, n. 2, p. 31-36, 2011.

Souza Neto, J. B. **Características geotécnicas do solo residual de gnaiss da encosta Espinhaço da Gata, PE-89, Machados-PE**. Dissertação de Mestrado, UFPE. Recife, vol.1, 250p, 1998.

Souza Neto, J. B. Considerações sobre as propriedades geotécnicas de alguns solos residuais brasileiros. I Seminário de qualificação ao doutorado. COPPE-UFRJ, 52p, 2000.

Universidade Presbiteriana Mackenzie- Curso de Engenharia Civil- Graduação, Notas de aula, Estradas 2- Noções de Solos, Disponível em: < http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/estradas2/1_NOCOES_DE_SOLOS.pdf < Acesso dia 03 de Abril de 2016.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. and Clifton, A. W. Model for the prediction of Shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 2. P. 379 - 392, 1996.

Vaughan, P. R. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic, Particularly as Related to their Structure an Mineral Components –Special Lectures. **Proceedings...**, I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. ABMS. Brasília. vol. 3, 231-263, 1985.

Vilar, O. M. **Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos**. São Carlos, 105p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1973.

Vilar, O. M. Introdução à mecânica dos solos não saturados. Apostila – Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

Vilar, O. M.; Rodrigues, R. A. Revisiting classical methods to identify collapsible soils. **Soils & Rocks**, v. 38, n. 3, p. 265-278, 2015.

Vilar, O. M.; Bortolucci, A. A.; Rodrigues, J. E. Geotechnical Characteristics of Tropical Cenozoic Sediment, I.C.G.T.L.S.S., Brasilia, Vol. 1, 461 – 470, 1985.

Vilar, O. M.; Rodrigues, J. E.; Nogueira, J. B. Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro/RJ, v. 1, p. 209-224, 1981.

Vilar, O. M.; Gaioto, N. (1994). Collapsible behavior of a compacted lateritic soil. **Proceedings...** 2nd Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, Recife, pp. 185-190 (*in Portuguese*).

Vitali, O. M. P. **Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT**. São Carlos, 105p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

Whittle, A.J.; Aubeny, C. P. The effects of installation disturbance on interpretation of in situ tests in clay. Proc. Wroth Memorial Symp. Oxford, 27-29 July, pp. 742-767, 1992.

Wroth, C. P. The Interpretation of in situ Soil Tests. **Geotechnique**, v. 34, n. 4, pp. 449- 489, 1994. <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>.

Yamamuro J. A., Wood F. M., e Lade P. V. Effect of depositional method on the microstructure of silty sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 1, p.1538-1555, 2008.

Yang, H.; Russell, A. R. Cone penetration tests in unsaturated silty sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n.3, p. 431-444, 2016, <https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0142>.