



Universidade Estadual Paulista
“Júlio de Mesquita Filho”
Programa Interunidades



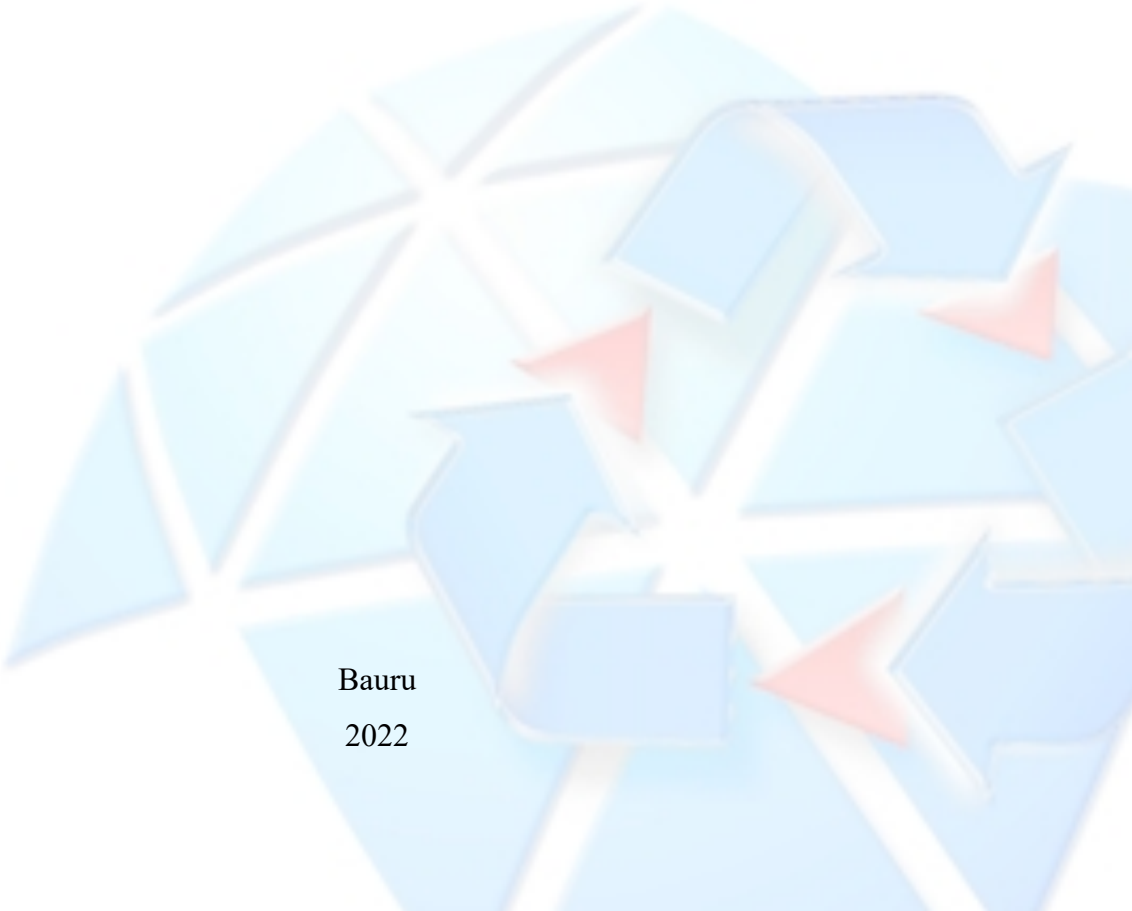
Doutorado

Engenharia Civil e Ambiental

ALFREDO LOPES SAAB

**INTERPRETAÇÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE EM SOLO NÃO
SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO**

Bauru
2022



ALFREDO LOPES SAAB

**INTERPRETAÇÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE EM SOLO NÃO
SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO**

Tese apresentada como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues
Coorientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Bauru
2022



Saab, Alfredo Lopes.

Interpretação da curva tensão-recalque em solo não saturado a partir de ensaios de campo e laboratório / Alfredo Lopes Saab, 2022
130 f.: il.

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

Coorientador: Heraldo Luiz Giacheti

Tese (Doutorado)-Universidade Estadual Paulista (Unesp). Faculdade de Engenharia, Bauru, 2022

1. Solos colapsíveis. 2. Sucção. 3. Prova de carga em placa. 4. DMT. 5. Simulação numérica. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA TESE DE DOUTORADO DE ALFREDO LOPES SAAB, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 30 dias do mês de novembro do ano de 2022, às 14:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de TESE DE DOUTORADO de ALFREDO LOPES SAAB, intitulada **INTERPRETAÇÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE EM SOLO NÃO SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Orientador(a) - Participação Presencial) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Profa. Dra. MÁRCIA MARIA DOS ANJOS MASCARENHA (Participação Virtual) do(a) Escola de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Federal de Goiás, Prof. Dr. MICHAEL ANDRADE MAEDO (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Uberlândia, Prof. Dr. FERNANDO LUIZ LAVOIE (Participação Virtual) do(a) Geotecnia / Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, Prof. Dr. PAULO CESAR LODI (Participação Presencial) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP. Após a exposição pelo doutorando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: aprovado _____. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

ROGER AUGUSTO RODRIGUES



DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho à Joana,
Alfredo, Neusa e Alberto,
família que tanto amo.*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues pela orientação, oportunidade, paciência, confiança, dedicação e, acima de tudo, pela amizade construída ao longo dos anos.

Ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti pela coorientação, ensinamentos, amizade e dedicação em fazer esta pesquisa acontecer.

Ao Prof. Dr. Marcelo Sanchez pela coorientação durante o período sanduíche na Texas A&M University e pela recepção em College Station.

Aos Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha, Prof. Dr. Michael Andrade Maedo e Prof. Dr. Paulo César Lodi, pelo incentivo, aprendizado, auxílio e amizade.

Ao Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia pelas contribuições e suporte durante a execução dos ensaios de prova de carga em placa.

Aos amigos e colegas da Unesp: Henrique Boni, Luis Herrera, Jhaber Yacoub, Jeferson Fernandes, André Rodrigues, Isabela Silveira, Tamara Pascoto, Diego Valverde, Pedro Cleto, Heber Fabbri e tantos outros, por toda ajuda, momentos de descontração, convivência e parceria.

Aos amigos da Texas A&M, Chen Yue e Du YiChi, por terem proporcionado uma experiência única no período em College Station.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp, Gustavo Pinheiro e Sérgio Gimenez Jr., pelo apoio técnico na execução dos ensaios de campo.

À Joana por todo carinho, companheirismo e paciência em toda caminhada.

À toda minha família, amigos e aqueles que colaboraram e incentivaram o desenvolvimento desta pesquisa.

À CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de doutorado sanduíche.

RESUMO

SAAB, A. L. **Interpretação da curva tensão-recalque em solo não saturado a partir de ensaios de campo e laboratório**. 2022. 130f. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2022.

O ensaio de prova de carga em placa (PLT) é um método clássico do meio geotécnico para a previsão do comportamento tensão-recalque do solo em campo, etapa importante para projetos de fundações diretas. Na análise dos resultados desse ensaio em solos colapsíveis, alguns conceitos como o efeito da sucção e o estado de tensão e procedimentos como o processo de inundação são de suma importância. A interpretação do efeito da condição não saturada em solos colapsíveis é feita por meio dos ensaios em condição natural e inundada. Contudo, o processo de inundação do solo em campo é trabalhoso e demorado, o que dificulta sua incorporação na prática da engenharia. No presente trabalho são interpretados resultados de curvas tensão-recalque na zona ativa de um perfil de solo colapsível a partir de ensaios de campo e laboratório considerando o efeito da condição não saturada. Para isso, foram realizadas provas de carga em placa de 300 mm de diâmetro a 1, 2, 3 e 4 m de profundidade, análises numéricas empregando o Modelo Básico de Barcelona (BBM), bem como previsões baseadas em resultados de ensaios de Dilatômetro (DMT) previamente realizados em condição natural e inundada, sendo este último empregando um dispositivo que permite a inundação local. Os resultados obtidos demonstram que o modelo de previsão da curva com base no módulo confinado do DMT e a partir do BBM têm boa aplicabilidade para as duas condições estudadas, natural e inundada. Além disso, a utilização de simulação numérica pode apoiar estudos particulares em solos colapsíveis, pois permite a aferição de dados e parâmetros importantes ao longo dos estágios de carga da PLT, que seriam de difícil instrumentação.

Palavras-chave: solos colapsíveis; sucção; prova de carga em placa; DMT; simulação numérica.

ABSTRACT

SAAB, A. L. **Interpretation of load-settlement curve on unsaturated soil by means of in situ and laboratory tests.** 2022. 130p. Thesis (Ph.D.) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2022.

The plate load test (PLT) is a classic test in the geotechnical practice for predicting the load-settlement behavior in situ, which is important at the design process for shallow foundations. Concepts such as suction and the state of stress or procedures such as the inundation process have relevant importance to analyze the results of PLT on collapsible soils. The interpretation of the effect of the unsaturated condition in collapsible soils is done through tests in natural and inundated conditions. However, the in situ inundation process is laborious and time-consuming, which makes this procedure difficult to incorporate into engineering practice. This study evaluates the results of load-settlement curves in the active zone of a collapsible soil profile via in situ and laboratory tests taking into account the effect of the unsaturated condition. In this context, load tests on plates of 300 mm diameter at depths of 1, 2, 3 and 4 m were carried out, numerical analyzes were performed using the Barcelona Basic Model (BBM) and load-settlement curves were predicted based on Dilatometer tests (DMT) results for both natural and inundated conditions, the latter using a device that allows a local inundation. The results have demonstrated that the curve predictions based on the DMT constrained modulus and on the BBM have good applicability for both natural and inundated conditions. In addition, the use of numerical simulation can assist particular studies in collapsible soils, as it allows to assess important data and parameters throughout the PLT loading stages, which would be difficult to instrument.

Keywords: collapsible soils; suction; plate load test; DMT; numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – (A) PERFIL DE SOLO SATURADO; (B) PERFIL DE SOLO TOTALMENTE SECO.	4
FIGURA 3.2 – DETALHES DA ASSOCIAÇÃO ENTRE CAPILARES DO SOLO E TUBO CAPILAR.	6
FIGURA 3.3 – PERFIL TÍPICO DE SOLO NÃO SATURADO E DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO NA ÁGUA DO SOLO AO LONGO DA PROFUNDIDADE.	9
FIGURA 3.4 – RELAÇÃO ENTRE RAIO DO MENISCO E ALTURA DE ASCENSÃO CAPILAR. ADAPTADO DE (SANCHEZ, 2019).	10
FIGURA 3.5 – CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO (A) UNIMODAL E (B) BIMODAL DE SECAGEM.	16
FIGURA 3.6 – (A) INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO NO FORMATO TÍPICO DE CURVAS DE RETENÇÃO; (B) CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA UNIMODAL DE SECAGEM E DE UMEDECIMENTO COM HISTERESE. ADAPTADO DE (BARBOUR, 1998).	16
FIGURA 3.7 – RESULTADOS DE ENSAIOS CPT EM CAMPANHA EM ÉPOCA ÚMIDA E SECA (ROCHA, 2018; GIACHETI ET AL., 2019).	19
FIGURA 3.8 – PERFIS DE UMIDADE DETERMINADOS EM CAMPANHAS (CPT E DMT) REALIZADAS EM CONDIÇÃO NATURAL E EM CAVA INUNDADA (ROCHA, 2018).	20
FIGURA 3.9 – PERFIS DE SUÇÃO PARA O SOLO DE BAURU AO LONGO DO ANO DE 2016 (SAAB, 2016).	21
FIGURA 3.10 – PERFIL DE SOLO E RESULTADOS DE ENSAIOS SPT REALIZADOS EM PERÍODOS SECO E ÚMIDO (XAVIER ET AL., 2018).	21
FIGURA 3.11 – CONSTRUÇÕES AFETADAS PELO COLAPSO DO SOLO NA REGIÃO DE BAURU-SP.	23
FIGURA 3.12 – CRITÉRIO DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS: (A) BASEADO NO GRAU DE COMPACTAÇÃO E DESVIO DE UMIDADE; (B) BASEADO NO PESO ESPECÍFICO SECO E LIMITE DE LIQUIDEZ (USBR, 1998).	24
FIGURA 3.13 – GRAU DE COMPACTAÇÃO NATURAL G_{cn} VERSUS DESVIO DE UMIDADE (Δw) DE SOLO COLAPSÍVEIS E NÃO COLAPSÍVEIS (VILAR; RODRIGUES, 2015).	25
FIGURA 3.14 – RESULTADOS DE ENSAIOS EDMÉTRICOS DO SOLO DE PEREIRA BARRETO-SP: (A) ENSAIOS EDMÉTRICOS SIMPLES; (B) ENSAIO EDMÉTRICO DUPLO (VILAR; RODRIGUES, 2011).	28
FIGURA 3.15 – ENSAIOS EDMÉTRICOS COM SUÇÃO CONTROLADA E POTENCIAIS DE COLAPSO DETERMINADOS PARA AMOSTRAS COLETADAS A: (A) 1 M; (B) 2 M; (C) 3 M; (D) 4 M DE PROFUNDIDADE (SAAB, 2016).	29
FIGURA 3.16 – ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM PLACA CONVENCIONAL (ABNT NBR 6489, 2019).	36
FIGURA 3.17 – (A) CURVA TENSÃO-RECALQUE COM RUPTURA NÍTIDA; (B) CURVA TENSÃO-RECALQUE COM PICO DE RUPTURA; (C) CURVA TENSÃO-RECALQUE COM COMPORTAMENTO DE ENCRUAMENTO DO SOLO. ADAPTADO DE (COSTA, 1999).	37
FIGURA 3.18 – (A) CURVAS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA PARA CORPOS DE PROVA SATURADO E NÃO SATURADO; (B) TRAJETÓRIA DE TENSÕES E CURVA DE PLASTIFICAÇÃO (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).	44
FIGURA 3.19 – (A) SOLO COM $\lambda(s)$ DECRESCENTE COM O AUMENTO DA SUÇÃO, CONFORME MODELO ORIGINAL DO BBM; (B) SOLO COM $\lambda(s)$ CRESCENTE COM O AUMENTO DA SUÇÃO (WHEELER; GALLIPOLI; KARSTUNEN, 2002).	46
FIGURA 3.20 – CURVAS DE PLASTIFICAÇÃO NO ESPAÇO (p , q , s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).	47
FIGURA 3.21 – VISTA TRIDIMENSIONAL DAS CURVAS DE PLASTIFICAÇÃO (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).	48
FIGURA 4.1 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO NA UNESP DE BAURU-SP.	51

FIGURA 4.2 – DISTÂNCIA APROXIMADA ENTRE A ÁREA DE ESTUDO E O IPMET (FONTE: GOOGLE EARTH).....	53
FIGURA 4.3 – PRECIPITAÇÃO MENSAL ACUMULADA, MÉDIA E VALORES PARA OS ANOS DE 2016, 2017, 2018, 2019 E 2020 (FONTE: IPMET).....	54
FIGURA 4.4 – CENTRAL DE MONITORAMENTO DA SUCÇÃO INSTALADO NA UNESP DE BAURU-SP (SAAB; RODRIGUES, 2018).	55
FIGURA 4.5 – MONITORAMENTO DA SUCÇÃO EM CAMPO REALIZADO POR SENSORES DE MATRIZ GRANULAR E PRECIPITAÇÕES DIÁRIAS AFERIDAS PARA O PERÍODO DE 01/01/2016 A 20/04/2018.	56
FIGURA 4.6 – PROVAS DE CARGA CONVENCIONAIS EM SOLO NATURAL (AGNELLI, 1997).	57
FIGURA 4.7 – VISTA GERAL DO CAMPO EXPERIMENTAL DE GEOTECNIA DA UNESP DE BAURU.....	58
FIGURA 4.8 – CAVA DE INUNDAÇÃO CONSTRUÍDA POR ROCHA (2018).....	58
FIGURA 4.9 – DETALHE ESQUEMÁTICO DO DISPOSITIVO DE INUNDAÇÃO DESENVOLVIDO POR RODRIGUES (2021).	59
FIGURA 4.10 – FIGURA ESQUEMÁTICA DO PROCESSO DE INUNDAÇÃO LOCAL PROPOSTO POR RODRIGUES (2021).	60
FIGURA 4.11 – RESULTADOS DE CAMPANHAS DE ENSAIOS DMT SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE CAMPO (ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2021).	61
FIGURA 4.12 – PERFIS DE UMIDADE OBTIDOS NAS CAMPANHAS DE DMT REALIZADAS (ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2021).	62
FIGURA 4.13 – CURVAS DE RETENÇÃO DETERMINADAS EM LABORATÓRIO PARA O SOLO DE BAURU (FERNANDES ET AL., 2022).....	63
FIGURA 4.14 – VARIAÇÃO DE PARÂMETROS DO SOLO COM A SUCÇÃO. ADAPTADO DE (FERNANDES ET AL., 2022).	65
FIGURA 5.1 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM PLACA (PLT).	67
FIGURA 5.2 – (A) SISTEMA MULTIFUNÇÃO; (B) HASTES DE ANCORAGEM; (C) SISTEMA DE REAÇÃO MONTADO EM CAMPO.....	68
FIGURA 5.3 – DETALHES DA PEÇA DE TRANSIÇÃO, PLACA E TORRE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.	68
FIGURA 5.4 – FOTOGRAFIA E DETALHES GERAIS DO ENSAIO SENDO EXECUTADO EM CAMPO.	69
FIGURA 5.5 – (A) POÇO ABERTO PARA DESMONTAR ENSAIO E COLETAR AMOSTRA; (B) COLETA DE AMOSTRA POR MEIO DE TRADO; (C) DETALHE DE AMOSTRA COLETADA.	69
FIGURA 5.6 – DETALHES GERAIS DO PROCESSO DE INUNDAÇÃO DO ENSAIO PLT: (A) INSTALAÇÃO DO TENSÍOMETRO; (B) MONTAGEM DA TORRE E EQUILÍBRIO DA SUCÇÃO; (C) INÍCIO DO PROCESSO DE INUNDAÇÃO; (D) PROCESSO DE INUNDAÇÃO EM ANDAMENTO.....	70
FIGURA 5.7 – GEOMETRIA, MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS PARA AS SIMULAÇÕES DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A 1 M DE PROFUNDIDADE.	76
FIGURA 5.8 – GEOMETRIA, MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS PARA AS SIMULAÇÕES DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A 2 M DE PROFUNDIDADE.	77
FIGURA 5.9 – GEOMETRIA, MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS PARA AS SIMULAÇÕES DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A 3 M DE PROFUNDIDADE.	77
FIGURA 5.10 – GEOMETRIA, MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS PARA AS SIMULAÇÕES DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA A 4 M DE PROFUNDIDADE.	78
FIGURA 5.11 – PERFIL DE SOLO COM INDICAÇÃO DOS RECALQUES CALCULADOS NUMERICAMENTE EM ANÁLISE AXISSIMÉTRICA.	79

FIGURA 6.1 – RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS AO LONGO DA PROFUNDIDADE NA ÁREA DE ESTUDO.	80
FIGURA 6.2 – CURVAS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA DE 805 MM (AGNELLI, 1997) E DE 300 MM NORMALIZADAS DE ACORDO COM A PROPOSTA DE DÉCOURT (1999) PARA A CONDIÇÃO NATURAL (A) E INUNDADA (B).	81
FIGURA 6.3 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE, PARA PLACA DE 300 MM, PREVISTAS PELO DMT E MEDIDAS POR PLT, PARA 1 M DE PROFUNDIDADE, NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA.	84
FIGURA 6.4 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE, PARA PLACA DE 300 MM, PREVISTAS PELO DMT E MEDIDAS POR PLT, PARA 2 M DE PROFUNDIDADE, NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA.	84
FIGURA 6.5 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE, PARA PLACA DE 300 MM, PREVISTAS PELO DMT E MEDIDAS POR PLT, PARA 3 M DE PROFUNDIDADE, NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA.	85
FIGURA 6.6 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE, PARA PLACA DE 300 MM, PREVISTAS PELO DMT E MEDIDAS POR PLT, PARA 4 M DE PROFUNDIDADE, NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA.	85
FIGURA 6.7 – UMIDADES NOS ENSAIOS PLT (NATURAL E INUNDADA), INUNDAÇÕES LOCAIS DE RODRIGUES (2021) E PERFIS DE UMIDADE DETERMINADOS POR ROCHA (2018) PARA CAMPANHAS EM CONDIÇÃO NATURAL E EM CAVA INUNDADA.	86
FIGURA 6.8 – CURVAS DE ESCOAMENTO LC	89
FIGURA 6.9 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE SIMULADAS PELO CODE_BRIGHT PARA AS PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS A 1 M DE PROFUNDIDADE E AQUELAS PREVISTAS PELO DMT.....	90
FIGURA 6.10 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE SIMULADAS PELO CODE_BRIGHT PARA AS PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS A 2 M DE PROFUNDIDADE E AQUELAS PREVISTAS PELO DMT.....	91
FIGURA 6.11 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE SIMULADAS PELO CODE_BRIGHT PARA AS PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS A 3 M DE PROFUNDIDADE E AQUELAS PREVISTAS PELO DMT.....	92
FIGURA 6.12 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE SIMULADAS PELO CODE_BRIGHT PARA AS PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS A 4 M DE PROFUNDIDADE E AQUELAS PREVISTAS PELO DMT.....	93
FIGURA 6.13 – MONITORAMENTO DA SUCCÃO EM CAMPO COM DESTAQUE PARA O PERÍODO DAS CAMPANHAS DE DMT NA CONDIÇÃO NATURAL.	94
FIGURA 6.14 – CURVAS TENSÃO-RECALQUE SIMULADAS PELO CODE_BRIGHT PARA AS PROVAS DE CARGA EM PLACA COM DIFERENTES CONDIÇÕES DE SUCCÃO ($s = 0$ E 50 kPa) A 1 M DE PROFUNDIDADE.	97
FIGURA 6.15 – RECALQUE POR COLAPSO AO LONGO DO BULBO DE TENSÕES PARA AS CONDIÇÕES SIMULADAS NUMERICAMENTE.	98
FIGURA 6.16 – TENSÕES VERTICAL E HORIZONTAL AO LONGO DO BULBO DE TENSÕES PARA UM ENSAIO DE PROVA DE CARGA PLACA RÍGIDA.....	98
FIGURA 6.17 – PERFIL DE POTENCIAL DE COLAPSO PARA AS CONDIÇÕES SIMULADAS NUMERICAMENTE.	99
FIGURA 6.18 – PERFIS DA TENSÃO DE CEDÊNCIA AO LONGO BULBO PARA O ENSAIO SATURADO E NÃO SATURADO PARA AS CONDIÇÕES SIMULADAS NUMERICAMENTE.	100
FIGURA 6.19 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA MOVIMENTAÇÃO DA CURVA LC PARA AS CONDIÇÕES SIMULADAS NUMERICAMENTE: (A) CONDIÇÃO SATURADA E (B) CONDIÇÃO NÃO SATURADA.	100
FIGURA 6.20 – POTENCIAIS DE COLAPSO DETERMINADOS EM LABORATÓRIO E ESTIMADOS PELO DMT.....	102

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – ENERGIA NA ÁGUA DO SOLO. ADAPTADO DE (HILLEL, 1970).	8
TABELA 3.2 – TRABALHOS QUE DETERMINARAM A CURVA DE RETENÇÃO PARA SOLOS TÍPICOS DO INTERIOR PAULISTA.....	17
TABELA 3.3 – GRAU DE GRAVIDADE APROXIMADA DO <i>PC</i> (LUTENEGGER; SABER, 1988).	27
TABELA 3.4 – APLICABILIDADE E USO DE ENSAIOS <i>IN SITU</i> . ADAPTADO DE (LUNNE; ROBERTSON; POWELL, 1997).....	33
TABELA 4.1 – PRECIPITAÇÃO MENSAL ACUMULADA MEDIDA EM BAURU DE 2005 A 2020.....	54
TABELA 4.2 – VALORES DE SUÇÃO DE CAMPO AFERIDOS POR SENSORES DE MATRIZ GRANULAR PARA O PERÍODO DE 2016-2017.....	56
TABELA 5.1 – DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA.	67
TABELA 5.2 – M_{DMT} , Q_{APP} E Q_{UC} A PARTIR DOS RESULTADOS DMT PARA A CONDIÇÃO INUNDADA A PARTIR DE DISPOSITIVO DE INUNDAÇÃO (RODRIGUES, 2021).	73
TABELA 5.3 – M_{DMT} , Q_{APP} E Q_{UC} A PARTIR DOS RESULTADOS DMT PARA A CONDIÇÃO NATURAL, VALORES MÉDIOS, MÉDIOS - DESVIO E MÉDIOS + DESVIO (ROCHA,2018).	73
TABELA 5.4 – CÁLCULOS DE SIMULAÇÃO E PREVISÃO DE PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADOS.	78
TABELA 6.1 – PROVAS DE CARGA EM PLACA REALIZADAS NA ÁREA DE ESTUDO.....	80
TABELA 6.2 – SÍNTESE DOS PARÂMETROS E LEIS CONSTITUTIVAS ASSUMIDOS PARA O SOLO DA ÁREA ESTUDADA.	88
TABELA 6.3 – PREVISÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO VIA DMT.	102

SUMÁRIO

RESUMO.....	I
ABSTRACT.....	II
LISTA DE FIGURAS.....	III
LISTA DE TABELAS	VI
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 OBJETIVO GERAL.....	3
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 SOLOS NÃO SATURADOS – ASPECTOS GERAIS	4
3.1.1 Variabilidade Sazonal.....	12
3.1.2 Curva de Retenção de Água no Solo.....	15
3.1.3 Perfis de Umidade e Sucção	19
3.2 SOLOS COLAPSÍVEIS	22
3.2.1 Ensaios e Métodos de Identificação de Solos Colapsíveis	23
3.2.2 Ensaios de Laboratório.....	26
3.2.3 Ensaios de Campo.....	30
3.3 CURVA TENSÃO-RECALQUE.....	36
3.3.1 Prova de Carga em Placa.....	36
3.3.2 Previsão da Curva Tensão-Recalque com base no DMT	38
3.3.3 Influência da Sucção na Curva Tensão-Recalque	41
3.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	44
3.4.1 Modelo Básico de Barcelona	44
3.4.2 Programa CODE_BRIGHT.....	48
4 ÁREA DE ESTUDO	51
4.1 GEOLOGIA LOCAL	52
4.2 MONITORAMENTO EM CAMPO	53
4.2.1 Monitoramento dos Dados Pluviométricos.....	53
4.2.2 Monitoramento da Sucção	54
4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	57
4.3.1 Ensaios de Campo.....	57
4.3.2 Ensaios de Laboratório.....	62

5	MATERIAL E MÉTODOS.....	66
5.1	ENSAIOS DE CAMPO.....	66
5.1.1	<i>Prova de Carga em Placa (PLT)</i>	<i>66</i>
5.1.2	<i>Previsão da Curva Tensão-Recalque a partir do DMT.....</i>	<i>72</i>
5.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO: INTERPRETAÇÃO E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS	74
6	RESULTADOS E ANÁLISES.....	80
6.1	PROVA DE CARGA EM PLACA (300 MM).....	80
6.2	CURVA TENSÃO-RECALQUE A PARTIR DO DMT	83
6.3	PARÂMETROS CONSTITUTIVOS MECÂNICOS E HIDRÁULICOS	88
6.4	CURVA TENSÃO-RECALQUE A PARTIR DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA	90
6.5	POTENCIAL DE COLAPSO	95
7	CONCLUSÕES	103
	REFERÊNCIAS.....	105

1 INTRODUÇÃO

A previsão do comportamento tensão-recalque em projetos de fundações diretas é fundamental para o bom desempenho das obras de engenharia. No entanto, em abordagens clássicas derivadas da capacidade de carga de Terzaghi (1943), geralmente, não são incorporados conceitos particulares dos solos não saturados, como a sucção e o fenômeno do colapso.

Os solos colapsíveis são solos não saturados que se caracterizam por apresentar deformações quando são umedecidos, resultando em uma redução de volume ou colapso (DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975; ALONSO; GENS; HIGHT, 1987). Nos vazios desses solos, atuam pressões isotrópicas na água intersticial, definida como sucção e entendida simplificada como a avidez que a matriz do solo tem por absorver e reter água, sendo sua magnitude relacionada aos potenciais da água no solo (MARINHO, 2005; CRONEY, 2008). Ao umedecer o solo, a cimentação é dissolvida, tensões de contato entre as partículas do solo se dissipam, diminuindo a sucção e dando origem ao colapso do solo.

Por se tratar de variável fundamental em estudos hidromecânicos em solos não saturados, as premissas de projeto em solos colapsíveis devem contemplar a magnitude da sucção, bem como avaliar os efeitos de sua variação decorrente de fatores externos como, por exemplo, a variabilidade sazonal (períodos secos e chuvoso).

Nas etapas de projeto de fundações diretas em solos colapsíveis, Cintra e Aoki (2009) apontam para a necessidade de se determinar o recalque admissível para a condição saturada do solo, isto é, a condição mais crítica onde a sucção é igual a 0. Para estas determinações, por conta da similaridade de comportamento entre fundações diretas e protótipos (placas ou sapatas), destacam-se os ensaios de prova de carga em condição inundada. Nesse tipo de ensaio, a cava a ser ensaiada é pré-inundada e os estágios de aplicação de cargas são conduzidos com lâmina/fluxo de água contínuos, visando garantir a condição saturada. Contudo, o processo de inundação do solo em campo, além de não ser sustentável, é trabalhoso e demorado (AGNELLI, 1997; COSTA; CINTRA; ZORNBERG, 2003; ROCHA, 2018). Outro ponto importante é que, na prática da engenharia brasileira, a opção pelas fundações diretas é geralmente adotada em obras mais modestas, nas quais a realização de provas de carga se torna inviável economicamente.

Entende-se que a aplicação dos conceitos de solos não saturados na previsão do comportamento tensão-recalque ainda está longe das práticas convencionais da engenharia,

principalmente nas etapas de campo, mesmo com um aumento significativo do entendimento da importância e do papel da sucção no comportamento desses solos (ALONSO; GENS; JOSA, 1990). Isto culmina em práticas demasiadamente conservadoras, em que são adotados parâmetros para o solo saturado mesmo para regiões onde o comportamento não saturado do solo prevalece. Opostamente, a adoção de parâmetros a partir de resultados de ensaios de campo obtidos durante um período seco, pode acarretar em problemas típicos de solos não saturados caso ele umedeça, como o fenômeno do colapso.

Nesse sentido, existe o interesse e a necessidade de incorporar às práticas brasileiras alternativas de campo que possibilitem uma melhor investigação da sucção, do colapso e do comportamento tensão-recalque para projetos de fundações diretas. Dentre os ensaios de campo bem estabelecidos internacionalmente e com potencial de uso cada vez maior no Brasil, destacam-se o CPT e o DMT. Esses ensaios permitem uma caracterização geotécnica ampla do subsolo, realizada a partir de correlações e com a vantagem de permitir que outras técnicas sejam acopladas às leituras originais do ensaio (*e.g.* sensores e medidores de poropressão, de resistividade, de temperatura, de reflectometria no domínio do tempo, acelerômetros, geofones, dentre outros) (ROBERTSON, 1986; MAYNE, 2000; MARCHETTI *et al.*, 2001; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Resultados de ensaios CPT e DMT podem ser utilizados em projetos de fundações diretas nas previsões de comportamento, em especial na definição da curva tensão-deformação, principalmente a partir de valores de módulos de deformabilidade obtidos por meio desses ensaios (ROBERTSON, 1986; MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006). Buscando realizar a previsão da curva tensão-recalque de provas de carga em placas para aplicações em solos colapsíveis, Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) e Silva, Rocha e Giacheti (2019) fizeram a previsão da curva tensão-recalque de provas de carga em placas por meio da proposta de Décourt (1999) e utilizando resultados de DMT. Os resultados indicaram boa aplicabilidade do método para a previsão de curvas tensão-recalque para o solo em diferentes condições de sucção.

Com o intuito de ampliar o desenvolvimento de abordagens de campo à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados e ampliar os estudos de fenômenos típicos encontrados em fundações diretas assentes em solos tropicais não saturados, como os recalques por colapso, este trabalho foi desenvolvido com o propósito de agregar conceitos da condição não saturada e da influência da variabilidade sazonal nas interpretações do comportamento tensão-recalque de elementos de fundações diretas apoiadas em um solo arenoso tropical. A interpretação dos resultados foi feita de modo integrado entre ensaios de campo e laboratório com apoio de modelagem numérica.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

- Estudar o comportamento tensão-recalque do solo a partir de ensaios de campo e laboratório considerando o efeito da condição não saturada embasados nos fundamentos da Mecânica dos Solos Não Saturados com apoio de modelagem numérica.

2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a aplicabilidade de uma proposta para a previsão de comportamento da curva tensão-recalque a partir de ensaios DMT realizados na condição natural e após inundação do solo;
- Analisar o efeito da sucção e da inundação na curva tensão-recalque por meio de ensaios de prova de carga em placa e DMT;
- Simular e prever a curva tensão-recalque de um solo em condições saturada e não saturada a partir de modelagem numérica;
- Avaliar o potencial de colapso do solo com base no DMT e simulação numérica.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solos Não Saturados – Aspectos Gerais

Embora alguns conceitos inerentes aos solos não saturados sejam antigos, como a capilaridade referenciada por Terzaghi (1943), a Mecânica dos Solos amadureceu seus conceitos e formulações com ênfase em casos particulares de solos saturados (areias, siltes e argilas) ou secos (areias). Nestas ocasiões o papel da água no comportamento mecânico do solo é simplificado ao máximo, sendo utilizada basicamente nos cálculos de tensões efetivas, expressa pela equação clássica:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{Equação 3.1}$$

Em que,

σ' tensão efetiva;

σ tensão total;

u pressão neutra.

Nessa abordagem, fartamente explorada nos livros consagrados de Mecânica dos Solos (TERZAGHI, 1943; LAMBE; WHITMAN, 1969; TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996; PINTO, 2000; DAS, 2001), os valores da pressão neutra (u) são crescentes, lineares e positivos abaixo do nível d'água (Figura 3.1a) ou iguais a 0, para o solo totalmente seco (Figura 3.1b). Essas premissas são assumidas como hipóteses em teorias gerais acerca do comportamento hidromecânico dos solos (*e.g.* teoria do adensamento em argilas).

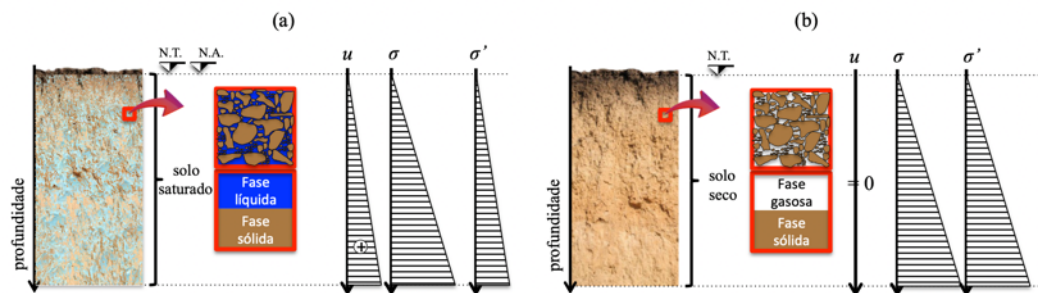


Figura 3.1 – (a) Perfil de solo saturado; (b) perfil de solo totalmente seco.

Contudo, na prática mais específica da engenharia geotécnica, como em regiões onde são encontrados perfis de solos não saturados, as teorias clássicas da Mecânica dos Solos são

constantemente contrapostas, pois não descrevem corretamente o comportamento hidromecânico desses solos e têm representatividade limitada (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Uma particularidade importante dos solos não saturados advém da presença de duas fases fluidas concomitantes nos seus vazios, fase líquida (água e ar dissolvido) e fase gasosa (ar e vapor d'água). A interação das fases (sólida, líquida e gasosa) culmina no surgimento de um potencial de energia exercido pela matriz do solo na água intersticial, o potencial matricial. Este, somado com outros potenciais (gravitacional, pneumático e osmótico) estão associados com a tendência do solo em absorver e reter água nos seus vazios. Esses potenciais, por determinarem o fluxo de água nos perfis de solos, inicialmente despertaram um grande interesse voltado para a agronomia, com trabalhos importantes que destacaram o papel dessa variável no comportamento dos solos não saturados (BUCKINGHAM, 1907; PHILIP, 1974).

Os potenciais, de forma simplificada, podem ser expressos por:

$$\psi = \psi_g + \psi_p + \psi_o + \psi_m \quad \text{Equação 3.2}$$

Em que,

- ψ potencial total;
- ψ_g potencial gravitacional;
- ψ_p potencial pneumático;
- ψ_o potencial osmótico;
- ψ_m potencial matricial.

Maiores detalhes, deduções e equações completas dos potenciais podem ser encontrados em Hillel (1971) e Libardi (2012).

O potencial osmótico advém da diferença de concentração entre a água intersticial e uma fonte externa à matriz do solo. Enquanto o potencial matricial, também conhecido como "potencial capilar", é composto por forças capilares e de adsorção.

A adsorção está associada às forças químicas e elétricas entre minerais dos sólidos e solutos da água intersticial. Esse fenômeno tem maior influência em solos argilosos e provoca alta retenção de água nesses materiais (HILLEL, 1971).

Já a capilaridade, fenômeno conhecido na construção civil por conta das comuns manifestações patológicas de umidade ascendente (por capilaridade) em paredes, ocorre nos vazios do solo de maneira análoga. Em um sistema de solo não saturado (Figura 3.2) as diferenças de forças de atração entre as fases culminam no surgimento de uma tensão superficial

responsável por ascender a água nos capilares. A resultante da tensão superficial exerce na água uma pressão capilar negativa, que gera um efeito de sucção, de magnitude inversamente proporcional ao raio do tubo capilar e obedece à equação de capilaridade (HILLEL, 1971):

$$h_c = \frac{2T_s \cos \theta}{\gamma_w r} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$u_w = -\gamma_w h_c \quad \text{Equação 3.4}$$

Em que,

h_c altura de ascensão capilar;

T_s tensão superficial;

θ ângulo de contato;

γ_w peso específico da água;

r raio do tubo capilar;

u_w pressão na água.

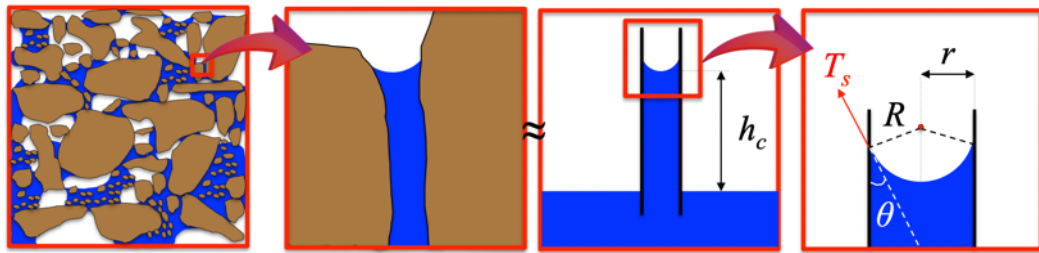


Figura 3.2 – Detalhes da associação entre capilares do solo e tubo capilar.

O efeito de sucção provocada pelos potenciais se torna fundamental em estudos hidromecânicos em solos não saturados, pois além de determinarem o fluxo de água, também são reconhecidos por aumentarem a tensão efetiva no solo. A definição de sucção, pressão isotrópica na água intersticial do solo, pode ser entendida como a avidez que a matriz do solo tem por absorver e reter água, sendo sua magnitude relacionada aos potenciais da água no solo (MARINHO, 2005; CRONEY, 2008).

A magnitude e o efeito dos potenciais, consequentemente da sucção, estão ligados às condições ambientais, são suscetíveis a mudanças sazonais e, por se tratarem de variáveis importantes no comportamento dos solos não saturados, não devem ser desconsiderados como ocorrem nas abordagens clássicas da Mecânica dos Solos.

Uma forma de relacionar a sucção do solo com as condições ambientais (*e.g.* umidade relativa) advém dos princípios termodinâmicos de Gibbs, que relaciona as pressões parciais de vapor em equilíbrio com a água intersticial do solo, a partir da Lei Psicrométrica:

$$\psi = \frac{-RT}{V_w M_w} \ln \left(\frac{p_v}{p_{vs}} \right) \quad \text{Equação 3.5}$$

Em que,

- ψ potencial (sucção) total;
- R constante dos gases ideais ($8,3143 \text{ J.mol}^{-1}\text{K}^{-1}$);
- T temperatura absoluta (K);
- V_w volume específico da água;
- M_w massa molecular da água ($0,018 \text{ kg.mol}^{-1}$);
- p_v pressão parcial de vapor;
- p_{vs} pressão de vapor de saturação.

Hillel (1971) ressalta que o potencial (ou sucção) pode ser expresso fisicamente de diferentes maneiras, podendo-se até suprimir o uso do sinal negativo, que caracteriza a pressão negativa da água no solo. Na Tabela 3.1 são apresentados diferentes padrões de representação física dessa grandeza.

Tabela 3.1 – Energia na água do solo. Adaptado de (HILLEL, 1970).

Potencial da água no solo			Sucção de água no solo			Umidade relativa a 20°C
(J/kg)	(bar)	(cmH ₂ O)	(bar)	(kPa)	(cm H ₂ O)	(%)
0	0	0	0	0	0	100,00
-1	-0,01	-10,2	0,01	1,0	10,2	100,00
-5	-0,05	-51	0,05	5,0	51,0	99,997
-10	-0,10	-102	0,10	10,0	102,0	99,993
-20	-0,20	-204	0,20	20,0	204,0	99,985
-30	-0,30	-306	0,30	30,0	306,0	99,978
-40	-0,40	-408	0,40	40,0	408,0	99,971
-50	-0,50	-510	0,50	50,0	510,0	99,964
-60	-0,60	-612	0,60	60,0	612,0	99,965
-70	-0,70	-714	0,70	70,0	714,0	99,949
-80	-0,80	-816	0,80	80,0	816,0	99,941
-90	-0,90	-918	0,90	90,0	918,0	99,934
-100	-1,00	-1020	1,00	100,0	1020,0	99,927
-200	-2,00	-1040	2,00	200,0	2040,0	99,851
-300	-3,00	-3060	3,00	300,0	3060,0	99,778
-400	-4,00	-4080	4,00	400,0	4080,0	99,705
-500	-5,00	-5100	5,00	500,0	5100,0	99,637
-600	-6,00	-6120	6,00	600,0	6120,0	99,556

Na prática geotécnica não é raro desprezar a parcela osmótica, uma vez que para esse potencial atuar seria necessário a presença de uma membrana semipermeável que permita a passagem de água mas não de soluto (HILLEL, 1971; ALONSO; GENS; HIGHT, 1987). Simplificadamente, então, tem-se a equação de sucção matricial, comumente encontrada na Mecânica dos Solos Não Saturados:

$$s = u_a - u_w$$

Equação 3.6

Em que,

s sucção matricial;

u_a pressão no ar;

u_w pressão na água intersticial do solo.

Com os conceitos de potenciais e sucção estabelecidos, os perfis apresentados na Figura 3.1 deixam de ser representativos para os solos não saturados, sendo apresentado na Figura 3.3 um perfil típico de solo não saturado.

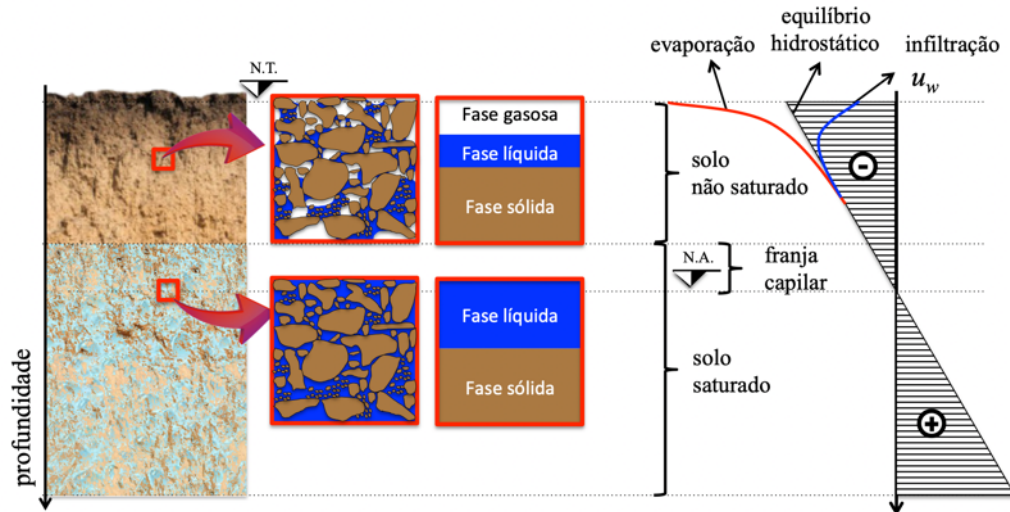


Figura 3.3 – Perfil típico de solo não saturado e distribuição da pressão na água do solo ao longo da profundidade.

Na região abaixo do nível d'água (N.A.), o solo encontra-se saturado e sob pressões positivas na água (pressões neutras ou poropressões). Nessa região os conceitos clássicos da Mecânica dos Solos e a equação da tensão efetiva ($\sigma' = \sigma - u_w$) são representativos, pois as variações de pressão na água, tensão total e efetiva, ocorrem de maneira análoga à apresentada na Figura 3.1a. Acima do nível d'água, tem-se a franja capilar, local em que o solo ainda se apresenta saturado, devida a altura de ascensão capilar, mas sob pressões negativas na água intersticial. Por fim, na região mais superficial, existe a zona não saturada do perfil, local em que o solo apresenta duas fases em seus vazios, fase líquida (água e ar dissolvido) e fase gasosa (ar e vapor d'água), estando sob pressões negativas na água intersticial.

Em condições hipotéticas de regime hidrostático e sem variação das condições atmosféricas (*e.g.* umidade relativa do ar, precipitação, radiação, temperatura), a variação das pressões na água (u_w) seria linear, em função da diferença de cota em relação ao nível d'água, tanto abaixo do N.A. (para pressões positivas), quanto acima do N.A. (para pressões negativas). Contudo, variações sazonais provocam alterações importantes de precipitação, umidade relativa, temperatura e outras variáveis atmosféricas. Tais variações influenciam na dimensão das pressões na água e conseqüentemente da sucção. A região suscetível a essas mudanças é denominada zona ativa do solo.

Observa-se, como exemplo, na Figura 3.3 que estações úmidas podem provocar o umedecimento (diminuição da sucção) das camadas superficiais, como indicado pela linha azul. Enquanto estações secas podem provocar o ressecamento (aumento da sucção), como indicado pela linha vermelha.

Em termos práticos, a variação do teor de água no interior do solo acarretará em alterações nos raios dos meniscos nas interfaces água-ar (Figura 3.4), alterando, assim, a pressão de contato entre as partículas e consequentemente as características mecânicas do solo.

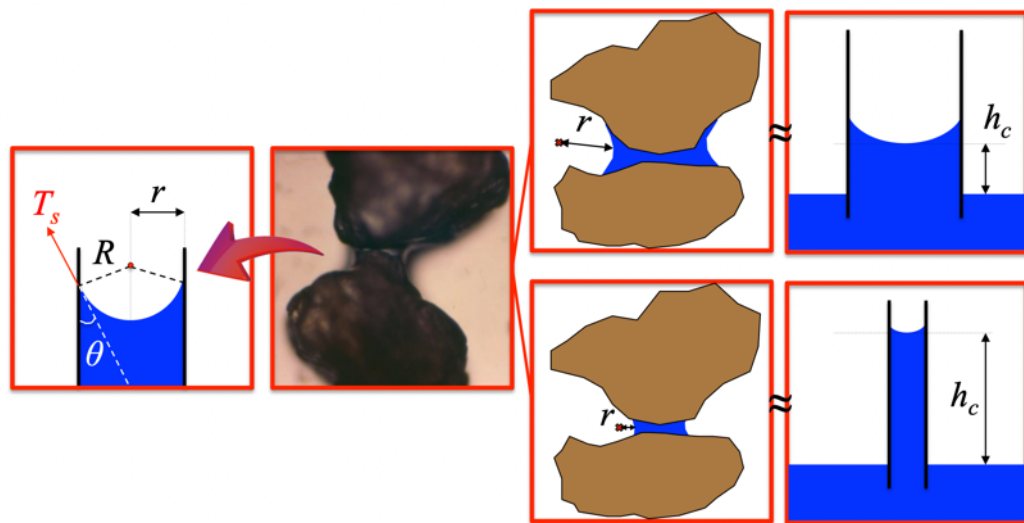


Figura 3.4 – Relação entre raio do menisco e altura de ascensão capilar. Adaptado de (SANCHEZ, 2019).

Se para os solos saturados já existe uma grande dificuldade para a previsão de comportamento e determinação de parâmetros de projeto, seja por generalizações nas teorias ou por variabilidade espacial das propriedades que ocorrem em campo, nos solos não saturados a situação é ainda mais complexa. Além da necessidade de buscar incorporar teorias que considerem o importante papel da sucção no comportamento do solo, também é necessário considerar as variações sazonais que ocorrem ao longo do ano e influenciam na sucção atuante.

A influência da sucção e de sua variação no comportamento do solo foi amplamente estudada na segunda metade do século passado, sendo que a apresentação de uma equação que relacionasse a tensão efetiva com a sucção se mostrava imprescindível para avanços no ramo singular da geotecnia, que é a dos solos não saturados. Com este propósito, Bishop e Blight (1963), apresentaram a equação:

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

Equação 3.7

Em que,

σ'	tensão efetiva;
$\sigma - u_a$	tensão total líquida;
χ	parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo;
$u_a - u_w$	sucção.

No entanto, tal equação apresenta uma relação unívoca entre tensão e deformação, o que mais uma vez contraria alguns fenômenos de solos particulares. Existem solos não saturados sensíveis à umidade que apresentam deformações típicas ao umedecerem, sem que ocorram variações importantes das tensões aplicadas. Argilas expansivas (ou ativas) não saturadas, são tipos de solos que, em decorrência de sua mineralogia, apresentam expansão volumétrica quando umedecidas (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; GENS; ALONSO, 1992). Por outro lado, existem solos, geralmente porosos e com baixo grau de saturação, que ao umedecerem apresentam redução de volume, isto é, colapso (BOOTH, 1975; JENNINGS; KNIGHT, 1975; ALONSO; GENS; HIGHT, 1987). Sendo assim, a equação apresentada por Bishop e Blight (1963) se mostra ineficiente, para seu objetivo inicial, de generalizar a relação de tensão efetiva e sucção nos solos não saturados.

No fim da década de 80 os solos não saturados tiveram seu avanço mais significativo, principalmente com o desenvolvimento de modelos baseados em um modelo elastoplástico consagrado para argilas saturadas (*i.e.* Modelo Cam-Clay Modificado), que tratam tensão líquida e sucção como variáveis de estados independentes (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; ALONSO; GENS; JOSA, 1990). O modelo apresentado pelos pesquisadores da Universidade Politécnica da Catalunha – UPC de Barcelona, por exemplo, apresentaram bons resultados nas previsões de comportamento de solos não saturados, mesmo nos casos particulares de expansão e colapso. Esse modelo, denominado Modelo Básico de Barcelona (BBM) de Alonso, Gens e Josa (1990), incorpora o efeito da sucção como variável independente na formulação e é melhor descrito no Item 3.4.1 adiante.

O Brasil, em decorrência de suas características de clima e de formação dos solos, apresenta solos colapsíveis em uma grande parte de seu território. Portanto, os projetos de fundações, se tratados de maneira genérica, ignorando a influência da sucção e de sua variação ao longo do ano, não serão elaborados a partir de parâmetros realistas e/ou otimizados. O que culmina em problemas não raros na engenharia brasileira, como afundamento de pisos e trincas e paredes, causados por recalques diferenciais em fundações nos casos de intensas chuvas ou vazamentos hidrossanitários nas residências.

Assim, por também estarem presentes no local de estudo escolhido para esta pesquisa, os solos colapsíveis e a influência da variabilidade da sucção no comportamento tensão-recalque desses solos, merecem algumas considerações extras, que são explorados nos próximos subitens da tese.

3.1.1 Variabilidade Sazonal

A variabilidade é um aspecto que deve ser avaliado e considerado de forma apropriada nas etapas de investigação do subsolo e interpretação dos resultados obtidos, uma vez que produz incertezas nas estimativas de parâmetros geotécnicos e na definição do perfil estratigráfico (WICKREMESINGHE, 1989). Além da influência de agentes formadores e transformadores atuantes e ambiente de formação, as análises estão sujeitas à erros de medida e quantidade limitada de dados (DE MIO, 2005). Nas abordagens geotécnicas clássicas, a variabilidade dos solos é estritamente referida à variabilidade espacial, decorrente da heterogeneidade do material (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Em perfis de solos não saturados, além das incertezas referentes às condições geológicas, ocorrem variações sazonais devido a: chuvas, períodos de seca, mudanças na posição do nível da água e mudanças da cobertura e uso do solo. Essas variáveis influenciam na umidade do solo e consequentemente na sucção e comportamento hidromecânico desse.

Portanto, a investigação geotécnica em regiões de clima tropical, que são comumente recobertas por espessos perfis de solos não saturados, deve considerar a influência de variações sazonais devido à influência da sucção nos parâmetros geotécnicos. A influência da condição não saturada no comportamento desses solos ocorre pelo efeito da sucção, que tem uma relação direta com o teor de umidade. Logo, a variação do teor de água no solo pode acarretar variações importantes nos índices e parâmetros medidos por meio dos ensaios, e, assim, no comportamento mecânico do solo.

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 apresentam que, para solos não saturados, o comportamento mecânico é diretamente influenciado pelas fases constituintes (sólida, líquida e gasosa) e suas interações. Dentre outras constatações, o estudo apresenta os resultados de ensaios CPT realizados para valores de grau de saturação de 5% e 9%, valores característicos da zona capilar em perfis de solos não saturados, que culminaram em valores de resistência de ponta (q_c) bem maiores do que aqueles medidos

na condição saturada. Além disso, verifica-se que, quanto menor o grau de saturação, maior será o valor de q_c , uma vez que maior será o estado de tensões (função da sucção no solo) atuante no solo.

Camapum de Carvalho *et al.* (2001) e Camapum de Carvalho e Gitirana Jr (2021) estudaram a influência da sucção em resultados de ensaios de campo a partir de resultados de ensaios SPT e SPT-T em um solo poroso colapsível de Brasília e mostraram a importância de se normalizar a sucção em relação ao índice de vazios do solo. Os estudos constataram que os resultados foram afetados pela condição não saturada do solo, ou seja, há uma forte relação entre a variação da sucção, N_{SPT} e o torque.

Lehane, Ismail e Fahey (2004) estudaram a influência da sucção do solo em resultados de ensaios CPT em um solo não saturado de Perth, Austrália. Foram realizadas campanhas em duas áreas de características distintas, uma campanha foi realizada em uma área sem vegetação, enquanto a outra campanha foi realizada em área com vegetação nativa em grande quantidade (eucaliptos), gerando, por consequência, variação nos perfis de umidade e sucção. 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). Os autores constataram que para o solo estudado, os perfis de resistência de ponta (q_c), resistência por atrito lateral do cone (f_s) e módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) 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_0 obtidos na área com vegetação apresentam influência significativa 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. Além disso, os autores observaram que os valores de q_c , f_s e G_0 medidos na área com vegetação no final do período chuvoso são muito similares aos valores registrados ao longo do ano na área sem vegetação. Essas discrepâncias são função da sazonalidade nos valores de grau de saturação (S_r) e, consequentemente, da sucção. Os autores discutem que a absorção de água pelas raízes das árvores acarreta a diminuição de S_r , aumentando a sucção do solo até, aproximadamente, 125 kPa, proporcionando elevados valores de q_c , f_s e G_0 .

Tan (2005) relata a necessidade de métodos para a interpretação de ensaios pressiométricos (PMT) e CPT em solos não saturados. O autor avaliou a influência da sucção nos resultados de ensaios PMT e CPT realizados em câmara de calibração pelo uso de mini PMT e mini CPT. Por meio de análise estatística o autor verificou a influência significativa da sucção nos resultados desses ensaios. 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. A partir dos ensaios realizados, o autor constatou 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).

Collins e Miller (2014) apresentam resultados de ensaios CPT (q_c e f_s), perfis de umidade e de sucção de ensaios realizados em diferentes épocas para um solo não saturado. Os resultados indicam grande influência da sucção do solo nos resultados dos ensaios CPT. Para o solo estudado, os valores de q_c tendem a diminuir com a redução da sucção, enquanto em f_s se observou o oposto.

Rocha (2018) estudou dois solos não saturados do interior de São Paulo a partir de ensaios CPT e DMT interpretados com apoio de perfis de sucção obtidos com base na curva de retenção e perfis de umidade. Foram realizadas campanhas nos solos dos campos experimentais da USP de São Carlos e da Unesp de Bauru. Para o campo experimental da USP de São Carlos, apenas para a campanha de outubro 2017 (período seco) observou-se maior influência da condição não saturada nos valores de q_c , I_D , K_D e E_D . Para o campo experimental da Unesp de Bauru, dois locais foram estudados, uma área arborizada e uma área aberta. Observou-se uma maior variação nos perfis de umidade na área arborizada ao longo do ano, explicada pela absorção das raízes. Neste local, os valores da sucção influenciaram significativamente os perfis de q_c , I_D , K_D e E_D . Na área aberta, a variação dos perfis de umidade ao longo do período estudado bem como ao longo da profundidade não acarretou variações significativas da sucção e consequentemente nos parâmetros obtidos pelos ensaios de campo. O autor concluiu que para os dois solos estudados, os valores elevados de sucção de campo influenciaram significativamente os resultados dos ensaios de campo.

De forma geral, tem-se que para solos não saturados a sazonalidade provoca variação de umidade e sucção, o que influencia significativamente nos parâmetros obtidos a partir da investigação geotécnica. Para esses solos, a interpretação deve levar em consideração o comportamento não saturado do solo e, sempre que possível, devem ser medidas a sucção em campo e associar essa aos resultados obtidos, para uma interpretação mais assertiva e realista. No entanto, a medida da sucção nem sempre é possível, visto que necessita de técnicas e equipamentos específicos que ainda não estão incorporados na prática convencional. Uma alternativa mais fácil seria a medida da umidade de campo, no momento da realização dos ensaios, com posterior interpretação utilizando a curva de retenção como ferramenta. A incorporação dessa prática é mais tangível e mesmo que exija precauções na interpretação,

como o cuidado com a histerese, pode ser uma saída para a interpretação mais coerente na obtenção de parâmetros geotécnicos à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados.

3.1.2 *Curva de Retenção de Água no Solo*

Visto a influência da sucção no comportamento dos solos não saturados, alternativas relativamente simples, quando comparadas à medida de sucção em campo, podem ser incorporadas para uma melhor interpretação dos resultados, como a determinação da umidade do solo durante a etapa da investigação e o conhecimento da curva de retenção de água do solo determinada em laboratório. De modo geral, a umidade dos solos não saturados varia ao longo da profundidade e do tempo, sendo que a maior variação, geralmente, ocorre próximo à superfície do terreno, onde o solo interage com a atmosfera, e diminui com o aumento da profundidade. Contudo, em certas situações, a variação em maiores profundidades também pode ser expressiva, principalmente próximo ao nível do lençol freático, devido às oscilações da franja capilar, ou próximo ao extrato menos intemperizado, que devido aos fatores de formação, podem apresentar maior potencial de acumulação da água que infiltra.

A curva de retenção de água no solo, definida como a relação entre teor de água no solo e a sucção, é a principal forma de relacionar essas grandezas em solos não saturados (FREDLUND; XING, 1994). O teor de água pode ser quantificado e apresentado em termos de umidade gravimétrica (w), umidade volumétrica (θ) ou grau de saturação (S_r). A sucção, geralmente expressa em escala log, pode ser abordada em termos de sucção matricial ou osmótica, cuja soma resulta na sucção total (KLUTE, 1986; FREDLUND; XING, 1994; BARBOUR, 1998). A Figura 3.5 ilustra resultados típicos, com curvas de retenção unimodal e bimodal, indicando algumas das suas características.

O formato da curva depende principalmente da distribuição granulométrica do solo e sua estrutura (CRONEY; COLEMAN, 1954). Contudo, outros fatores também influenciam, como a presença de matéria orgânica e as concentrações de solutos na água intersticial. Na Figura 3.6a são apresentadas curvas típicas para diferentes solos. Outro aspecto importante que tem ocorrência em diversos solos é a característica de apresentar maior quantidade de água retida na curva de secagem do que na curva de umedecimento para um mesmo valor de sucção. Essa peculiaridade é denominada histerese e ocorre basicamente devido à presença de ar no solo e à distribuição não uniforme dos tamanhos dos poros (Figura 3.6b).

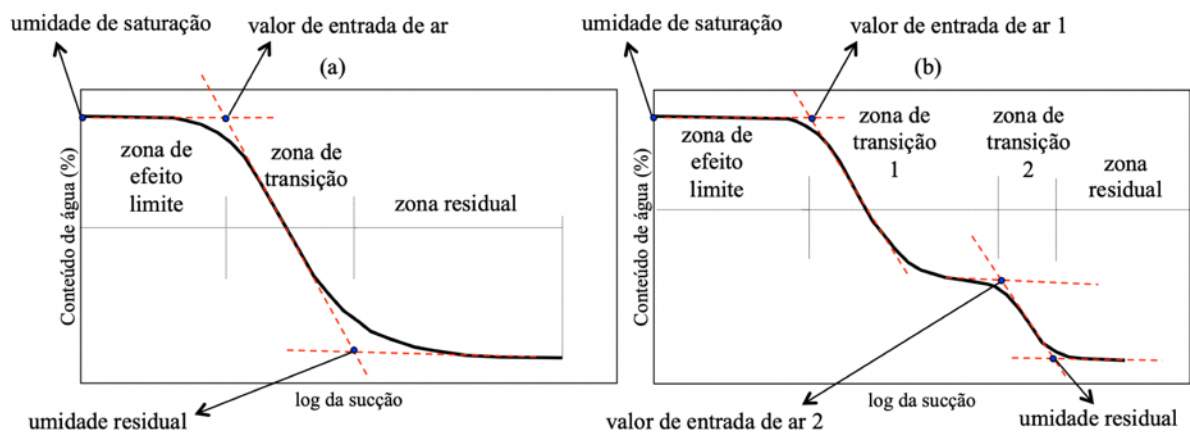


Figura 3.5 – Curva de retenção de água no solo (a) unimodal e (b) bimodal de secagem.

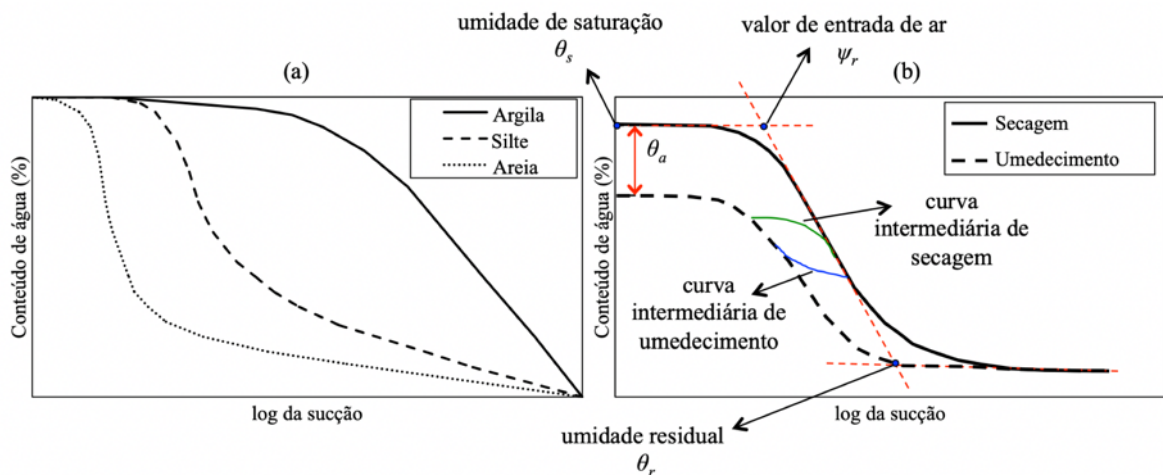


Figura 3.6 – (a) Influência do tipo de solo no formato típico de curvas de retenção; (b) curvas de retenção de água unimodal de secagem e de umedecimento com histerese. Adaptado de (BARBOUR, 1998).

O processo de dessaturação pode ser dividido em três zonas: zona de efeito limite, zona de transição e zona residual. Estas zonas são delimitadas pela umidade de saturação, pelo valor de entrada de ar e pela umidade residual. A umidade de saturação é correspondente ao valor de umidade onde o grau de saturação é 100%, o valor de entrada de ar é definido como a sucção necessária para o esvaziamento do maior poro do solo durante o processo de secagem e a umidade residual é o valor de umidade onde uma grande mudança de sucção é requerida para remover a água retida do solo (BROOKS; COREY, 1964).

A zona de efeito limite é o trecho da curva entre a sucção nula e o valor da entrada de ar. Nesta zona, a umidade do solo é praticamente constante e o princípio das tensões efetivas de Terzaghi é válido, uma vez que o solo se encontra saturado por capilaridade. A zona de transição inicia do ponto do valor de entrada de ar até a umidade residual. À medida que a sucção aumenta a umidade diminui. Neste estágio, a variação do conteúdo de água no solo é significativa. Curvas de retenção de água bimodais possuem duas zonas de transição e dois

valores de entrada de ar, o primeiro valor relacionado aos macroporos e o segundo aos microporos (Figura 3.5b). Para o solo com característica bimodal, sucções maiores que o primeiro valor de entrada de ar e menor que o segundo valor de entrada de ar, indicam que os macroporos e os microporos do solo estão não saturados e saturados, respectivamente. A água nos microporos começa a drenar significativamente para as sucções entre o segundo valor de entrada de ar e a umidade residual da curva bimodal. A zona residual representa o intervalo de sucção em uma condição quando uma grande variação da sucção provoca uma pequena alteração de umidade. Nesta zona, os poros do solo são ocupados principalmente pelo ar e a fase líquida torna-se descontínua.

A determinação da curva em laboratório geralmente é realizada pela combinação de ensaios como a placa de sucção (HAINES, 1930), papel filtro (GARDNER, 1937) placa de pressão (RICHARDS, 1941), entre outros métodos que podem ser encontrados em Klute (1986).

Na literatura são encontradas diversas curvas de retenção, obtidas por diferentes técnicas e trajetórias, para diferentes solos colapsíveis do interior paulista. Na Tabela 3.2, são apresentados trabalhos que determinaram curvas de retenção para solos colapsíveis típicos do interior paulista.

Tabela 3.2 – Trabalhos que determinaram a curva de retenção para solos típicos do interior paulista.

Autor	Local	Técnicas utilizadas	Trajectoria dos ensaios	Tipo de amostra	Classificação do solo
Machado (1998)	São Carlos-SP	-placa de sucção -placa de pressão	-Secagem	-Indeformada (2, 5 e 8 m)	Areia argilosa
Rodrigues (2007)	Pereira Barreto-SP	-placa de sucção -papel filtro -placa de pressão -osmótico	-Secagem	-Indeformada (1, 2 e 3 m)	Areia fina pouco argilosa
Fagundes (2014)	Bauru-SP	-placa de sucção -papel filtro -placa de pressão	-Secagem -Umedecimento	-Indeformada -Compactada (1,5 m)	Areia fina a média pouco argilosa
Saab (2016)	Bauru-SP	-placa de sucção -papel filtro -placa de pressão	-Secagem	-Indeformada (1, 3 e 5 m)	Areia fina a média pouco argilosa
Soares (2018)	Ilha Solteira-SP	-placa de sucção -papel filtro -placa de pressão	-Secagem	-Indeformada -Compactada (1 m)	Areia fina a média argilosa

Conforme explanado no Item 3.1.1, os solos não saturados geralmente sofrem mudanças sazonais de umidade e, por consequência, de sucção devido aos ciclos de umedecimento e secagem. Para avaliar essas alterações, incorporar medidas de sucção nas campanhas de investigação seria o método mais adequado e possibilitaria incorporar essa grandeza nas interpretações dos resultados. No entanto, essas medidas nem sempre são possíveis, visto que exigem técnicas e equipamentos específicos que ainda não estão incorporados na prática convencional da engenharia. Uma alternativa interessante e mais fácil para se avaliar os efeitos da variabilidade sazonal é determinar a umidade de campo e estimar a sucção por meio da curva de retenção de água determinada em laboratório. A partir da curva de retenção é possível generalizar alguns conceitos já consagrados na Mecânica dos Solos clássica para os solos não saturados, o que permite o estudo de fenômenos típicos desses solos (FREDLUND *et al.*, 1996). A umidade é mais fácil de ser obtida do que a sucção, uma vez que pode ser determinada a partir de técnicas relativamente simples para coleta de amostras de solo, como a coleta a trado ou mesmo por meio de sondas do tipo SPT sem lavagem.

Vale destacar que medir a umidade e correlacioná-la diretamente com a sucção por meio da curva de retenção de água representa uma estimativa aproximada e deve ser realizada com cautela, uma vez que geralmente não se tem uma relação unívoca entre sucção e umidade, devido à histerese (Figura 3.6), mas também porque em campo o perfil de umidade é dinâmico ao longo do tempo. Apenas com a determinação da umidade no campo não é possível determinar de maneira clara se a sucção correspondente estaria sobre a curva de secagem ou sobre a curva de umedecimento. Por outro lado, se a variação da sucção no campo for baixa, como acontece para diversos solos de regiões de clima tropical, onde não há deficiência de umidade, e se o solo apresentar pouca histerese, a estimativa da sucção pode ser realizada de forma aceitável. Dessa forma, a estimativa indireta da sucção *in situ* utilizando-se aferições simplistas da umidade obtidas em campo e a curva de retenção de água obtida em laboratório pode ter boa aplicabilidade, desde que o solo não apresente histerese significativa no intervalo de sucção correspondente a variação sazonal de umidade.

A sucção no campo pode ser medida diretamente em campo por meio de tensiômetros, sensores de matriz granular, dentre outros instrumentos, e como destacado anteriormente, essas medidas seriam a melhor alternativa para apoiar as interpretações da condição não saturada. Contudo, para isso é necessária instrumentação própria, manutenção periódica e custo, que deve ser ponderado em relação ao custo da obra e aos riscos inerentes ao desconhecimento das sucções atuantes no maciço.

Nas áreas marcadas por sazonalidade, como nas regiões de clima tropical, a incorporação de alternativas para mensuração da sucção de campo é fundamental, principalmente nas profundidades que ocorrem flutuação de umidade e sucção de um solo não saturado, região essa que é definida como zona ativa (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; NELSON; OVERTON; DURKEE, 2012).

3.1.3 Perfis de Umidade e Sucção

Rocha (2018) e Giacheti *et al.* (2019) realizaram campanhas de ensaios CPT ao longo de diferentes épocas do ano. Para cada campanha de ensaio de campo, os autores realizaram campanhas de amostragem, até aproximadamente 8 m de profundidade, para a determinação de perfis de umidade. Na Figura 3.7 são apresentados, de forma resumida, os perfis médios de w , q_c e de f_s determinados para os períodos seco (campanha 1) e úmido (campanha 2).

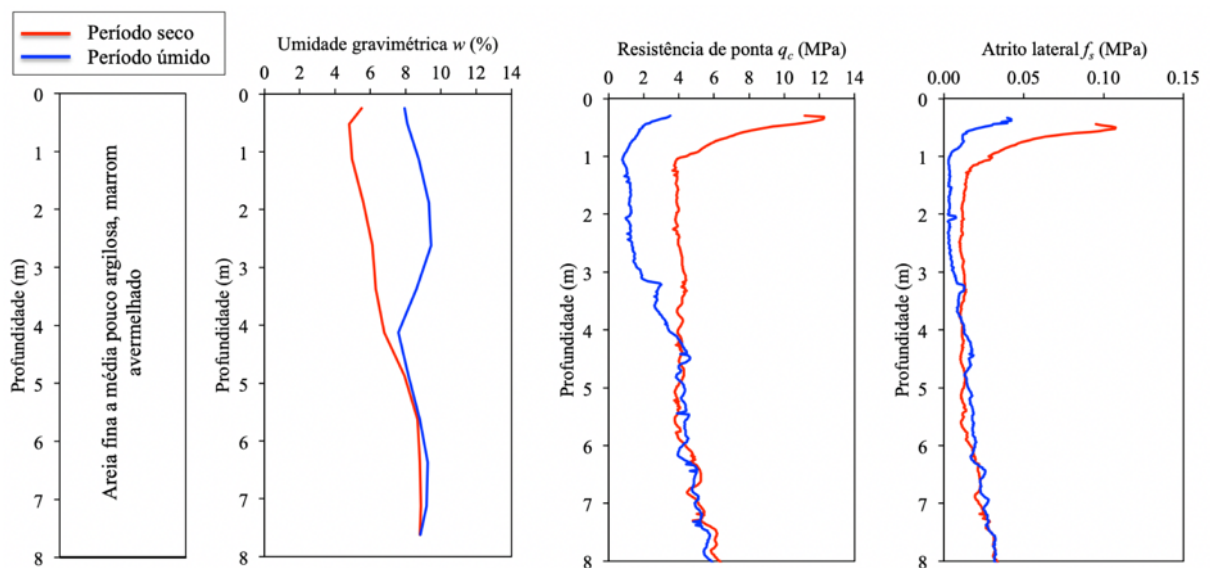


Figura 3.7 – Resultados de ensaios CPT em campanha em época úmida e seca (ROCHA, 2018; GIACHETI *et al.*, 2019).

Nota-se, da Figura 3.7, que até aproximadamente 4 m de profundidade, ocorrem variações no perfil de umidade e, consequentemente, nos perfis médios de q_c e de f_s . Os resultados indicam que, até essa profundidade, a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) são influenciados pela sucção.

Ao investigar um solo tropical não saturado no Campo Experimental de Geotecnia da Unesp de Bauru-SP, Rocha (2018) apresenta perfis de umidade obtidos após campanhas de ensaios de campo (CPT e DMT) realizadas (Figura 3.8). Para as campanhas realizadas na

condição natural de umidade de campo é possível observar uma variação temporal ao longo do ano e também alterações significativas entre anos. Ou seja, avaliações mais realistas devem contemplar períodos mais amplos e considerar faixas de variações possíveis, que são influenciadas, por exemplo, pela distribuição das precipitações. Na Figura 3.8, destaca-se o perfil de umidade determinado em uma cava inundada artificialmente, onde é possível notar que ocorreu um aumento considerável da umidade em todo o perfil, consequentemente tal situação culmina em uma redução importante da sucção. Dada essa dinâmica e sabendo da importância da sucção no comportamento mecânico dos solos não saturados, é possível inferir que infiltrações atípicas ou vazamento de tubulações enterradas, podem provocar uma elevada ampliação da umidade do solo.

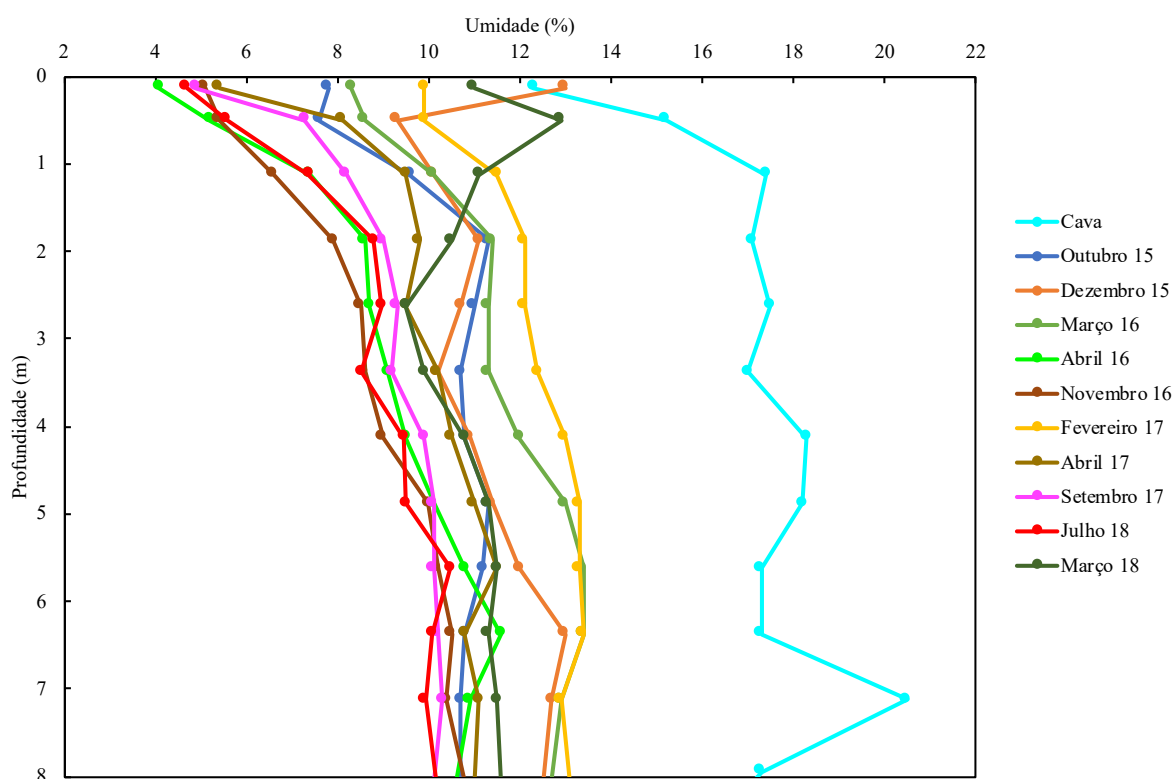


Figura 3.8 – Perfis de umidade determinados em campanhas (CPT e DMT) realizadas em condição natural e em cava inundada (ROCHA, 2018).

A Figura 3.9 apresenta perfis de sucção ao longo do ano de 2016 aferidos para o mesmo solo estudado por Rocha (2018). Nota-se que a variação da sucção ao longo da profundidade não é linear ou constante, pois depende da infiltração da água que avança no perfil com o tempo, refletindo em variações de sucção mais rápidas e maiores nos horizontes mais superficiais, onde o solo interage com a atmosfera, diminuindo com o aumento da profundidade (SAAB, 2016). Na interface solo-atmosfera, os gradientes associados aos fluxos de água, de ar e de calor são maiores e, por isso, as medidas de sucção a 0,4 e 0,9 m de profundidade são mais sensíveis a

tais variações. As profundidades de 3,0, a 5,0 m, embora também apresentem variações, são menos afetadas pela sazonalidade do que na superfície do terreno.

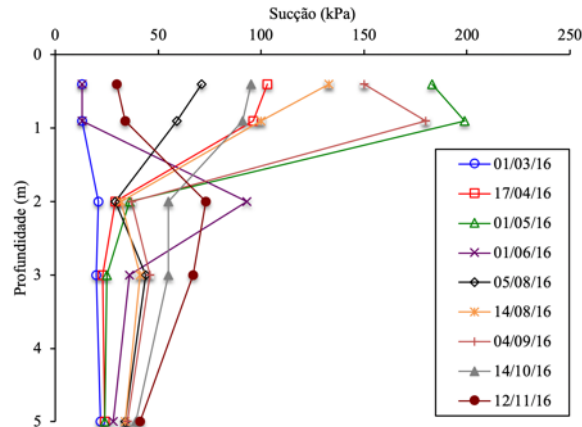


Figura 3.9 – Perfis de sucção para o solo de Bauru ao longo do ano de 2016 (SAAB, 2016).

Xavier *et al.* (2018) estudaram o solo arenoso de Juazeiro do Norte-CE. Os autores realizaram campanhas de SPT em períodos seco e úmido para caracterizar o perfil de solo sob diferentes condições. A Figura 3.10 ilustra os resultados obtidos pelos autores. Nota-se que mesmo em uma região de clima semiárido, ocorreu uma variação sazonal importante do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) até 4,0 m de profundidade.

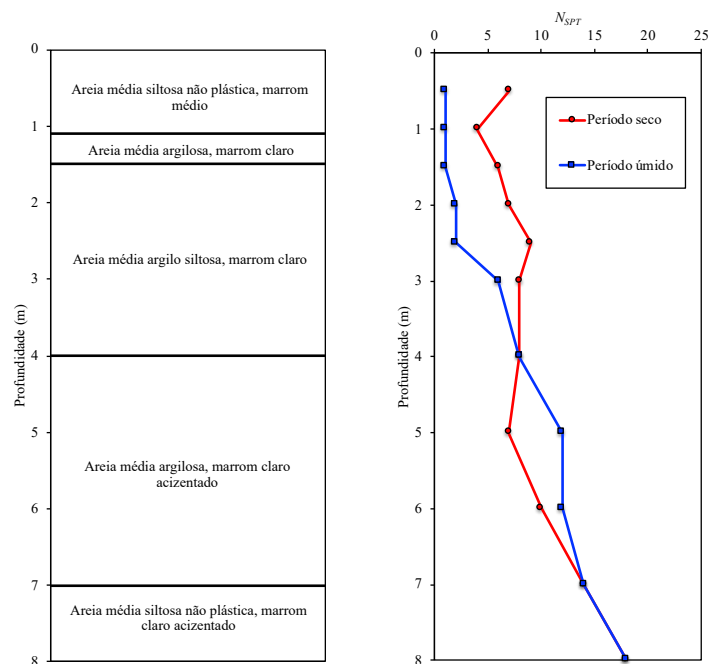


Figura 3.10 – Perfil de solo e resultados de ensaios SPT realizados em períodos seco e úmido (XAVIER et al., 2018).

As variações indicam a importância de uma contextualização temporal e espacial das precipitações, da umidade e da sucção atuando ao longo do perfil.

3.2 Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis são solos não saturados que se caracterizam por apresentar deformações quando são umedecidos, resultando em uma redução de volume ou colapso, sem que haja variação significativa das sobrecargas atuantes. O colapso é um comportamento típico de solos de baixa densidade (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975) que podem ser encontrados em diversos lugares do mundo (VILAR; RODRIGUES; NOGUEIRA, 1981). Estes solos já foram identificados em formações aluviais, coluviais, eólicas, solos residuais, além de aterros pouco compactados (DUDLEY, 1970; BOOTH, 1975; JENNINGS; KNIGHT, 1975; NUÑEZ, 1975; CLEMENCE; FINBARR, 1981; VILAR; RODRIGUES; NOGUEIRA, 1981; VILAR; GAIOTO, 1994; SURIOL, 1998).

Certas regiões são propícias para o desenvolvimento de solos colapsíveis. Na Região Sudeste do Brasil, por exemplo, períodos alternados de relativa seca e precipitações intensas associados a altas temperaturas originam solos de elevada porosidade. Outro exemplo, refere-se aos solos formados em regiões de clima árido e semiárido como os da Região Nordeste do Brasil, onde a evaporação/evapotranspiração é maior que a precipitação.

O valor máximo do colapso depende do tipo de solo, densidade e umidade. Deformações por colapso maiores estão associadas a baixas densidades e baixos graus de saturação (DUDLEY, 1970; COLLINS; MCGOWN, 1974; ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

O mecanismo de colapso está relacionado à estrutura metaestável do solo que na condição não saturada é mantida em equilíbrio graças a vínculos temporários. As forças de superfície e os cimentos solúveis são exemplos desses vínculos. Das forças de superfície, como a adsorção, quando combinadas com a capilaridade dão origem à sucção que aumenta a pressão de contato entre as partículas do solo, garantindo certa estabilidade ao solo. Com o umedecimento do solo a sucção diminui dando origem ao colapso do solo.

O colapso é o responsável por recalques em obras civis, ocasionando desde pequenos danos, tais como o aparecimento de pequenas trincas em paredes, até danos mais severos como ruína parcial de paredes, pisos e instalações hidráulicas e rupturas de elementos estruturais de concreto, conforme ilustrado na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Construções afetadas pelo colapso do solo na região de Bauru-SP.

3.2.1 Ensaios e Métodos de Identificação de Solos Colapsíveis

Os métodos existentes para identificar solos colapsíveis geralmente se baseiam em alguns princípios básicos: (a) métodos expeditos desenvolvidos a partir de conceitos empíricos e testes rápidos, como os métodos baseados em limites de consistência e índices físicos (DENISOV, 1951; FEDA, 1966; GIBBS; BARA, 1967; SULTAN, 1971); (b) métodos baseados em ensaios edométricos (DENISOV, 1951; REGINATTO; FERRERO, 1973; JENNINGS; KNIGHT, 1975) e (c) métodos baseados em ensaios de campo, como o ensaio de penetração de cone e provas de carga em placa, algumas delas especialmente projetadas para estudo do colapso dos solos (HOUSTON; HOUSTON; SPADOLA, 1988; FERREIRA, 1993).

Os critérios empíricos geralmente incorporam a ideia de um solo de baixa densidade. Gibbs (1961) utilizou um critério baseado na relação entre a massa específica seca *in situ* e massa específica seca máxima versus o desvio de umidade, como mostrado na Figura 3.12.

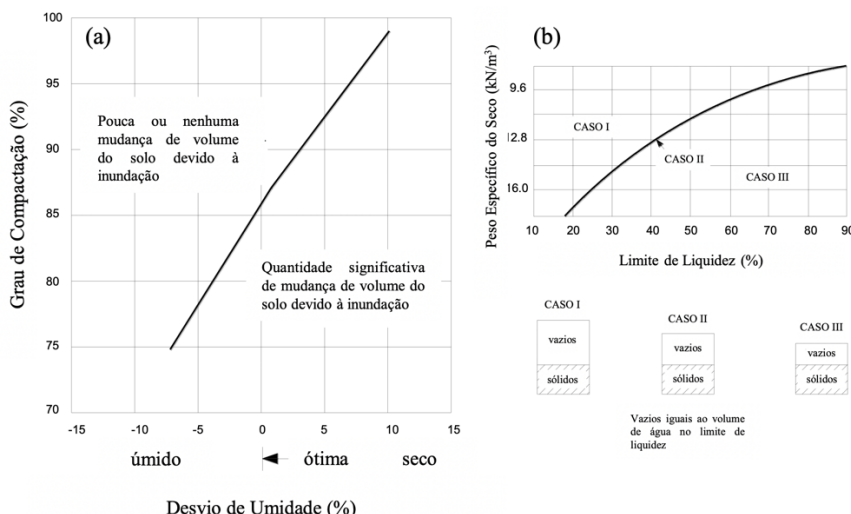


Figura 3.12 – Critério de identificação de solos colapsíveis: (a) baseado no grau de compactação e desvio de umidade; (b) baseado no peso específico seco e limite de liquidez (USBR, 1998).

Se o grau de compactação e o desvio de umidade são plotados abaixo e à direita da linha limite, deformações por colapso são esperadas mesmo sob baixas tensões. Este critério foi desenvolvido com base na experiência do *Bureau of Reclamation*, considerando os solos classificados como ML, CL, ML-CL, SM e MH, submetidos a cargas dentro de uma faixa aplicável para pequenas barragens (USBR, 1998). No mesmo relatório, Gibbs (1961) propôs um método alternativo para solos finos que foi baseado no peso específico seco *in situ* e no limite de liquidez, como esboçado na Figura 3.12b retirado de Gibbs e Bara (1967). Este método, conhecido como método de Gibbs e Bara, baseia-se na suposição de que a densidade seca *in situ* do solo colapsível é tão baixa que o volume de vazios é maior do que o necessário para manter o volume de água necessária para atingir o limite de liquidez (caso I da Figura 3.12b). A saturação resultaria em uma umidade maior que o limite de liquidez e o potencial de colapso seria alto. Nesse caso, se o colapso não ocorresse, o solo estaria em uma condição muito sensível (KNODEL, 1981). Se o volume de vazios for menor do que o necessário para manter a umidade no limite de liquidez (Caso III), o solo na saturação permanecerá no estado plástico e terá maior resistência à deformação por umedecimento e somente se estabelecerá como resultado normal de carregamento. O uso extenso e bem-sucedido deste método é mostrado em Gibbs e Bara (1967) e Knodel (1981).

Apesar da aplicação bem-sucedida do método de Gibbs e Bara, reconhece-se que ele não é capaz de identificar solos pouco plásticos e, em alguns casos, não consegue identificar alguns solos colapsíveis (VILAR; RODRIGUES, 2015).

Vilar e Rodrigues (2015), com base nas limitações do método de Gibbs e Bara e nas características físicas dos solos colapsíveis relatados na literatura, propõem um critério para

identificação desses solos. Os autores recuperaram as propostas de Gibbs (1961) e de Mello (1973) e atualizaram os métodos com dados de solos colapsíveis de várias partes do mundo. Para definir a condição crítica do colapso, os autores assumiram que a densidade do solo é fundamental, pois, para que esse tipo de deformação ocorra, os solos devem ser suficientemente porosos para poderem entrar em colapso quando suas ligações interpartículas são enfraquecidas pelo umedecimento ou diminuição de sucção no solo.

O método proposto leva em consideração o grau de compactação natural (GC_n) que relaciona a massa específica seca *in situ* (ρ_d) com a massa específica seca máxima (ρ_{dmax}) do solo, conforme determinada em ensaio de compactação Proctor Normal. O método também considera o desvio de umidade (Δw) que trata da diferença entre a umidade do solo *in situ* (w) e a umidade ótima (w_{ot}).

Na Figura 3.13 é apresentado o gráfico de grau de compactação natural e desvio de umidade para os diversos solos naturais colapsíveis e não colapsíveis testados por Vilar e Rodrigues (2015).

Observando a Figura 3.13 verifica-se que a grande maioria dos solos colapsíveis é de baixa densidade seca e de baixa umidade, confirmando a hipótese incorporada por Vilar e Rodrigues (2015) de que os solos colapsíveis podem ser considerados como sendo materiais naturalmente pouco compactados e com deficiência de umidade.

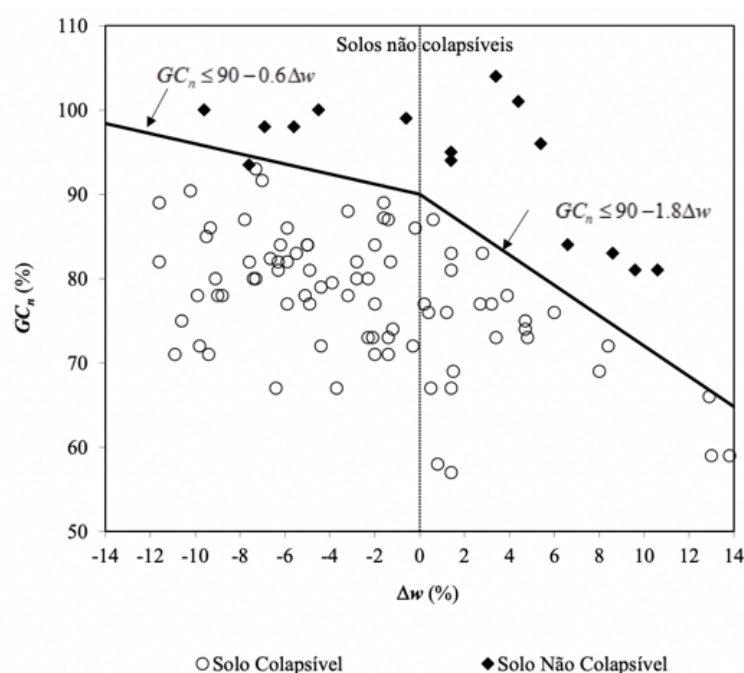


Figura 3.13 – Grau de compactação natural GC_n versus desvio de umidade (Δw) de solo colapsíveis e não colapsíveis (VILAR; RODRIGUES, 2015).

Por fim, é importante ressaltar que os métodos expeditos de identificação de solos colapsíveis são úteis nas etapas iniciais de investigação para apoiar e orientar a investigação, mas não para substituir as técnicas de investigação mais elaboradas, que apoiarão o projetista na escolha da solução para o problema em análise. É importante considerar que o colapso depende da umidade do solo. Embora os solos devam primeiro estar em uma condição crítica de baixa densidade para que ocorra o colapso, a umidade ou a sucção existente também deve ser considerada uma parte importante na análise.

3.2.2 *Ensaio de Laboratório*

Na grande maioria dos estudos laboratoriais acerca desses solos recorre-se à realização de ensaios edométricos que podem ser feitos de duas maneiras. Os ensaios edométricos simples correspondem aos ensaios que são inundados em um determinado estágio de carga e os ensaios edométricos duplos correspondem aos ensaios gêmeos, em que dois corpos de prova, um na umidade de campo e outro previamente inundado, são ensaiados e comparados (JENNINGS; KNIGHT, 1975). O colapso pode ocorrer após o umedecimento para uma ampla faixa de tensões aplicadas. A variação da magnitude do colapso com a tensão aplicada pode ocorrer de duas maneiras: à medida que a tensão aplicada é aumentada, a deformação por colapso experimentada pelo solo atinge um máximo e depois diminui para um valor insignificante; a deformação por colapso é crescente à medida que a tensão aplicada aumenta. A proposta de Jennings e Knight (1975), em que a gravidade do colapso para obras de engenharia é calculada a partir do Potencial de Colapso (PC), é apresentada na *Equação 3.8*. Os autores apresentam que para valores de 0 a 1, o problema seria inexistente; para valores de 1 a 5, problema moderado; para valores de 5 a 10, situação problemática; para valores de 10 a 20, problema grave; e, para valores maiores que 20, problema muito grave.

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot 100\% \quad \text{Equação 3.8}$$

Em que,

PC potencial de colapso;

Δe variação do índice de vazios;

e_0 índice de vazios inicial.

Lutenegger e Saber (1988) estudaram a colapsibilidade de três tipos de solos nos Estados Unidos a partir dos resultados de ensaios edométricos simples e duplos. Os autores realizaram uma análise baseada em diferentes critérios e metodologias para identificação de colapso. O estudo apresenta que a determinação do PC , a partir da *Equação 3.9*, deve ser utilizado para indicar o comportamento colapsível dos solos e que a gravidade do problema em obras de engenharia deve ser realizado a partir da comparação dos valores apresentados na Tabela 3.3. De maneira geral, entende-se que solos com valores de PC maiores que 2 podem ser considerados colapsíveis.

Tabela 3.3 – Grau de gravidade aproximada do PC (LUTENEGGER; SABER, 1988).

Grau de suscetibilidade ao colapso	PC
leve	2%
moderado	6%
alto	10%

Reginatto e Ferrero (1973) apresentam um método consagrado para avaliar, de forma qualitativa, a colapsibilidade do solo, conforme *Equação 3.9*. Os autores indicam que para valores de C menores que 0, o solo é considerado verdadeiramente colapsível; para valores de C entre 0 e 1, o solo é considerado condicionalmente colapsível; e para valores de C igual a 1, o solo é considerado não colapsível.

$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma_v}{\sigma_{fn} - \sigma_v} \quad \text{Equação 3.9}$$

Em que,

- C coeficiente de colapso;
- σ_{fs} tensão de pré-adensamento para o solo saturado;
- σ_{fn} tensão de pré-adensamento para o solo não saturado;
- σ_v tensão vertical geostática.

Em linhas gerais, essas metodologias baseiam-se no estudo da colapsibilidade dos solos a partir de curvas tensão-deformação obtidas em laboratório por ensaios edométricos simples e duplos. Na Figura 3.14 são ilustrados resultados típicos de colapso do solo, obtidos para o solo colapsível da cidade de Pereira Barreto, utilizando ambas as opções de ensaio edométrico, simples e duplo (VILAR; RODRIGUES, 2011). Da Figura 3.14a pode-se observar a influência

da tensão na magnitude do colapso do solo e na Figura 3.14b a diferença entre os corpos de prova saturado e não saturado, atribuída a colapsibilidade do solo.

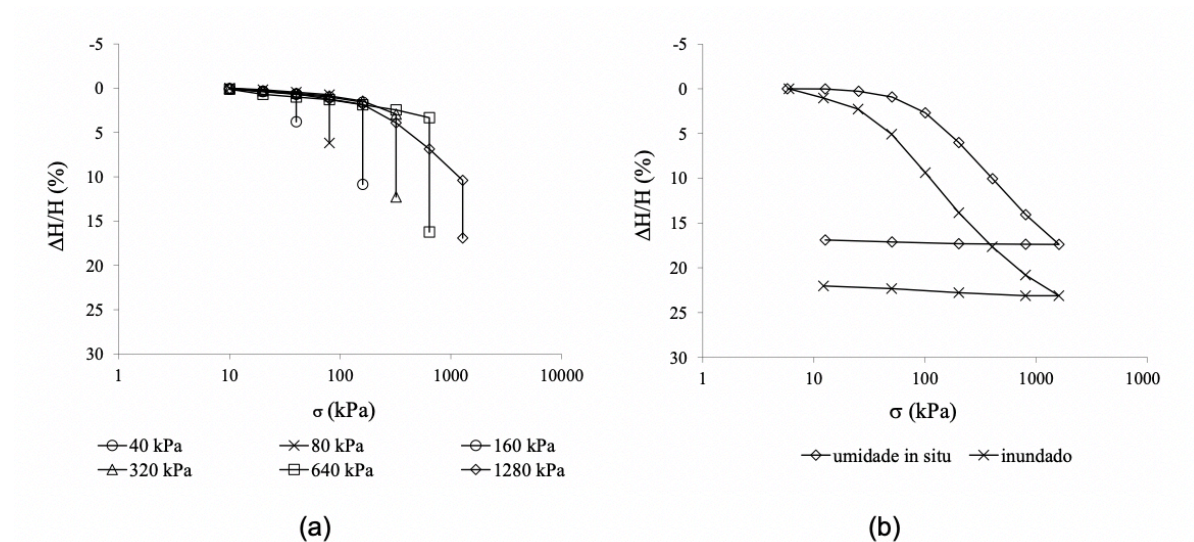


Figura 3.14 – Resultados de ensaios edométricos do solo de Pereira Barreto-SP: (a) ensaios edométricos simples; (b) ensaio edométrico duplo (VILAR; RODRIGUES, 2011).

Importante destacar que, atualmente, opções mais modernas desses ensaios com a possibilidade de controle da sucção estão disponíveis, as quais permitem uma descrição mais detalhada da ocorrência do colapso. A sucção tem sido reconhecida como uma variável fundamental que governa o comportamento mecânico dos solos não saturados (ALONSO; GENS; JOSA, 1990; ESCARIO; SAEZ, 1973; FREDLUND; MORGENTERN, 1977). Dessa forma, a incorporação de metodologias que possibilitam impor e controlar a sucção em ensaios de laboratório tem proporcionado um significativo avanço ao entendimento dos solos não saturados (VILAR, 1995; CHIU; NG; SHEN, 1998; SURIOL; GENS; ALONSO, 1998; MACHADO, 1998; FUTAI *et al.*, 1999; ALFARO SOTO, 2004; SAAB, 2016; SOARES, 2018).

Nesse sentido, na Figura 3.15 são ilustrados resultados de ensaios edométricos com sucção constante e os respectivos potenciais de colapso determinados por Saab (2016) para o solo colapsível de Bauru-SP. Nota-se que nessa abordagem, os potenciais de colapso são determinados de maneira indireta, sem colapso, isto é, os ensaios não saturados com controle de sucção (sucção = 50, 100, 200 e 400 kPa) foram conduzidos paralelamente aos ensaios saturados (sucção = 0 kPa). Dessa forma, a diferença entre as curvas não saturadas e a curva saturada, permite calcular o potencial de colapso do solo.

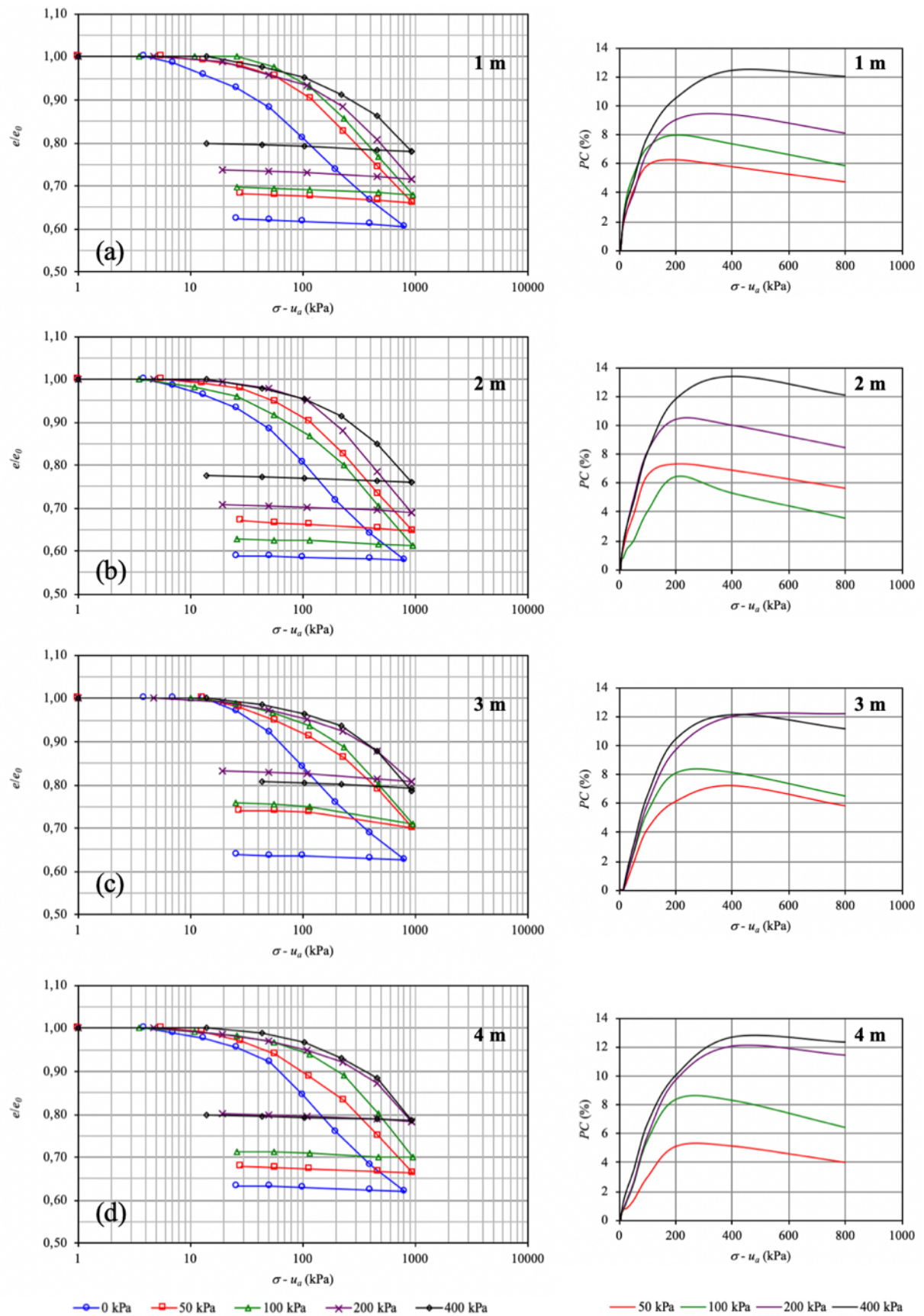


Figura 3.15 – Ensaio edométrico com sucção controlada e potenciais de colapso determinados para amostras coletadas a: (a) 1 m; (b) 2 m; (c) 3 m; (d) 4 m de profundidade (SAAB, 2016).

Como o presente estudo tem como objeto a zona ativa do solo de Bauru, ou seja, até profundidade de 4,0 m, essa que é influenciada pela variabilidade sazonal e alterações no perfil de umidade/sucção (GIACHETI *et al.*, 2019), os resultados apresentados são para profundidades de até 4,0 m. No entanto, maiores detalhes e resultados para profundidades maiores podem ser encontrados em Saab (2016) e Valverde (2021).

Dos resultados apresentados na Figura 3.15, notam-se que as tensões de pré-adensamento, assim como os índices de compressão (inclinação da reta virgem) das curvas variam com a profundidade e com a sucção. De forma geral, os potenciais de colapso mostram-se crescentes em função da tensão vertical líquida até um valor máximo entre as tensões de 200 e 400 kPa, com picos que variam de 5 a 14%. Nas sucções mais elevadas, o solo encontra-se mais seco e, por esta razão, mais rígido e menos compressível. Assim, é demonstrado que os potenciais de colapso são influenciados pela sucção do solo, sendo esses mais elevados quando as sucções iniciais no solo são maiores.

3.2.3 *Ensaio de Campo*

Na prática brasileira, principalmente em projetos mais simples, as etapas de investigação de campo ficam restritas a um número limitado de sondagens SPT. Como os resultados desses ensaios baseiam-se em um parâmetro de penetração dinâmica (N_{SPT}) e por esse único parâmetro não permitir, isoladamente, uma caracterização assertiva das diversas propriedades dos solos (MAYNE, 2000), as abordagens de colapso a partir do SPT ficam restritas à métodos e correlações empíricas (DÉCOURT, 1992; DÉCOURT; QUARESMA, 1994), desenvolvidos com conceitos regionais.

Dadas as características dos solos colapsíveis, geralmente de baixa densidade e baixo grau de saturação, qualquer identificação indireta que evidencie comportamento colapsível do solo é importante e útil para apoiar investigações mais elaboradas ou embasar tomadas de decisão. No entanto, para um entendimento mais realista do fenômeno do colapso e uma estimativa assertiva de sua magnitude em campo, as abordagens a partir do SPT são insuficientes. Nesses casos, devem ser realizadas investigações a partir de ensaios e metodologias criadas para esse fim.

Com objetivo de avaliar o colapso em campo, Ferreira e Lacerda (1993) desenvolveram o expansocolapsômetro, um equipamento simples que permite a realização de um ensaio similar a uma prova de carga, em que uma placa de pequeno diâmetro ($\phi = 100$ mm) é assente em uma

profundidade de interesse no campo, levada até uma tensão de inundação e é inundada com os recalques medidos até sua estabilização. Ferreira *et al.* (2002) apresentaram uma segunda versão do equipamento, similar a uma prensa de ensaio edométrico, que permite realizar em campo ensaios com tensões verticais de até 640 kPa.

A determinação do potencial de colapso a partir do expansocolapsômetro é realizada de maneira similar à abordagem de edométricos simples de Jennings e Knight (1975):

$$PC = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100\% \quad \text{Equação 3.10}$$

Em que,

PC potencial de colapso;

ΔH variação da altura da camada devido a inundação (recalque);

H espessura inicial da camada de influência.

O estudos do potencial de colapso (PC) realizados com o expansocolapsômetro indicam que os resultados de PC estimados em campo são, em geral, da ordem de 20% menores que os estimados em laboratório (DAVIES, 2000; FERREIRA *et al.*, 2002). Essas diferenças possivelmente são explicadas pelas dificuldades com as condições de contorno, frente de inundação e diferenças no estado de tensões no campo.

Importante destacar que a abordagem do expansocolapsômetro, de maneira geral, busca expandir abordagens desenvolvidas em laboratório em ensaios edométricos para o campo. No entanto, diferentemente da situação de campo, os ensaios edométricos, naturais ou inundados, simulam um estado de tensão na condição K_0 , onde as deformações horizontais são nulas. Dessa forma, a utilização direta de abordagens entre ensaio edométrico e expansocolapsômetro devem ser realizadas com cautela.

Em projetos de grande porte, muitas vezes, as informações necessárias para uma caracterização completa e segura do subsolo devem ser obtidas em conjunto, por uma série de ensaios de laboratório e de campo, de forma que cada ensaio cubra limitações dos outros. Assim, existe a tendência de que ensaios mais modernos e completos sejam cada vez mais incorporados nas etapas de investigação na prática brasileira. Dentre os diversos tipos de ensaios desenvolvidos nas últimas décadas, destacam-se o ensaio de penetração do cone (CPT) e o ensaio de dilatômetro plano (DMT).

O CPT possui células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s) enquanto o cone é cravado estaticamente no solo. Com q_c e f_s , calcula-se a razão de atrito

($R_f = f_s/q_c$). A partir desses parâmetros é possível estimar a textura do solo, parâmetros de resistência, de compressibilidade, entre outros (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Já o ensaio DMT consiste em medir duas pressões necessárias para expandir uma membrana circular metálica ao longo da profundidade de interesse (MARCHETTI, 1980). Na primeira leitura, tem-se a pressão necessária para promover a perda de contato entre a membrana do disco sensitivo e o equipamento. Na segunda leitura, registra-se a pressão imposta para que a membrana desloque 1,10 mm. A partir dessas leituras são determinados: o índice de material (I_D), utilizado para estimar a textura do solo; o índice de tensão horizontal do solo (K_D), utilizado para se estimar parâmetros geotécnicos; o módulo dilatométrico (E_D), que é determinado por meio da teoria da elasticidade (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Particularmente, para ensaios DMT, as abordagens de colapso, geralmente, são realizadas de maneira empírica. Berisavljević *et al.* (2014) utilizaram ensaios de dilatômetro sísmico (SDMT), CPT, SPT, além da coleta de amostras deformadas e indeformadas, para estudar um solo colapsível loésico da península balcânica na Sérvia. Os autores propuseram um ábaco para a identificação de solos colapsíveis a partir dos parâmetros intermediários obtidos pelo DMT (I_D , K_D e E_D). Nesta proposta, a identificação do solo colapsível é realizada por meio da relação I_D/K_D e E_D/σ'_v . Os solos de comportamento colapsível investigados apresentaram valores de I_D/K_D superiores a 5, enquanto os valores de K_D foram inferiores a 0,6 e os valores de I_D maiores do que 3. Também foi constatado que os valores da relação G_0/M_{DMT} para o solo investigado apresentou valores superiores a 21. Estes valores elevados estão relacionados ao fato de que os solos colapsíveis apresentam estrutura porosa, cimentada e metaestável, acarretando em elevados valores de módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e baixos valores de módulo confinado determinado pelo DMT. Maiores detalhes e o ábaco de identificação podem ser encontrados em (BERISAVLJEVIĆ *et al.*, 2014).

Os resultados de ensaios especiais de campo, como o CPT e o DMT, permitem identificar o perfil estratigráfico do terreno e avaliar preliminarmente diversos parâmetros geotécnicos do solo. Um fator importante, que confere a esses ensaios um amplo potencial de aplicação na prática da engenharia, é referente à possibilidade de acoplar outras técnicas em paralelo às leituras originais do ensaio. Nesse sentido, destacam-se: sensores e medidores de poropressão, de resistividade, de temperatura, de reflectometria no domínio do tempo, acelerômetros, geofones, dentre outros (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Contudo, apesar da boa aplicabilidade do CPT e DMT para determinação de diversos parâmetros geotécnicos, conforme ilustrado na Tabela 3.4, na identificação de solos colapsíveis e na estimativa do potencial de colapso dos solos não saturados, o CPT e o DMT possuem

aplicação ainda em desenvolvimento, principalmente com abordagens para obtenção da curva tensão-deformação a partir de correlações de módulos obtidos por esses ensaios (ROBERTSON, 1986; MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006).

Da Tabela 3.4, é possível classificar os principais ensaios de campo quanto a aplicabilidade para a obtenção de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; s_u = resistência não drenada; D_R = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; k = coeficiente de permeabilidade; G_0 = módulo cisalhante máximo; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; $\sigma - \varepsilon$ = relação tensão-deformação.

Tabela 3.4 – Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*. Adaptado de (LUNNE; ROBERTSON; POWELL, 1997).
Parâmetros do solo

Ensaio	Tipo de solo	Perfil	u	ϕ'	s_u	D_R	m_v	c_v	k	G_0	σ_h	OCR	$\sigma - \varepsilon$
SPT	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
CPTU	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
DMT	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
PBP	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
PLT	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
SPLT	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-

Aplicabilidade do ensaio: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente.

SPT = *standard penetration test*; CPTU = *piezocone*; DMT = *flat dilatometer*; PBP = *pre-bored pressuremeter*; PLT = *plate load test*; SPLT = *screw plate load test*.

Destaca-se, da Tabela 3.4, que os parâmetros relacionados ao estado de tensões em campo, como o σ_h , não possuem aplicabilidade alta em nenhum dos principais ensaios. No campo, as condições de contorno e o estado de tensões são completamente distintos daqueles encontrados nos ensaios edométricos, dessa forma, as comparações entre potenciais de colapso determinados em laboratório e em campo devem levar em consideração: perturbações na execução dos ensaios, acréscimos de tensões laterais, relação σ_1/σ_3 , deformações volumétricas, bulbo de influência de deformações, frente de inundação, entre outros. Por outro lado, a estimativa de colapso em fundações diretas a partir de ensaios de laboratório, devem levar em consideração as diferenças de condição laboratório/campo. Uma vez que as fundações diretas em campo não possuem as mesmas condições de ensaios de laboratório (*e.g.* restrição de deformações verticais como nos ensaios edométricos).

Na prática da engenharia brasileira em projetos de fundações diretas em solos colapsíveis, por conta da similaridade de comportamento entre fundações diretas e protótipos (placas ou sapatas), destacam-se os ensaios de prova de carga. Nas etapas de investigação para se estimar a colapsibilidade em projetos de fundações diretas, Cintra e Aoki (2009) apresentam que há a necessidade de se determinar a tensão de colapso (σ_c), a qual representa a tensão mínima que provoca o colapso num solo colapsível, bem como o recalque admissível para a condição saturada do solo, isto é, a condição mais crítica. Para estas determinações, por exemplo, são realizadas provas de carga em placa em condição saturada. Nesse tipo de ensaio, é executada uma cava e é realizada uma pré-inundação, com vazão de água suficiente para se manter uma lâmina por um período de 48 h antecedendo o ensaio, bem como durante a realização da prova de carga. Contudo, o processo de inundação do solo em campo é extremamente trabalhoso (AGNELLI, 1997; COSTA; CINTRA; ZORNBERG, 2003; ROCHA, 2018), além de não garantir a mesma eficiência da inundação em laboratório, dadas as situações de difícil controle em campo (REZNIK, 1993).

Diferentemente do ensaio edométrico, em que toda altura do corpo de prova está sujeita aos mesmos acréscimos de tensões e deformações, nos ensaios em placa a zona de influência das deformações é uma informação essencial na previsão de recalques, pois é quem irá suportar os carregamentos ao longo do bulbo de influência e consequentemente deformar. Conciani (1997) indica que as maiores deformações ocorrem até uma profundidade de $0,25B$ (B = diâmetro ou lado da placa/fundação).

No caso de ensaios inundados, que buscam desprezar o efeito da sucção, a frente de umedecimento também tem importância significativa nas deformações sofridas pelo solo. Ferreira e Lacerda (1993), por meio de ensaios inundados com expansocolapsômetro, indicam que a frente de inundação nesses ensaios tem influência até $2,75B$. Reznik (1993) observa que se deve ter cautela ao considerar frentes de inundação de campo e indica que o grau de saturação de corpos de prova de ensaios edométricos inundados (90-92%) é significativamente maior daqueles obtidos em campo para ensaios de placa (70-80%).

Reznik (1993) investigou um solo colapsível loésico do sudoeste da Ucrânia e buscou estabelecer um paralelo entre determinações de potencial de colapso em laboratório e em campo a partir de provas de carga. O autor utilizou a *Equação 3.11* para determinar o módulo de deformabilidade do solo em campo a partir da interpretação de ensaios de prova de carga em placas. A mesma proposta foi utilizada por Atkinson (2000) em uma rotina simplificada para projeto de fundações diretas.

$$E_F = \frac{q(1 - \nu^2)BI_\rho}{s} \quad \text{Equação 3.11}$$

Em que,

- E_F módulo de deformabilidade a partir da curva tensão-recalque de provas de carga em placa;
- q tensão aplicada;
- ν coeficiente de Poisson;
- B dimensão da sapata/placa;
- I_ρ fator de influência relacionado à geometria, para placas circulares = 0,78 (POULOS; DAVIS, 1974);
- s recalque correspondente a uma tensão q aplicada.

A determinação do módulo de deformabilidade determinado em campo proposto por Reznik (1993) permite expandir a proposta de Reznik (1989), que foi desenvolvida para obtenção do potencial de colapso a partir de módulos de deformabilidade (natural e inundado) determinados em laboratório (ensaio edométrico):

$$PC = \left(\frac{1}{E_{Lw}} - \frac{1}{E_{Ld}} \right) \cdot q \quad \text{Equação 3.12}$$

Em que,

- E_{Lw} módulo de deformabilidade saturado do solo obtido em laboratório;
- E_{Ld} módulo de deformabilidade natural do solo obtido em laboratório;
- q tensão aplicada.

Reznik (1993) destaca que a comparação entre potenciais de colapso determinados em laboratório e em campo devem ser realizadas para os mesmos níveis de tensões e de grau de saturação.

3.3 Curva Tensão-Recalque

3.3.1 Prova de Carga em Placa

O ensaio de prova de carga direta consiste em um ensaio de compressão *in situ*, no qual uma placa metálica (rígida), ou protótipo de sapata, é carregada diretamente na superfície do terreno, ou ainda em profundidade. A cota em que a placa se apoia deve sempre ser a mesma que a das eventuais bases das sapatas da futura fundação, funcionando como uma espécie de protótipo da fundação direta. Este ensaio visa reproduzir o comportamento de fundações diretas sob solicitações das estruturas. As condições de contorno do ensaio são definidas de acordo com as necessidades de projeto. Na Figura 3.16 é apresentada uma ilustração esquemática do ensaio.

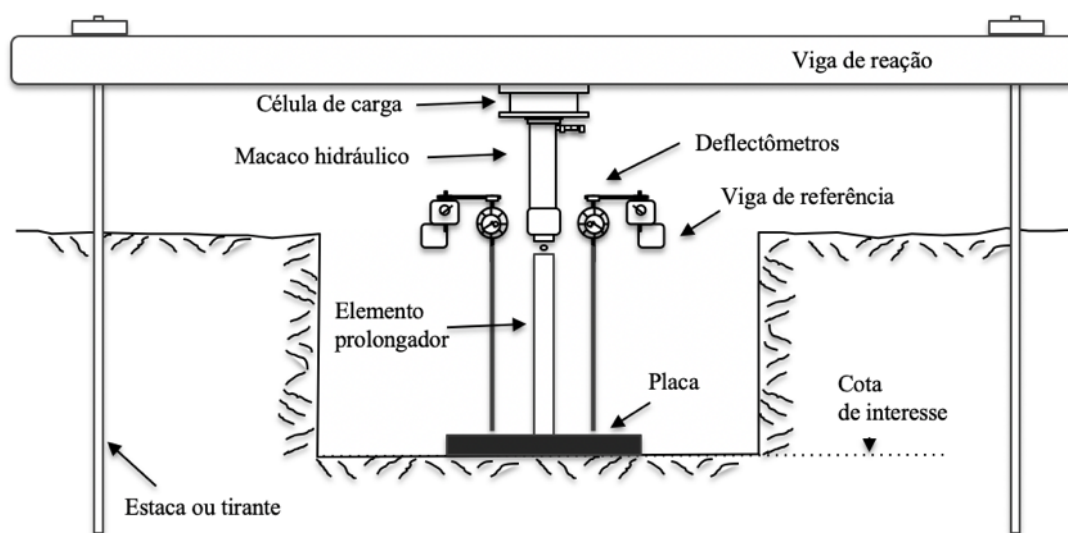


Figura 3.16 – Ensaio de prova de carga em placa convencional (ABNT NBR 6489, 2019).

Nesse ensaio, o recalque é medido sob trajetória de carregamento-descarregamento, em estágios crescentes. Em cada estágio as tensões são mantidas constantes por um determinado período, até que aconteça a estabilização das deformações segundo algum critério adotado. A curva tensão-recalque é obtida e por ela pode-se determinar a capacidade de carga e as parcelas de deformações elásticas e plásticas da deformação total.

No Brasil esse ensaio é normalizado pela ABNT NBR 6489 (2019) que passou por uma revisão recente, atualizando a versão de 1984. A atualização mais importante foi a incorporação do uso de placas com diâmetros menores. Anteriormente a normativa nacional

(ABNT NBR 6489, 1984) exigia a utilização de uma placa rígida de área mínima de $0,50 \text{ m}^2$, ou seja, diâmetro mínimo de 800 mm, enquanto a prática internacional (ASTM D1194-94, 2003) já admitia placas de 300 a 760 mm (12 a 30 polegadas) de diâmetro. Com a atualização da norma brasileira (ABNT NBR 6489, 2019), passou a ser permitido o uso de placas com diâmetro ou lado mínimo de 300 mm, o que facilita a execução do ensaio, vai de encontro com os procedimentos internacionais e diminui sensivelmente a robustez da estrutura de reação necessária para a realização do ensaio.

Os resultados dos ensaios de prova de carga em placa podem resultar em curvas típicas. Na Figura 3.17, observa-se nas três curvas um trecho retilíneo correspondente às deformações elásticas que vai da origem até ao ponto A.

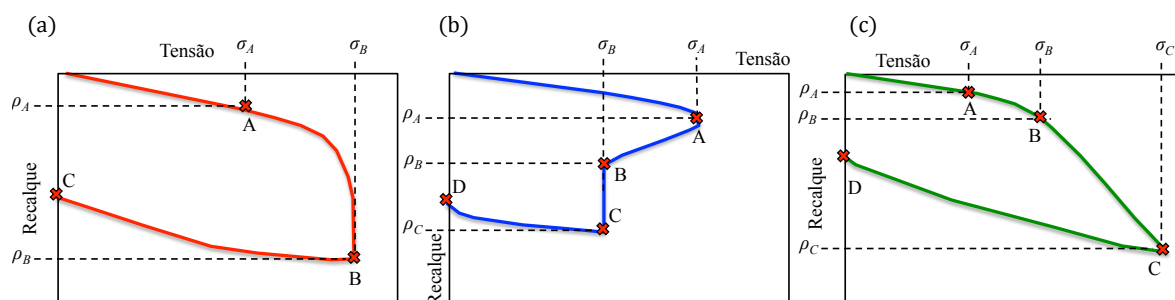


Figura 3.17 – (a) Curva tensão-recalque com ruptura nítida; (b) curva tensão-recalque com pico de ruptura; (c) curva tensão-recalque com comportamento de encruamento do solo. Adaptado de (COSTA, 1999)

Na Figura 3.17a nota-se que o trecho AB apresenta certa curvatura e em algumas situações pode ser assumida uma assintótica vertical em sua extremidade, tal comportamento configura uma ruptura nítida do sistema, com tensão de ruptura correspondente à σ_B . O trecho BC é obtido para a fase de descarregamento.

Para solos com rigidez elevada, espera-se um comportamento de curva similar ao encontrado na Figura 3.17b. Observa-se um pico bem definido no ponto A, em que σ_A representa a tensão máxima mobilizada no ensaio. O trecho AB exibe um alívio da tensão com aumento do recalque, até a tensão residual σ_B . Após o ponto B a tensão se mantém praticamente constante.

Em geral, as curvas de prova de carga apresentam comportamento similar ao encontrado na Figura 3.17c. Nesse caso, o solo apresenta uma característica de comportamento denominada encruamento. O aumento da deformação provoca um crescente enrijecimento do solo, a curva se mantém praticamente reta não apresentando ruptura física.

Décourt (1999) analisou resultados de 145 ensaios de prova de carga realizados em diferentes solos ao redor do mundo. O autor constatou que a ruptura física praticamente não existe e que, normalmente, as curvas apresentam um acréscimo contínuo da tensão e deformação, sendo necessário adotar algum critério empírico para determinar a tensão de ruptura.

Consoli *et al.* (2003) realizaram provas de carga em placas de 300 mm de diâmetro e 25 mm de espessura em um solo arenoso compactado com e sem reforço de fibras de polipropileno. A análise dos resultados, auxiliada também por ensaios de laboratório, mostraram que a adição das fibras promoveu uma melhora contundente na rigidez do solo. Entretanto, o sistema placa-solo continuou não apresentando ruptura física. Tal comportamento verifica a observação de Décourt (1999).

A capacidade de carga, que pode ser considerado um estado limite último na curva tensão-recalque, ou algum critério que estabeleça uma tensão correspondente ao recalque admissível, são os componentes principais no projeto de fundações diretas. No entanto, as teorias clássicas referentes ao estudo da curva tensão-recalque e de capacidade de carga convencional, foram desenvolvidas por teorias que originalmente negligenciam o papel da sucção, como a abordagem de Terzaghi (1943). Nas últimas décadas, a sucção passou a ser incorporada em equações de capacidade de carga e estudos que buscaram incorporar o efeito da condição não saturada na curva tensão-recalque são apresentados na sequência.

3.3.2 Previsão da Curva Tensão-Recalque com base no DMT

Por conta das características do ensaio, o ensaio DMT é uma boa referência para a estimativa de parâmetros de rigidez e do comportamento tensão-deformação do solo (MARCHETTI *et al.*, 2001; MAYNE; BROWN, 2003). Diversos autores têm demonstrado a aplicabilidade do DMT para previsão de recalques (SKILES; TOWNSEND, 1994; MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006). Previsões baseadas no cálculo do módulo confinado e nas teorias de propagação de tensões no solo têm tido boa aceitação para previsões em solos tropicais não saturados (DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019; SILVA; ROCHA; GIACHETI, 2019).

Para os solos não saturados do interior paulista, as previsões da curva tensão-recalque a partir da proposta de Décourt (1999) e do módulo confinado obtido do DMT têm tido boa

aplicabilidade (DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019; SILVA; ROCHA; GIACHETI, 2019).

A abordagem proposta por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), adaptada por Silva, Rocha e Giacheti (2019), baseia-se na equação de Décourt (1999), apresentada na *Equação 3.13*.

$$\log\left(\frac{q}{q_{uc}}\right) = C + C \log\left(\frac{s}{B_{eq}}\right) \quad \text{Equação 3.13}$$

Em que,

- q tensão;
- q_{uc} capacidade de carga convencional;
- C coeficiente de compressibilidade intrínseca;
- s recalque;
- B_{eq} dimensão equivalente.

No caso de placas com formato circular, o autor propõe a *Equação 3.14*, em que é calculada uma dimensão equivalente (B_{eq}). A dimensão equivalente da placa seria o lado L de uma placa, ou sapata, quadrada. Para outros formatos o B_{eq} pode ser calculado por:

$$B_{eq} = \sqrt{A_p} \quad \text{Equação 3.14}$$

Em que,

- B_{eq} dimensão equivalente;
- A_p área da placa.

Na proposta inicial de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), os autores basearam-se na solução de Lehane e Fahey (2004), que aplicam um fator empírico, ligado à anisotropia, nos parâmetros intermediários obtidos do DMT para a obtenção de um módulo operacional ($M_{DV} = 1,3f_{aniso}E_D/K_D^{0,5}$) corrigido com um valor de $f_{aniso}=1,6$. Nesta proposta, o módulo operacional M_{DV} é considerado equivalente ao módulo confinado M da *Equação 3.15*.

$$q_{app} = \frac{4\left(\frac{s}{B}\right)M}{\pi} \quad \text{Equação 3.15}$$

Em que,

q_{app}	carga aplicada pela prova de carga;
$\frac{s}{B}$	razão de recalque/dimensão: para ensaio de DMT = 1,8%;
M	módulo confinado.

No entanto, Silva, Rocha e Giacheti (2019) constataram que as variações sazonais não afetaram significativamente os perfis de M_{DV} obtidos em campanhas realizadas no solo não saturado de São Carlos em diferentes épocas do ano. Segundo os autores, isso ocorreu devido ao fato de que o módulo operacional M_{DV} é obtido a partir da relação de dois parâmetros intermediários (E_D e K_D), que são influenciados pela sucção e, de certa forma, normalizam o efeito da condição não saturada no cálculo do M_{DV} . Por conta disso, o trabalho sugere que para incorporar o efeito da condição não saturada na previsão da curva tensão-recalque a partir de ensaios DMT, o uso do módulo confinado do DMT (M_{DMT}) é mais adequado que o módulo operacional (M_{DV}).

Dessa forma, no presente estudo, foi utilizada a abordagem de previsão de comportamento da curva tensão-recalque proposta por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), mas considerando a adoção do módulo confinado do DMT (M_{DMT}), conforme adaptação de Silva, Rocha e Giacheti (2019).

O M_{DMT} é calculado a partir do fator de correção R_M que, por sua vez, é função de I_D e de K_D (MARCHETTI, 1980):

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad \text{Equação 3.16}$$

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_v} \quad \text{Equação 3.17}$$

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0) \quad \text{Equação 3.18}$$

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad \text{Equação 3.19}$$

Em que,

I_D	índice de material;
K_D	índice de tensão horizontal;
E_D	módulo dilatométrico;
p_0	pressão corrigida referente ao deslocamento nulo da membrana do DMT;

p_1	pressão corrigida referente ao deslocamento de 1,10 mm da membrana do DMT;
u_0	poropressão;
σ'_v	tensão vertical efetiva <i>in situ</i> ;
M_{DMT}	módulo confinado;
R_M	fator de correção, o qual é função de I_D e K_D .

De acordo com Schnaid (2014), o fator de correção R_M é um coeficiente empírico, sensível ao I_D , que geralmente varia entre 1 e 3, cujas equações são apresentadas na sequência.

$$\text{Se } I_D \leq 0,6, \text{ então:} \quad R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad \text{Equação 3.20}$$

$$\text{Se } I_D \geq 3,0, \text{ então:} \quad R_M = 0,5 + 2,0 \log K_D \quad \text{Equação 3.21}$$

$$\text{Se } 0,6 < I_D < 3, \text{ então:} \quad R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \log K_D \quad \text{Equação 3.22}$$

Em que, $R_{M0} = 0,14 + 0,15 \log(I_D - 0,6)$

$$\text{Se } K_D > 10, \text{ então:} \quad R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D \quad \text{Equação 3.23}$$

$$\text{Se } R_M < 0,85, \text{ então:} \quad R_M = 0,85 \quad \text{Equação 3.24}$$

A proposta de Silva, Rocha e Giacheti (2019) incorpora o módulo confinado do DMT (M_{DMT}) a partir da *Equação 3.15*.

3.3.3 Influência da Sucção na Curva Tensão-Recalque

Historicamente, o estudo da influência da condição não saturada na curva tensão-recalque em campo se baseia na realização de ensaios inundados e em solo com umidade de campo de forma análoga aos ensaios edométricos simples ou duplos de Jennings e Knight (1975). Cintra e Aoki (2009) discutem a importância da realização de ensaios de prova de carga e de penetração em condição natural e inundada para se avaliar o comportamento mecânico dos solos colapsíveis. O processo de inundação do solo acarreta a redução na sucção e, conseqüentemente, na capacidade de carga do solo. Este comportamento foi observado tanto para fundações rasas (AGNELLI, 1997; COSTA; CINTRA; ZORNBERG, 2003) como para fundações profundas (CARVALHO; SOUZA, 1990).

No Brasil, foram realizados diversos trabalhos experimentais na USP de São Carlos-SP em que buscou-se avaliar o efeito da sucção na capacidade de carga de um solo tropical não saturado (COSTA, 1999; MACACARI, 2001; MENEGOTTO, 2004; VIANNA, 2005).

Costa, Cintra e Zornberg (2003) investigaram o solo arenoso de São Carlos-SP por meio de provas de carga. Foram realizados ensaios em placas convencionais, com 800 mm de diâmetro, sob diferentes sucções. Os autores constataram que comportamento tensão-recalque é significativamente influenciado pela sucção do solo. Pequenas variações de sucção (de 0 a 10 kPa), conduziram aumentos de até 100% na capacidade de carga.

Oh e Vanapalli (2011) propõem uma metodologia para prever o comportamento tensão-recalque de fundações diretas assentes em areias não saturadas, por meio de parâmetros saturados do solo e da curva de retenção. Os autores compararam os resultados da proposta com resultados medidos e simulações numéricas realizadas por método de elementos finitos. Os resultados mostram que a capacidade de carga e o comportamento tensão-recalque de areias, sob condições saturadas e também não saturadas, podem ser razoavelmente estimados a partir da hipótese de comportamento elástico-perfeitamente plástico.

Oh e Vanapalli (2013) discutem o efeito da sucção matricial e o efeito escala na interpretação de curvas tensão-recalque obtidas em solos não saturados a partir de ensaios de prova de carga em placa. O estudo apresenta que o efeito de escala pode ser eliminado normalizando o recalque com o tamanho da sapata apenas para perfis de solos homogêneos e isotrópicos com profundidade, como solos saturados ou secos. No entanto, no caso de solos não saturados, deve-se levar em consideração o perfil de distribuição de sucção com a profundidade, pois placas diferentes levam a valores médios de sucção diferentes e, consequentemente, resultados diferentes.

Vanapalli e Mohamed (2013) estudaram a influência da sucção, sobrecarga e efeito da dilatância na capacidade de carga e no comportamento tensão-recalque de protótipos de sapatas assentes em solo arenoso não saturado, tanto em superfície, quanto em profundidade. Os autores conduziram ensaios (PLT e CPT) em um modelo de caixa de areia sob diferentes condições de sucção e constataram a influência das três variáveis estudadas na capacidade de carga. Além disso, foi verificada boa concordância entre os resultados obtidos e os estimados a partir de ensaios CPT e uma proposta modificada da equação de Terzaghi.

Almeida *et al.* (2020) realizaram ensaios de provas de carga de 300 mm de diâmetro, na superfície de uma areia não saturada no Ceará, tanto para a condição natural, quanto para a condição inundada. A interpretação dos resultados foi apoiada pela determinação da curva de retenção e pela construção de perfis de sucção. As determinações de capacidade de carga,

obtidas pela extrapolação das curvas tensão-recalque, foram comparadas com diversas metodologias disponíveis na literatura para a determinação da capacidade de carga de fundações diretas em solos saturados e não saturados. Os valores obtidos na aplicação desses métodos apresentaram boa concordância entre os resultados.

Em geral, esses estudos baseiam-se em métodos empíricos e buscam incorporar os efeitos da sucção de maneira indireta por meio do incremento dos parâmetros de resistência nas parcelas da equação teórica de capacidade de carga de Terzaghi (1943).

Atualmente, análises numéricas utilizando o BBM como modelo constitutivo mecânico do solo têm sido desenvolvidas. Dumont (2016) e Soares (2018) utilizaram o modelo a partir de parâmetros obtidos por ensaios de laboratório com sucção controlada e realizaram simulações numéricas de provas de carga variando a sucção.

Dumont (2016) utilizou o programa CODE_BRIGHT (OLIVELLA *et al.*, 1996) para simular provas de carga realizadas pela Companhia Energética de São Paulo (CESP, 1990). As provas de carga foram executadas para o solo arenoso colapsível da cidade de Pereira Barreto-SP como parte de estudos preliminares na região, visando analisar o impacto provocado pelo enchimento do reservatório da UHE de Três Irmãos (RODRIGUES, 2007). A partir da comparação dos resultados do ensaio original com simulações de diversos ensaios com diferentes sucções, o autor constatou, por uma espécie de retroanálise, que a curva original tem boa concordância com a curva referente à simulação com sucção de 80 kPa. Os resultados mostram que a sucção tem influência no comportamento das curvas e são verificados incrementos da capacidade de carga com o aumento da sucção.

Soares (2018) e Rodrigues, Soares e Sanchez (2021) também utilizaram o CODE_BRIGHT para investigar o efeito da compactação nos recalques induzidos pela inundação no solo colapsível de Ilha Solteira-SP. Os autores determinaram os parâmetros constitutivos do BBM a partir de resultados de laboratório com sucção controlada e simularam ensaios de provas de carga em placa e em protótipos de sapatas realizados, simulando resultados de Souza (1993). Os resultados evidenciaram que o modelo permitiu reproduzir o comportamento do solo no campo e demonstraram que o uso da compactação em profundidade equivalente à largura da sapata é uma alternativa adequada para redução da colapsibilidade em solos tropicais não saturados.

O BBM é reconhecido como o principal modelo constitutivo para solos não saturados e sua incorporação em análises da curva tensão-recalque para solos colapsíveis é uma ferramenta promissora, que pode ser incorporada nas etapas de projeto de fundações diretas, minimizando, por exemplo, custos e dificuldades com ensaios de prova de carga com inundação em cava.

3.4 Modelagem Computacional em Solos Não Saturados

3.4.1 Modelo Básico de Barcelona

O modelo constitutivo adotado para simular o comportamento mecânico do solo arenoso não saturado estudado foi o Modelo Básico de Barcelona (BBM). Este modelo elastoplástico foi desenvolvido a partir do Modelo Cam-Clay Modificado (MCCM) e incorpora o efeito da sucção como variável independente na formulação (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

Por permitir reproduzir fenômenos particulares dos solos não saturados, como deformações por colapso causadas pelo umedecimento do solo sob tensões constantes, o BBM é amplamente utilizado e reconhecido no meio da Mecânica dos Solos Não Saturados.

O modelo foi elaborado para o estado triaxial de tensões, em termos de tensão líquida, e sua concepção teórica baseia-se em dois ensaios em corpos de prova idênticos, sendo o primeiro saturado e o segundo não saturado sob sucção constante (Figura 3.18).

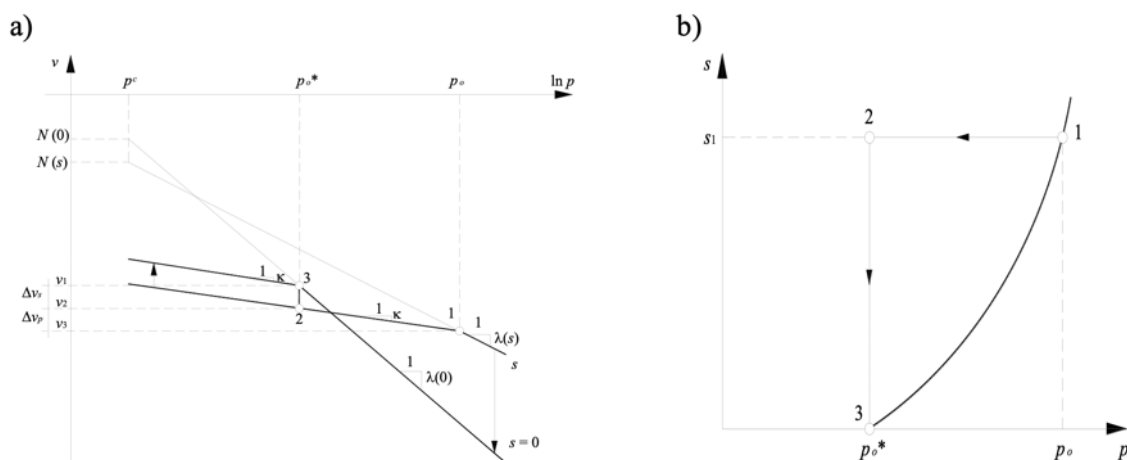


Figura 3.18 – (a) Curvas de compressão isotrópica para corpos de prova saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

Nota-se da Figura 3.18a que o ensaio não saturado é carregado e tem suas deformações até o ponto 1 (p_o) sob regime elástico. Após esse ponto o corpo de prova é descarregado sob sucção constante até o ponto 2 (p_o^*). Ao realizar o umedecimento do corpo de prova ocorre o aumento de volume (expansão) até o ponto 3, de mesma tensão. O corpo de prova saturado, ao ser carregado, tem suas deformações sob regime elástico (κ) até o ponto 3 (p_o^*). Após esse ponto, há alteração da inclinação da reta de compressão, que passa a se deformar sob o regime elastoplástico com inclinação $\lambda(0)$.

Na Figura 3.18b é possível identificar uma curva (do ponto 1 ao 3) definindo a fronteira entre domínio elástico (região à esquerda da curva) e plástico (região à direita da curva), que descreve a variação das tensões de pré-adensamento do solo em função da sucção. A curva em questão é chamada de *LC* (*loading-collapse*) e a sua extrapolação no plano $p \times s$ causa deformações irreversíveis, seja por carregamento ou por colapso. A curva *LC* é definida pela equação:

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad \text{Equação 3.25}$$

Em que,

- s sucção;
- p_0 tensão líquida isotrópica de pré-adensamento do solo não saturado com sucção s ;
- p_0^* tensão líquida isotrópica de pré-adensamento do solo saturado;
- p^c tensão de referência;
- $\lambda(0)$ parâmetro de compressão elastoplástico do solo saturado;
- $\lambda(s)$ parâmetro de compressão elastoplástico do solo em função da sucção s ;
- κ parâmetro de compressão elástico.

O parâmetro elastoplástico do solo $\lambda(s)$ (ligado à rigidez) varia em função da sucção, matematicamente consiste na inclusão de uma equação que descreve uma rigidez máxima assintótica:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \cdot [(1 - r) \cdot e^{-\beta \cdot s} + r] \quad \text{Equação 3.26}$$

Em que,

- s sucção;
- $\lambda(s)$ parâmetro de compressão elastoplástico do solo em função da sucção s ;
- $\lambda(0)$ parâmetro de compressão elastoplástico do solo saturado;
- β parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção;
- r relação entre $\lambda(s)$ com s tendendo ao infinito e $\lambda(0)$.

Importante notar que o modelo original prevê valores de $\lambda(s)$ decrescentes com o aumento da sucção, valores de r menores do que 1 e valores baixos para a pressão de referência p^c . No entanto, existem solos que, ao contrário da premissa do modelo original, apresentam valores crescentes de $\lambda(s)$ com o aumento da sucção. A Figura 3.19 apresenta resultados

esquemáticos para dois tipos de solo: (a) conforme modelo original com $\lambda(s)$ decrescentes com o aumento da sucção; (b) $\lambda(s)$ crescentes com o aumento da sucção.

Wheeler, Gallipoli e Karstunen (2002) notaram tal comportamento e adaptaram o modelo original do BBM por meio da adoção de valores convenientes dos parâmetros r e p^c . Nessa adaptação, é utilizado valores maiores que 1 para o parâmetro r , além de prever valores elevados para a pressão de referência p^c . Dessa forma, a calibração do modelo para solos que apresentam convergência da reta de compressão com o aumento da tensão (Figura 3.19b) é mais coerente e fornece resultados mais realistas.

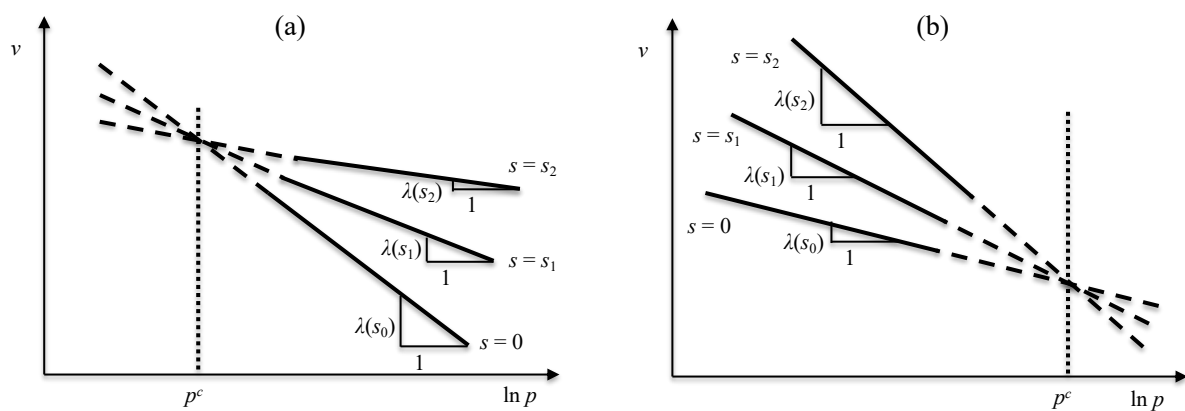


Figura 3.19 – (a) Solo com $\lambda(s)$ decrescente com o aumento da sucção, conforme modelo original do BBM; (b) solo com $\lambda(s)$ crescente com o aumento da sucção (WHEELER; GALLIPOLI; KARSTUNEN, 2002).

Na formulação do BBM para o estado de tensões triaxiais, assim como no MCCM, a curva de escoamento no plano (p, q) também é descrita por uma elipse. Para determinar esta elipse é necessário definir estados de plastificação e de ruptura específicos de corpos de prova ensaiados com diferentes trajetórias de tensões. Na Figura 3.20 são apresentadas duas curvas de escoamento distintas para dois valores de sucção correspondentes.

Além da tensão de pré-adensamento, a formulação do BBM também considera que a sucção produz um aumento da resistência do solo, por meio de um aumento de relação linear com a sucção:

$$p_s = ks$$

Equação 3.27

Em que,

- p_s tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção s ;
- k constante que descreve o acréscimo da coesão com a sucção s ;
- s sucção.

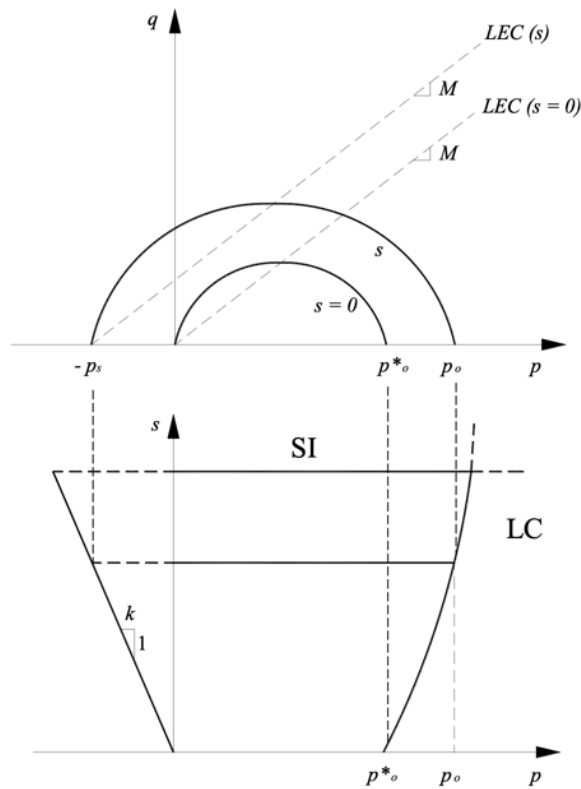


Figura 3.20 – Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

A elipse passa pelos pontos $-p_s$ e p_o e é dada pela equação:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0$$

Equação 3.28

Em que,

p tensão média líquida;

q tensão desviatória;

p_s tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção s ;

p_o tensão líquida isotrópica de pré-adensamento do solo não saturado com sucção s ;

M inclinação da linha de estados críticos (LEC).

A curva de escoamento SI (*suction-increase*) se estende à região $q < 0$ por meio de um plano paralelo ao eixo q . A Figura 3.21 apresenta uma vista tridimensional das superfícies de escoamento no espaço (p, q, s) .

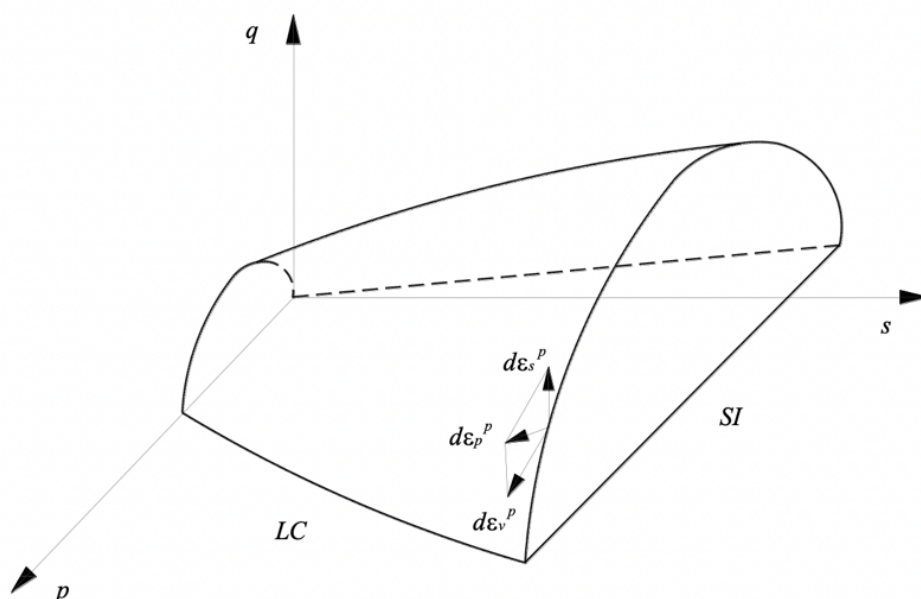


Figura 3.21 – Vista tridimensional das curvas de plastificação (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

Maiores informações e detalhes acerca do modelo e sua formulação podem ser encontrados em (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

3.4.2 Programa *CODE_BRIGHT*

Muitos fenômenos físicos em problemas de engenharia podem ser descritos a partir de equações diferenciais parciais - EDP (ou equações de derivadas parciais). No entanto, a resolução analítica dessas equações é extremamente complexa, podendo ser considerada, muitas vezes, impossível. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método que possibilita a resolução dessas equações de maneira aproximada. Do ponto de vista da engenharia, se destaca a importância da aplicação do MEF em problemas de análise de tensão, transferência de calor, fluxo de fluido e eletromagnetismo, geralmente por simulação computacional (FISH; BELYTSCHKO, 2007).

O *CODE_BRIGHT* é um programa baseado no Método de Elementos Finitos, que utiliza elementos finitos para discretização no espaço e diferenças finitas para discretização do tempo, criado para resolver problemas térmicos, hidráulicos e mecânicos de forma acoplada. Foi desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Politécnica da Catalunha – UPC (OLIVELLA *et al.*, 1996). O programa base é escrito em FORTRAN e funciona de maneira combinada com um programa de pré e pós processamento.

O programa é capaz de tratar de problemas em meios porosos parcialmente saturados com base nas equações governantes e possui incorporado diversos modelos constitutivos de

validação reconhecida que permite retratar, reproduzir ou simular diversos problemas geotécnicos (VILLAR; SANCHEZ; GENS, 2008; MOÇO FERREIRA; FONSECA TEIXEIRA; CARDOSO, 2011; SANCHEZ *et al.*, 2014; VILLARRAGA *et al.*, 2014; LE *et al.*, 2019; RODRIGUES; SOARES; SANCHEZ, 2021).

No programa, a modelagem é elaborada de forma multifásica: fase sólida, fase líquida (água e ar dissolvido) e fase gasosa (mistura de ar seco e vapor d'água). Além disso, as propriedades térmicas, hidráulicas e mecânicas são tratadas de forma acoplada. Por conta de sua formulação teórica, em que o termo de troca entre as fases é cancelado e o balanço de massa das espécies, e não das fases, é levado em consideração, tem boa e ampla aplicabilidade para o estudo de solos não saturados (GENS *et al.*, 1998; RODRÍGUEZ *et al.*, 2007; GENS *et al.*, 2009).

Na formulação, os componentes estão associados a uma equação diferencial (equação de balanço) baseada no princípio da conservação da massa e no equilíbrio de forças. A solução dessas equações permite a determinação das variáveis de estado ou das incógnitas envolvidas no problema a ser resolvido. Na sequência, são apresentadas as equações de balanço utilizadas.

As principais equações da formulação de Olivella *et al.* (1994) utilizada para o desenvolvimento do programa de elementos finitos são apresentadas na sequência.

3.4.2.1 Equações de Equilíbrio

Assumindo uma análise quase-estática (em que os termos iniciais são desprezados), o balanço de momento reduz para equações em termos de tensão total:

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0$$

Equação 3.29

Em que,

$\boldsymbol{\sigma}$ tensor de tensões;

$\mathbf{b}$ vetor de forças mássicas do volume de controle.

As variáveis a serem determinadas a partir das equações de equilíbrio são os deslocamentos.

3.4.2.2 Equação de Balanço da Massa de Sólidos

A equação de balanço da massa dos sólidos é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial t}[\rho_s(1 - n)] + \nabla \cdot (\mathbf{j}_s) = 0 \quad \text{Equação 3.30}$$

Em que,

- ρ_s massa específica dos sólidos;
- n porosidade;
- $\mathbf{j}_s$ vetor de fluxo total de sólidos.

A equação de balanço de massa dos sólidos é uma equação auxiliar utilizada nas outras equações de balanço de massa e energia. A principal variável associada com o balanço da massa de sólidos é a porosidade.

3.4.2.3 Equação de Balanço da Massa de Água

$$\frac{\partial}{\partial t}(\omega_l^w \rho_l S_l n + \omega_g^w \rho_g S_g n) + \nabla \cdot (\mathbf{j}_l^w + \mathbf{j}_g^w) = f^w \quad \text{Equação 3.31}$$

Em que,

- ω_l^w fração de massa de água na fase líquida;
- ω_g^w fração de massa de água na fase gasosa;
- ρ_l densidade do líquido;
- ρ_g densidade do gás;
- S_l grau de saturação do líquido;
- S_g grau de saturação do gás;
- n porosidade;
- $\mathbf{j}_l^w$ vetor de fluxo total de água na fase líquida;
- $\mathbf{j}_g^w$ vetor de fluxo total de água na fase gasosa;
- f^w fonte externa de água.

A principal variável associada com o balanço da massa de água é a pressão do líquido.

Particularmente, para a o problema estudado, adotou-se pressão atmosférica constante e, por conta disso, a equação de balanço de massa de gás não é necessária. Além disso, todas as análises numéricas foram conduzidas assumindo análises isotérmicas e, dessa forma, a variação da temperatura não foi considerada. Outros detalhes da constituição teórica da formulação do programa pode ser encontrada em Olivella *et al.* (1994).

4 ÁREA DE ESTUDO

O local escolhido para realização deste estudo foi o Campo Experimental de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru-SP. O solo local é uma areia de fina a média pouco argilosa, colapsível (FERNANDES, 2016; SAAB, 2016). A escolha do local se deu por se tratar de um solo típico de uma extensa região do estado de São Paulo e por já possuir inúmeros ensaios de campo e laboratório já realizados. Na Figura 4.1, são apresentadas a localização da área e fotografias gerais de campanhas anteriormente realizadas no local: poço amostragem, utilizado para coleta de amostras indeformadas para ensaios de laboratório, ensaios de campo e cava de inundação.

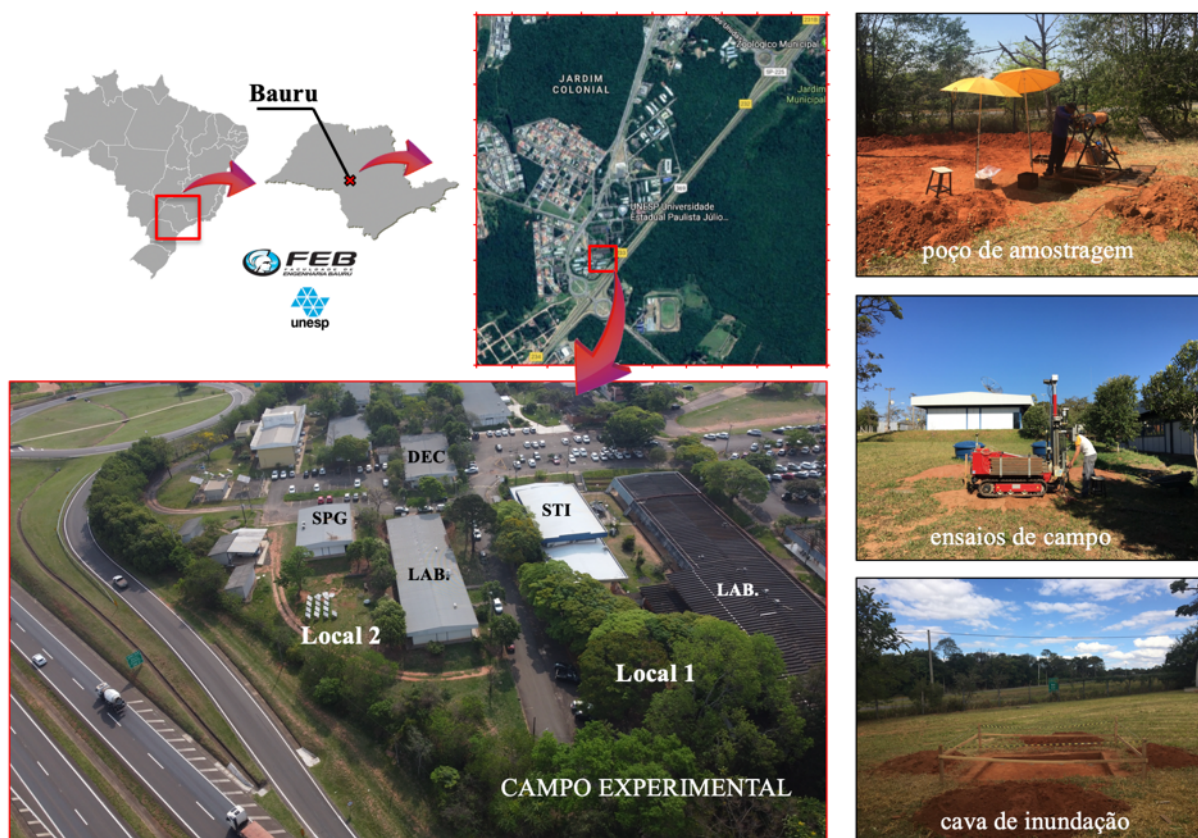


Figura 4.1 – Localização da área de estudo na Unesp de Bauru-SP.

Uma caracterização ampla do município de Bauru-SP, abrangendo aspectos gerais, históricos, físicos, ambientais e sociais podem ser encontrados em SHS Ltda. (2008).

4.1 Geologia Local

A cidade de Bauru-SP está localizada na região central do estado de São Paulo, situada entre as altitudes de 467 m (mínima) e de 642 m (máxima) em relação ao nível do mar e assenta-se sobre as rochas do Grupo Bauru, apresentando afloramento das formações Adamantina e Marília.

Cavaguti (1981, *apud* AGNELLI, 1997) abriu um poço de 155 m de profundidade, constatando que mais superficialmente, com espessura de cerca de 52 m, foi encontrada a Formação Marília, abaixo dessa a Formação Adamantina (98 m) e, por fim, 5 m da Formação Serra Geral.

Paula e Silva, Chang e Caetano-Chang (2003) explicam que embora a Formação Adamantina aflore de modo generalizado em praticamente toda extensão de ocorrência do Grupo Bauru, existe uma pequena área parcialmente recoberta pela Formação Marília, no compartimento centro-oriental da bacia, justamente na região da cidade de Bauru-SP. Segundo os autores, a Formação Marília ocorre exclusivamente em superfície e é definida como uma unidade composta por arenitos, com teor de matriz variável e raras camadas descontínuas de lamitos vermelhos e calcários.

No entanto, De Mio (2005), com base em informações disponíveis na literatura, sugere que superficialmente no Campo Experimental de Geotecnia da Unesp de Bauru-SP é encontrada a Formação Adamantina, constituída por depósitos fluviais com predominância de arenitos finos e muito finos podendo apresentar cimentações e nódulos carbonáticos, lentes de siltitos arenosos e argilitos em bancos maciços com estratificação cruzada de pequeno e médio porte. Sendo que a porção mais superficial destes sedimentos foi submetida a intenso intemperismo tropical, podendo ainda estar presente colúvio, apesar da inexistência de “linha de pedra” na interface. Abaixo dessa, mais inferior estratigraficamente, é encontrada a Formação Marília.

Os solos de Bauru-SP, são predominantemente desenvolvidos, com alteração pronunciada dos minerais primários, característicos de clima quente e úmido. São solos espessos, porosos e bem drenados, bastante homogêneos, facilitam a absorção e circulação das águas pluviais, contribuindo para as alterações da sucção no solo encontradas nos períodos secos e úmidos.

Especificamente na área de estudo, o horizonte superficial 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, sendo que o nível d'água não foi encontrado até a profundidade de 30 m (GIACHETI *et al.*, 2019).

4.2 Monitoramento em Campo

4.2.1 Monitoramento dos Dados Pluviométricos

O Laboratório de Geotecnia e a área de estudo na Unesp de Bauru-SP estão localizados a cerca de 800 m do IPMet – Centro de Meteorologia de Bauru (Figura 4.2). O IPMet possui um extenso banco de dados com dados históricos, além de possuir monitoramento constante de variáveis meteorológicas que influenciam a interação solo-atmosfera e, por consequência, o desenvolvimento e o comportamento dos solos. A Estação Meteorológica Automática do IPMet está instalada no ponto de coordenadas (Latitude: -22.35768°, Longitude: -49.02799°) e conta com leituras, de 5 em 5 minutos, da temperatura (°C), pressão atmosférica (hPa), umidade relativa do ar (%), radiação global (W/m^2), velocidade do vento (m/s) e precipitação (mm).



Figura 4.2 – Distância aproximada entre a área de estudo e o IPMet (Fonte: Google Earth).

Desta maneira, é possível obter com boa precisão os dados pluviométricos do local estudado e relacioná-los com outras variáveis que influenciam o comportamento do solo, como a sucção.

Na Tabela 4.1 são apresentadas as médias mensais de precipitação aferidas pelo IPMet entre os anos de 2005 e 2020, bem como os valores mínimos, máximos, desvio padrão e coeficiente de variação.

Tabela 4.1 – Precipitação mensal acumulada medida em Bauru de 2005 a 2020.

Precip. (mm)	jan.	fev.	mar.	abr.	mai.	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.	total ano
Média	272,3	168,6	123,2	68,7	70,0	46,6	41,9	37,3	65,2	92,0	145,5	199,8	1331,0
Min.	104,6	42,9	0,0	8,2	10,7	0,0	0,0	0,0	3,1	0,0	63,8	0,0	948,2
Máx.	496,3	366,4	273,2	192,3	218,8	197,9	239,5	124,7	220,3	209,5	263,5	467,1	1714,9
Desvio P.	108,7	89,7	84,1	51,1	56,5	50,0	60,4	37,4	58,0	63,5	67,6	108,3	233,7
Coef. Var.	40%	53%	68%	74%	81%	107%	144%	100%	89%	69%	46%	54%	18%

Na Figura 4.3, é apresentado um gráfico ilustrativo com a variação da média mensal de precipitação que foi aferida para a cidade de Bauru entre os anos de 2005 e 2020, bem como os valores aferidos para os anos de 2016, 2017, 2018, 2019 e 2020. Nota-se que, para todos os anos, existem estações bem definidas de chuva e estiagem, fenômeno típico de regiões tropicais.

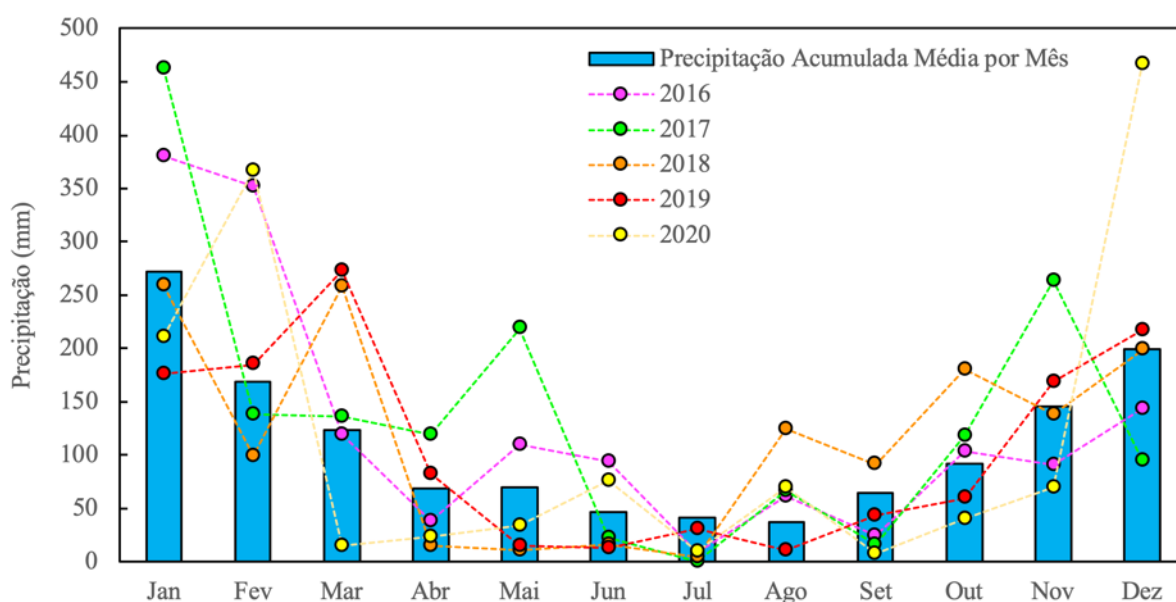


Figura 4.3 – Precipitação mensal acumulada, média e valores para os anos de 2016, 2017, 2018, 2019 e 2020 (Fonte: IPMet).

Nesse sentido, as aferições diárias realizadas pelo IPMet, permitem relacionar dados de condições atmosféricas, como os de precipitação, com outros dados aferidos em campo, como a sucção, por exemplo.

4.2.2 Monitoramento da Sucção

No local da pesquisa foram instalados seis sensores de matriz granular do tipo *Watermark* (IRMAK *et al.*, 2014). As cotas de instalação foram escolhidas para que o

monitoramento contemplasse a extensão da zona ativa do solo, até aproximadamente 5 m de profundidade. Assim, os sensores foram instalados nas profundidades de 0,4, 0,9, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade. Depois de instalados nas cotas escolhidas, foram conectados a uma central *data logger* que permite a aquisição automática dos dados, conforme ilustrado na Figura 4.4. As leituras de sucção são realizadas diariamente pelo *data logger*. Com auxílio de um software fornecido pelo fabricante, é possível importar diretamente para uma planilha eletrônica os dados de sucção de cada sensor, em kPa, além da temperatura referente a cada dia de medida. A única manutenção requerida pelo sistema é a verificação da bateria da central, que caso acabe, não permite a gravação dos dados. Para a central instalada na Unesp de Bauru-SP foi verificado que a bateria apresentou vida útil superior a 6 meses.

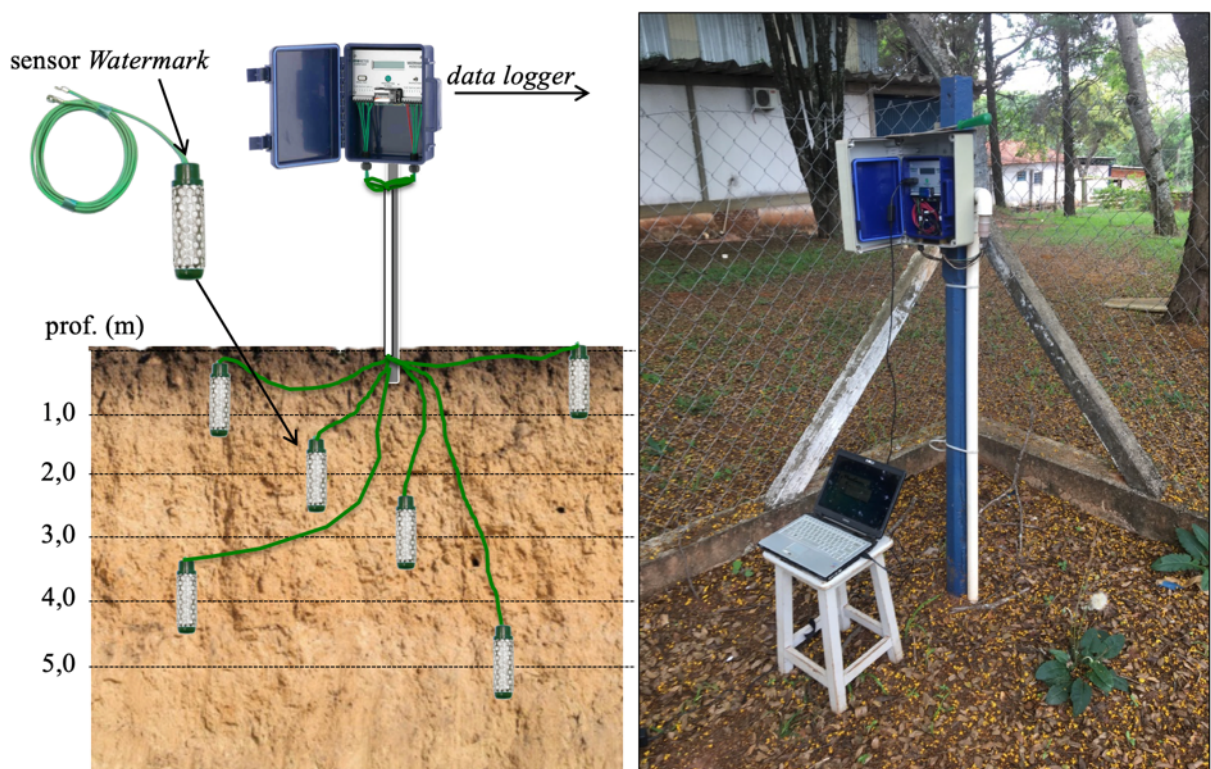


Figura 4.4 – Central de monitoramento da sucção instalado na Unesp de Bauru-SP (SAAB; RODRIGUES, 2018).

Na Figura 4.5 é apresentado um gráfico que ilustra a variação da sucção de campo, medida pelos sensores de matriz granular, com a pluviometria da região ao longo do período de 01/01/2016 a 20/04/2018. Enquanto na Tabela 4.2 são apresentados os valores médios, máximos, mínimos, desvios padrão e coeficientes de variação para as medidas de sucção aferidas nas profundidades estudadas (0,4, 0,9, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m) num período que compreende os anos de 2016 e 2017.

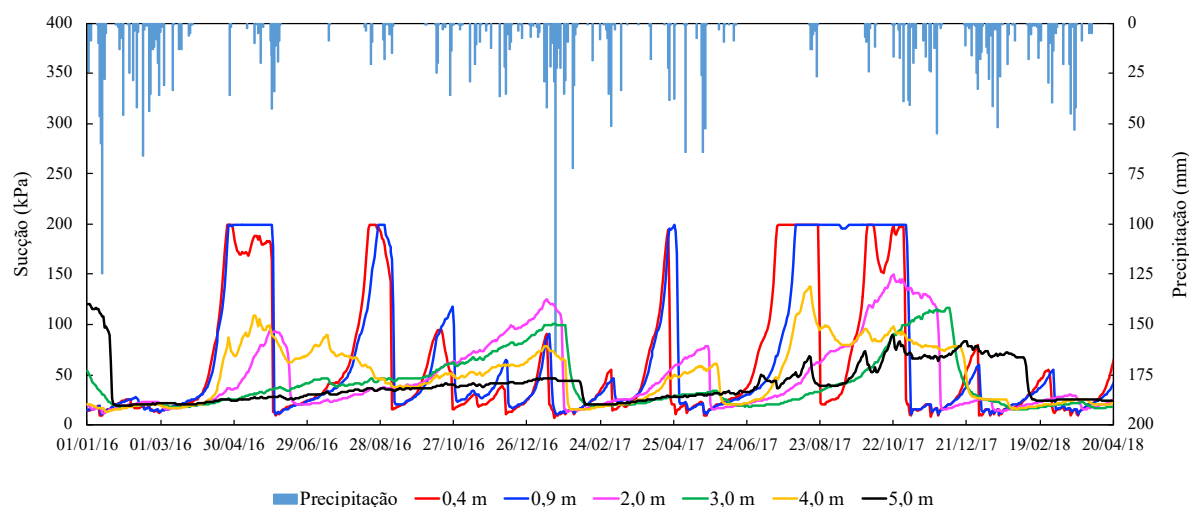


Figura 4.5 – Monitoramento da sucção em campo realizado por sensores de matriz granular e precipitações diárias aferidas para o período de 01/01/2016 a 20/04/2018.

Tabela 4.2 – Valores de sucção de campo aferidos por sensores de matriz granular para o período de 2016-2017.

(2016-2017)	0,4 m	0,9 m	2,0 m	3,0 m	4,0 m	5,0 m
Sucção Média (kPa)	63	71	51	44	54	40
Sucção Máx. (kPa)	199	199	150	117	138	120
Sucção Min. (kPa)	7	11	12	17	13	19
Desvio Padrão (kPa)	64	70	36	26	28	20
Coefficiente de Variação	101%	99%	71%	60%	52%	49%

Nota-se, da Figura 4.5, que a sucção de campo é afetada pela pluviometria, com tendência de quedas após períodos chuvosos e aumento após períodos secos, mas não de forma uniforme ao longo da profundidade. O regime de chuvas na região de Bauru é bem definido com meses chuvosos e meses secos, mas com alguns picos atípicos de precipitações importantes, como o valor aferido em 18/01/2017, em que foi verificada uma precipitação diária acumulada de 164,8 mm. No mês de janeiro de 2017 ocorreram precipitações consideráveis e acima do normal, com valores aproximados de 462 mm de chuva, o que provocou uma redução importante da sucção em todo o perfil de sucção no período subsequente. Por outro lado, nota-se que o período entre junho e agosto de 2017 foi bastante seco, tendo sido aferidos os volumes aproximados de 22 mm em junho de 2017, 0 mm em julho 2017 e 66 mm em agosto de 2017. Este período seco provocou o aumento da sucção em todo o perfil. Importante notar que as variações de sucção ao longo do tempo são mais sensíveis às quedas do que aos aumentos, onde são verificadas quedas mais acentuadas e aumentos um pouco mais lentos. Em geral, as maiores variações ocorrem mais superficialmente, até 2 m de profundidade, onde existe uma maior

interação entre solo e atmosfera. Nas profundidades entre 3 e 5 m, as variações ocorrem em menor magnitude e com quedas menos abruptas.

4.3 Caracterização Geotécnica

4.3.1 Ensaios de Campo

4.3.1.1 Prova de Carga em Placa

Agnelli (1997) investigou o solo da área de estudo por meio de provas de carga convencionais, em placas rígidas de 805 mm de diâmetro. Foram realizadas provas de carga direta, com carregamento do tipo rápido (QML), nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m em condições natural e inundada. As curvas são apresentadas na Figura 4.6

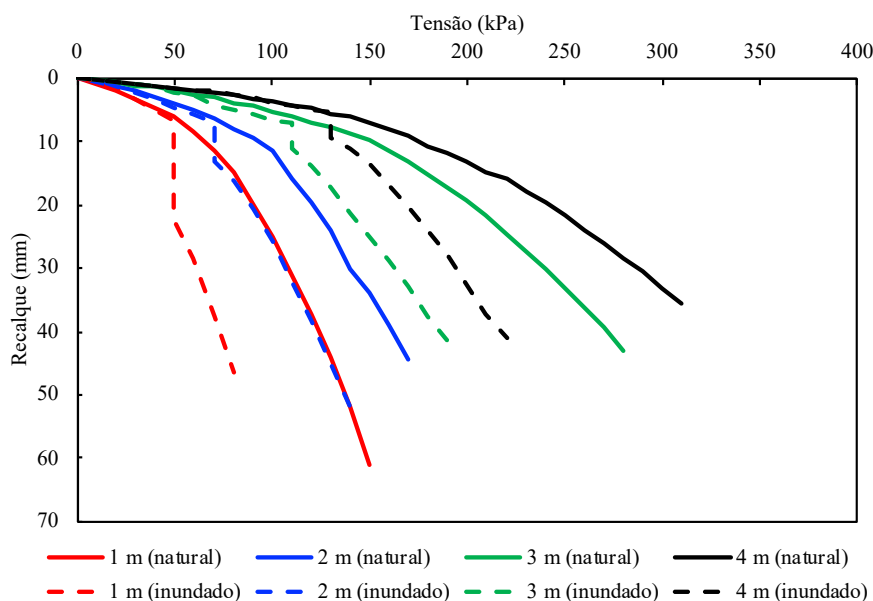


Figura 4.6 – Provas de carga convencionais em solo natural (AGNELLI, 1997).

4.3.1.2 DMT - Inundação

Na área de estudo, Rocha (2018) investigou dois locais com características distintas, sendo uma área arborizada (Local 1) e uma área aberta (Local 2). Na área aberta (Local 2), também foi construída uma cava que permitiu a inundação artificial do solo. A Figura 4.7 apresenta uma vista geral do Campo Experimental de Geotecnia da Unesp de Bauru e dos

Locais 1 e 2 investigados, enquanto a Figura 4.8 apresenta o processo de construção da cava de inundação realizado por Rocha (2018). É possível notar, da Figura 4.8b-c, que dentro da cava foram construídos oito drenos (escavados com trado e preenchidos com brita) a fim de melhorar a eficiência do processo de inundação. Antes da realização dos ensaios, o autor manteve uma lâmina d'água de aproximadamente 0,10 m por 24 horas.

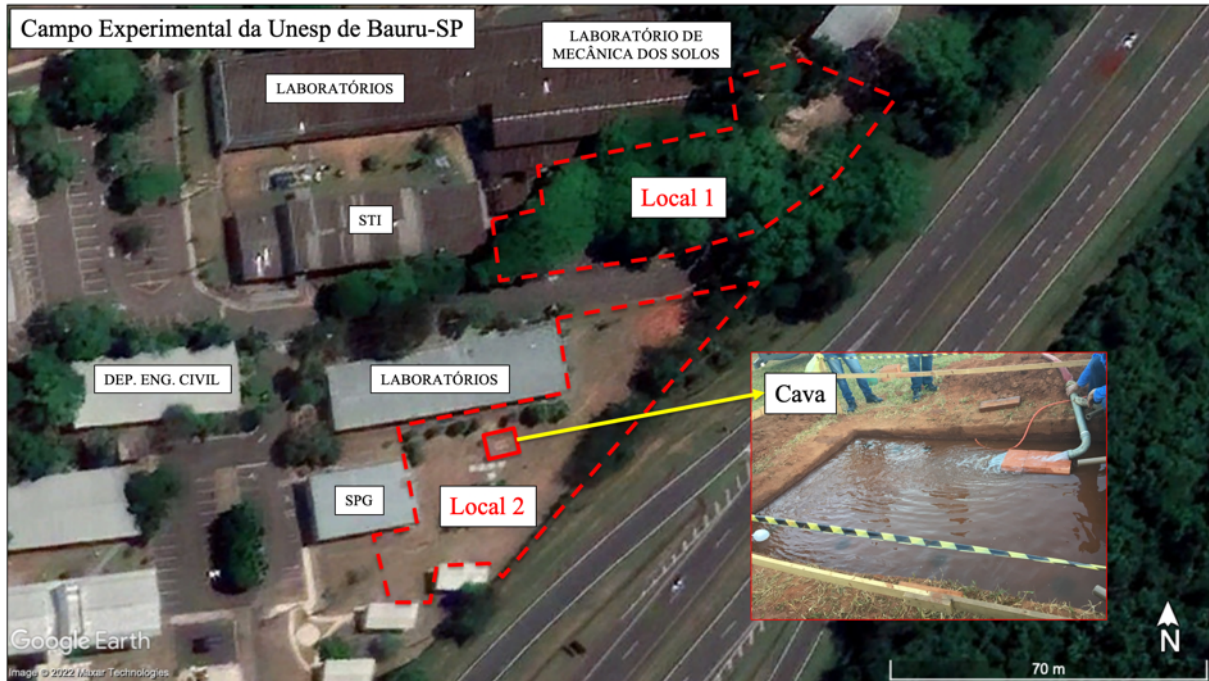


Figura 4.7 – Vista Geral do Campo Experimental de Geotecnia da Unesp de Bauru.

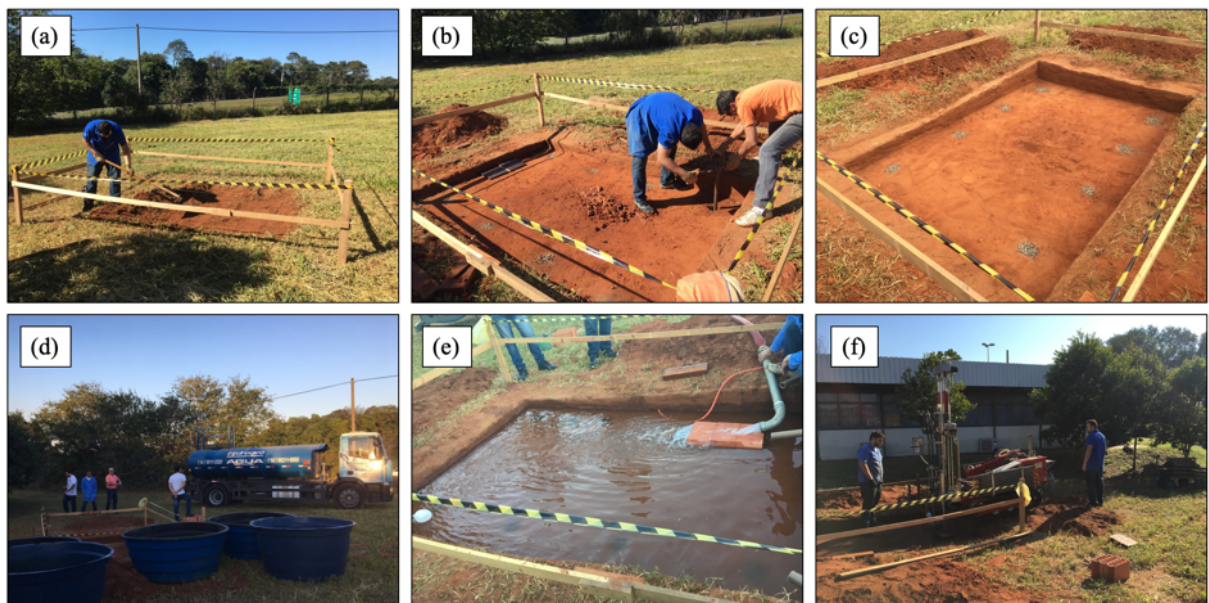


Figura 4.8 – Cava de inundação construída por Rocha (2018).

Rocha (2018) realizou campanhas (SDMT/DMT) entre abril de 2016 e setembro de 2017 (Figura 4.11), tanto para condição de umidade natural de campo (4 campanhas com 3 ensaios por campanha), quanto para a condição de inundação em cava (1 campanha com 1 ensaio). Após os ensaios, o autor realizou coleta de amostras de solo por meio de trado helicoidal para se determinar o teor de umidade ao longo do perfil investigado (Figura 4.12).

Vale ressaltar que o processo de inundação executado por Rocha (2018) consumiu um volume considerável de água, o que dificulta qualquer tentativa de implementar tal procedimento na prática da engenharia. Nesse sentido, Rodrigues (2021) desenvolveu um dispositivo que se acopla às hastes do DMT e possibilita a pré-inundação local em campo. A Figura 4.9 ilustra uma figura esquemática do dispositivo de inundação acoplado aos equipamentos utilizados no ensaio DMT.

O procedimento empregado por Rodrigues (2021) durante o DMT com o dispositivo acoplado consistiu em realizar o ensaio na condição natural a intervalos de 0,20 m, até que as profundidades de interesse (1, 2, 3 e 4 m) fossem atingidas, e a partir daí iniciou-se a inundação do solo com o volume de água pré-estabelecido. Após a inundação, se deu sequência a cravação da lâmina, em intervalos de 0,20 m, até atingir a outra profundidade em que se repetiu o processo de inundação. O autor destacou que a injeção de 100 litros de água por ponto de inundação se mostrou a mais adequada e, em função da vazão da bomba, demandou aproximadamente 3 horas. A Figura 4.10 apresenta uma representação esquemática do ensaio de DMT com o processo de inundação local proposto por Rodrigues (2021).



Figura 4.9 – Detalhe esquemático do dispositivo de inundação desenvolvido por Rodrigues (2021).

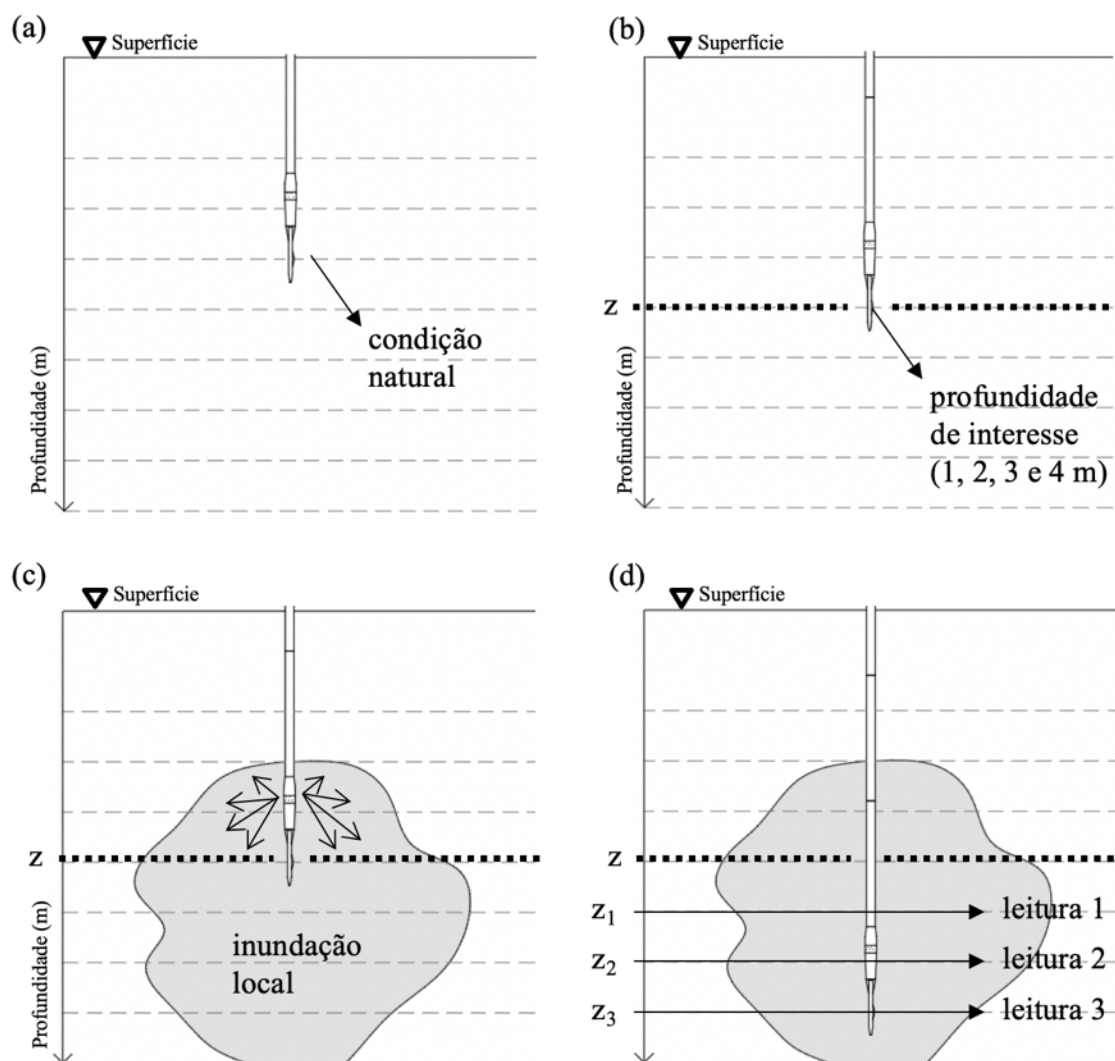


Figura 4.10 – Figura esquemática do processo de inundação local proposto por Rodrigues (2021).

A partir do dispositivo (Figura 4.9) e da rotina de ensaio proposta (Figura 4.10), o autor realizou campanhas de DMT em condição natural de campo e em condição inundada, injetando água localmente em profundidades de interesse a partir do dispositivo desenvolvido, entre janeiro e março de 2021. Após as campanhas, foram coletadas amostras de solo por meio de trado helicoidal para se determinar o teor de umidade no perfil e, dessa forma, também avaliar a “frente de inundação” e seu efeito nas leituras do DMT.

Rodrigues (2021) observa que em três horas de inundação, conseguiu-se injetar 100 L de água e esse processo atingiu uma área de influência de 0,60 m de profundidade abaixo do ponto inundado. A condição inundada provocou alterações dos parâmetros intermediários do DMT e uma redução do módulo confinado.

As leituras realizadas na zona de influência do ensaio permitem a determinação de parâmetros médios para a condição inundada, representativos para a profundidade influenciada

pela frente de umedecimento. Dessa forma, além de perfis de resultados típicos do DMT, foi possível determinar valores médios relativos aos bulbos de influência das inundações locais realizadas.

Na Figura 4.11 são apresentados os resultados obtidos por Rocha (2018) e Rodrigues (2021) para o solo da área de estudo. Os resultados das campanhas sob condição natural de Rocha (2018) são apresentados a partir de perfis dos valores médios e perfis de valores médios mais e menos desvio padrão de I_D , K_D e E_D . A condição inundada é representada por perfis de I_D , K_D e E_D obtidos por Rocha (2018) em cava inundada, além de pontos com valores médios representativos das zonas de influência das inundações locais de Rodrigues (2021) a partir de dispositivo de inundação.

Como o presente estudo tem como objeto a zona ativa do solo de Bauru, ou seja, a profundidade que é influenciada pela variabilidade sazonal e alterações no perfil de umidade/sucção, os dados foram apresentados até aproximadamente 5 m, no entanto, maiores detalhes e os perfis completos podem ser encontrados em Rocha (2018) e Rodrigues (2021).

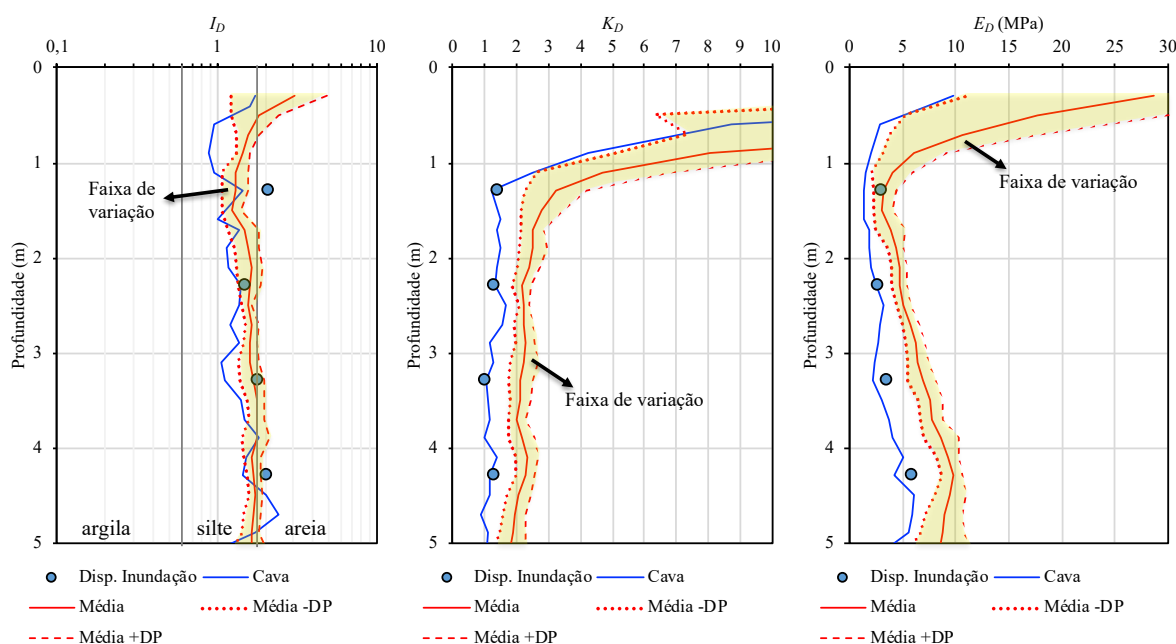


Figura 4.11 – Resultados de campanhas de ensaios DMT sob diferentes condições de campo (ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2021).

Na Figura 4.12 são apresentados os perfis de umidade correspondentes para as campanhas realizadas por Rocha (2018) e Rodrigues (2021).

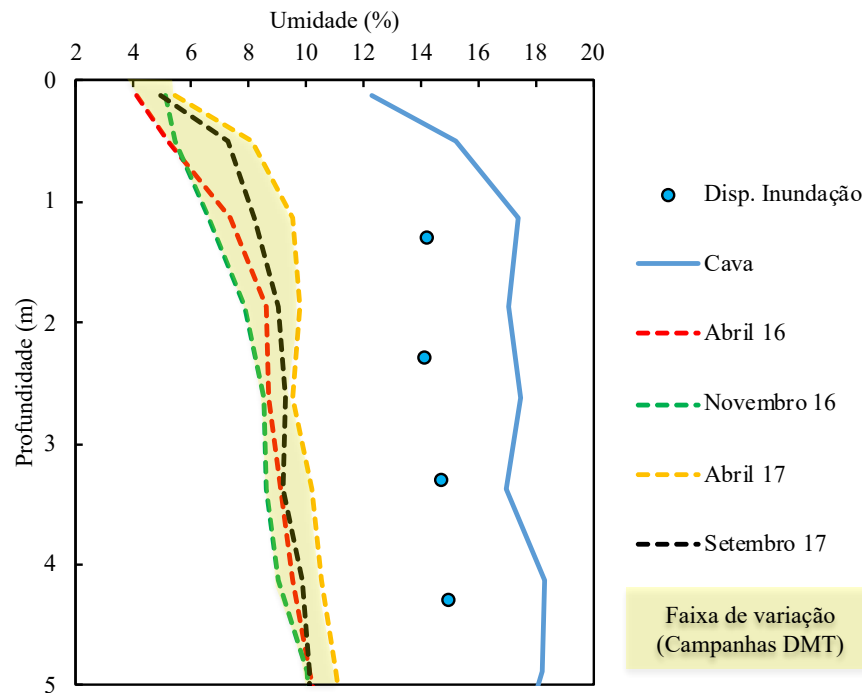


Figura 4.12 – Perfis de umidade obtidos nas campanhas de DMT realizadas (ROCHA, 2018; RODRIGUES, 2021).

A Figura 4.11 demonstra que os perfis de I_D , K_D e E_D são influenciados pela umidade de campo, principalmente para a campanha inundada, enfatizando a influência da umidade (e consequentemente da sucção) nos resultados de ensaios DMT. Observa-se, ainda, que o processo de inundação do solo proporcionou reduções nos valores de K_D e E_D , mas pouca influência em I_D , fato que também foi verificado por Lutenege (1988) e Rocha, Rodrigues e Giacheti (2021).

Importante notar que o procedimento de inundação a partir do dispositivo proposto por Rodrigues (2021) se mostrou mais eficiente, econômico, rápido e sustentável, principalmente se comparado às práticas encontradas na literatura convencionalmente utilizadas para obtenção de parâmetros na condição inundada em campo (AGNELLI, 1997; COSTA; CINTRA; ZORNBERG, 2003; CINTRA; AOKI, 2009; ROCHA, 2018).

4.3.2 Ensaios de Laboratório

Nos últimos anos, com a aquisição de equipamentos que permitem a imposição e o controle da sucção em laboratório, na Unesp de Bauru-SP foram realizados diversos estudos laboratoriais à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados (FAGUNDES, 2014; FERNANDES, 2016; SAAB, 2016; VALVERDE, 2021; FERNANDES, 2022; FERNANDES *et al.*, 2022). As

principais contribuições desses trabalhos foram as determinações de parâmetros de resistência e compressibilidade, bem como a determinação das curvas de retenção de água no solo.

As curvas de retenção de água no solo foram determinadas sob trajetória de secagem e umedecimento a partir de ensaios com papel filtro, placa de sucção e câmara de pressão. A partir dos pontos determinados pelos diferentes métodos foram realizados ajustes utilizando a equação proposta por Van Genuchten (1980). Essas curvas apresentam comportamento típico de solos arenosos (FREDLUND; XING, 1994), isto é, baixa retenção de água e uma acentuada zona de dessaturação (entre aproximadamente 1 e 10 kPa), onde mesmo com grande variação da umidade tem-se pouca variação na sucção.

Foi observado, para o solo de Bauru, que as curvas de umedecimento e secagem não apresentam histerese significativa (FAGUNDES, 2014; ROCHA, 2018). Dessa forma, no presente estudo, apenas as curvas de retenção sob trajetória de secagem serão utilizadas. As curvas determinadas em laboratório e ajustadas pelo modelo de van Genuchten (1980), são apresentadas na Figura 4.13.

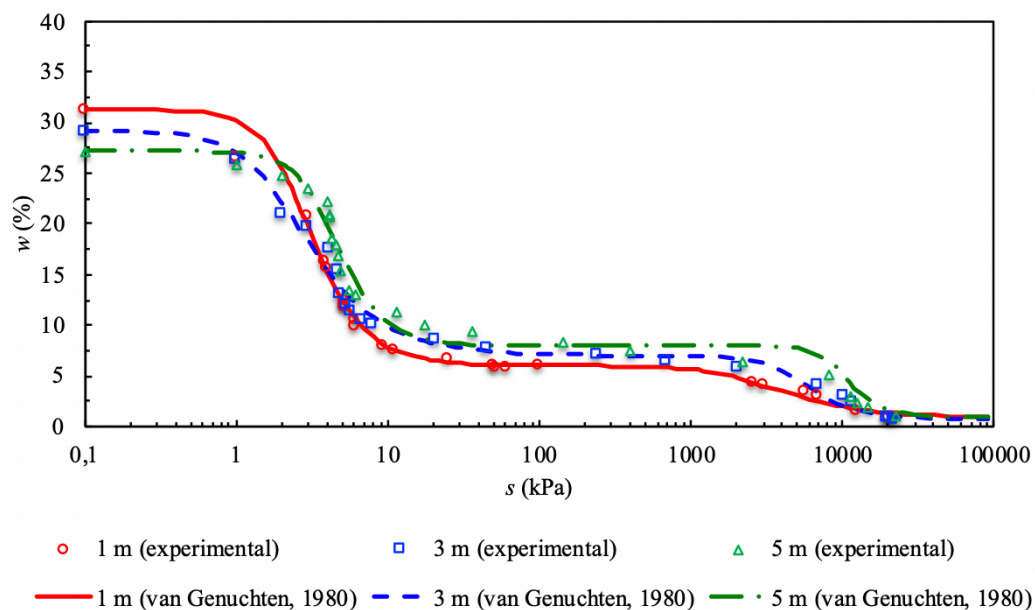


Figura 4.13 – Curvas de retenção determinadas em laboratório para o solo de Bauru (FERNANDES *et al.*, 2022).

A determinação da resistência ao cisalhamento dos solos foi feita por meio de ensaios triaxiais saturados e não saturados do tipo CD. Os níveis de sucção empregados para compor cada envoltória de resistência foram de 0, 50, 200 e 400 kPa. Constatou-se que os corpos de prova apresentaram redução de volume até a deformação de ruptura. Tais comportamentos foram observados tanto em amostras saturadas como em amostras não saturadas. A plastificação e o comportamento contrativo durante o carregamento são características comuns

em areias fofas de origem sedimentar. Os resultados e análise completa dos ensaios triaxiais podem ser encontrados em Fernandes (2016), para amostras indeformadas coletadas até 5 m de profundidade, e em Fernandes (2022), para amostras indeformadas coletadas até 16 m.

Os ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada foram realizados utilizando-se câmaras edométricas similares às desenvolvidas por Escario e Saez (1973). Os parâmetros de compressibilidade das amostras indeformadas coletadas ao longo da profundidade foram determinados sob diferentes níveis de sucção (0, 50, 100, 200 e 400 kPa) afim de avaliar seu efeito nesses parâmetros. Os resultados evidenciam a influência da sucção na tensão de pré-adensamento e no módulo edométrico. Uma análise mais detalhada dos resultados pode ser encontrada em Saab (2016), para amostras coletadas até 5 m de profundidade, e em Valverde (2021) para amostras indeformadas coletadas até 16 m.

Na Figura 4.14 é apresentada uma síntese da caracterização geotécnica previamente realizada para a zona ativa do solo de Bauru, em que são apresentadas as curvas de retenção e a variação com a sucção ao longo da profundidade da tensão de pré-adensamento, do índice de compressão, do módulo edométrico (para uma tensão de 100 kPa), da coesão e do ângulo de atrito.

Observa-se na Figura 4.14 que, de maneira geral, a sucção causa uma variação importante dos parâmetros geomecânicos em todas as amostras investigadas, sendo que essa variação é maior entre os intervalos de sucção mais baixos (de 0 a 50 kPa). Verifica-se também nessa figura que a sucção tem maior influência que a profundidade nos parâmetros geotécnicos analisados. Esses resultados destacam a importância da compreensão do efeito da sucção no comportamento desse solo, principalmente quando se tem fundações diretas apoiadas nas camadas mais superficiais, devido a uma maior variação da sucção por efeito sazonal nessa região do maciço.

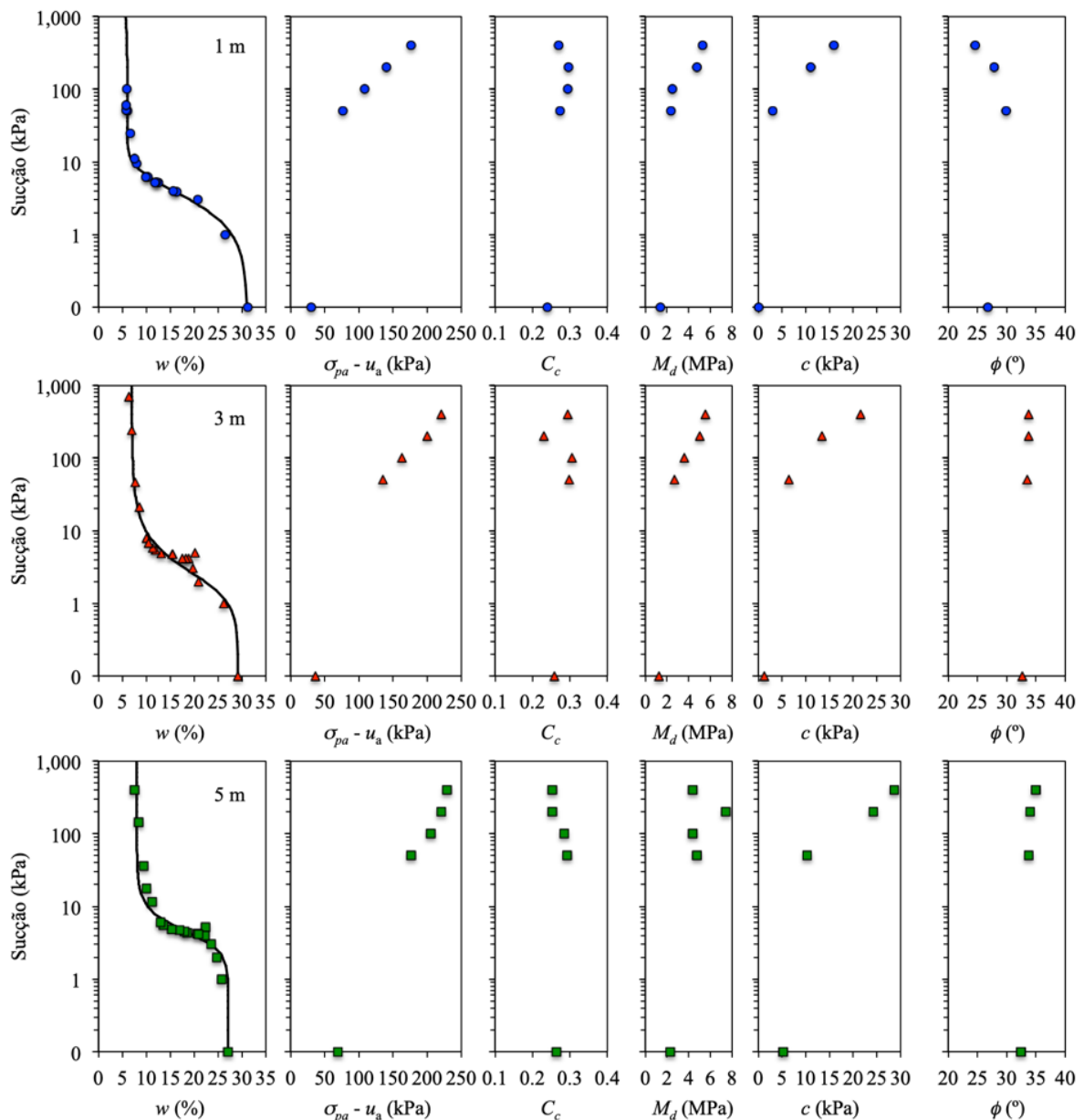


Figura 4.14 – Variação de parâmetros do solo com a sucção. Adaptado de (FERNANDES *et al.*, 2022).

A síntese dos resultados dos ensaios de laboratório realizados em amostras coletadas na zona ativa investigada (Figura 4.14) indica que a variação dos parâmetros geotécnicos observada nesse perfil do subsolo é típica de solos tropicais. Ficou evidenciado que o solo é suscetível à variações de comportamento com a sucção, com característica colapsível, fato que também foi observado por Machado e Vilar (1998) realizando estudo semelhante para o solo de São Carlos-SP.

5 MATERIAL E MÉTODOS

5.1 Ensaios de Campo

5.1.1 Prova de Carga em Placa (PLT)

O local escolhido para a pesquisa possui diversos resultados de ensaios de laboratório e de campo disponíveis na literatura. No entanto, para o desenvolvimento das abordagens de previsão de comportamento tensão-recalque objeto desse estudo, a referência que se tinha disponível eram ensaios de prova de carga mais antigos (AGNELLI, 1992, 1997), realizados em placas de 805 mm de diâmetro. No entanto, ao estudar o efeito da inundação na curva tensão-recalque a partir de um dispositivo de inundação acoplado ao DMT, Rodrigues (2021) observou que a área afetada pela inundação é de aproximadamente 0,60 m, área essa que é significativamente menor que a área de influência das provas de carga em placas de 805 mm (área de influência desses ensaios igual $2B = 1,61$ m).

Nesse sentido, com a intenção de se ter referências atualizadas, com dimensões mais coerentes com a área de influência do DMT e incorporando uma interpretação considerando a condição não saturada do solo, foram realizadas provas de carga em placas com diâmetro de 300 mm, com zona de influência de $2B = 0,60$ m, ao longo da zona ativa do solo da área de estudo. As profundidades escolhidas para o ensaio foram 1, 2, 3 e 4 m de profundidade. Foram realizados ensaios do tipo lento, tanto para o solo em condição natural, quanto para a condição inundada. Na Figura 5.1 é apresentada uma ilustração geral da configuração dos ensaios e dos equipamentos utilizados, sendo esses identificados na Tabela 5.1.

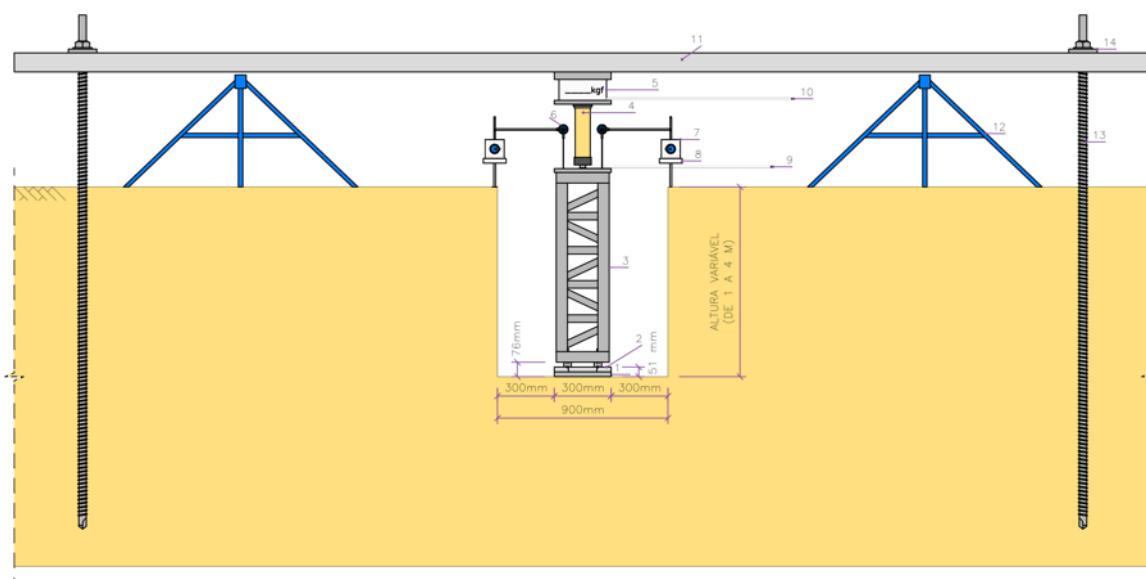


Figura 5.1 – Configuração geral do ensaio de prova de carga em placa (PLT).

Tabela 5.1 – Descrição dos materiais utilizados nos ensaios de prova de carga em placa.

ID	Material
1	Placa rígida de aço 50 1020 - $\phi = 300$ mm – espessura = 25,4 mm (1")
2	Peça de transição entre torre e placa em de aço 50 1020 - $\phi = 300$ mm – espessura = 25,4 mm (1")
3	Torre de transferência de carga
4	Macaco hidráulico – Enerpac RC106 – capacidade = 10t
5	Célula de carga – mod. MUF-2 – capacidade = 10t
6	4x Transdutor de deslocamento – mod.: DR-100A – curso de 100 mm e resolução de 0,01mm
7	4x Base magnética para fixação de transdutores de deslocamento
8	2x Régua de alumínio para utilização como viga de referência
9	Interligação com bomba manual para acréscimos de carga no macaco hidráulico
10	Display digital para leitura das cargas aplicadas
11	Viga de reação - perfil duplo TR
12	2x Cavalete
13	Hastes de ancoragem
14	Sistema de fixação da ancoragem na viga de reação

Uma vantagem considerável de ensaios com placas de menor dimensão é referente aos níveis de carregamento envolvidos no ensaio. Além de estruturas de reação menos robustas, as menores cargas mobilizadas permitem a utilização de sistemas de reação por tirantes que podem ser instalados provisoriamente no solo e depois retirados para a reutilização em outros ensaios. Para ensaios em placas maiores, geralmente, são construídas estacas de reação que são utilizadas apenas para o ensaio e depois são perdidas, o que aumenta consideravelmente o custo e a dificuldade do ensaio.

No caso das provas de carga executadas no presente estudo, o sistema de reação foi cravado e montado com auxílio de um equipamento multifunção modelo TG 63-150 da marca *Pagani Geotechnical Equipment* que possibilitou a realização de diversas campanhas de campo, especialmente os ensaios CPTs e DMTs. O sistema de reação de hastes helicoidais foi adaptado para a realização dos ensaios de prova de carga em placa por ser facilmente transportado e depois de ancorado fornecer um limite de aplicação de carga de até 15 toneladas. Na Figura 5.2 são apresentados: (a) o sistema multifunção, (b) as hastes de ancoragem utilizadas e (c) o sistema de reação montado.



Figura 5.2 – (a) Sistema multifunção; (b) hastes de ancoragem; (c) sistema de reação montado em campo.

Detalhes da placa, da peça de transição e da torre de transferência de carga são apresentados a Figura 5.3, enquanto na Figura 5.4 tem-se a vista geral da configuração do ensaio montada em campo.

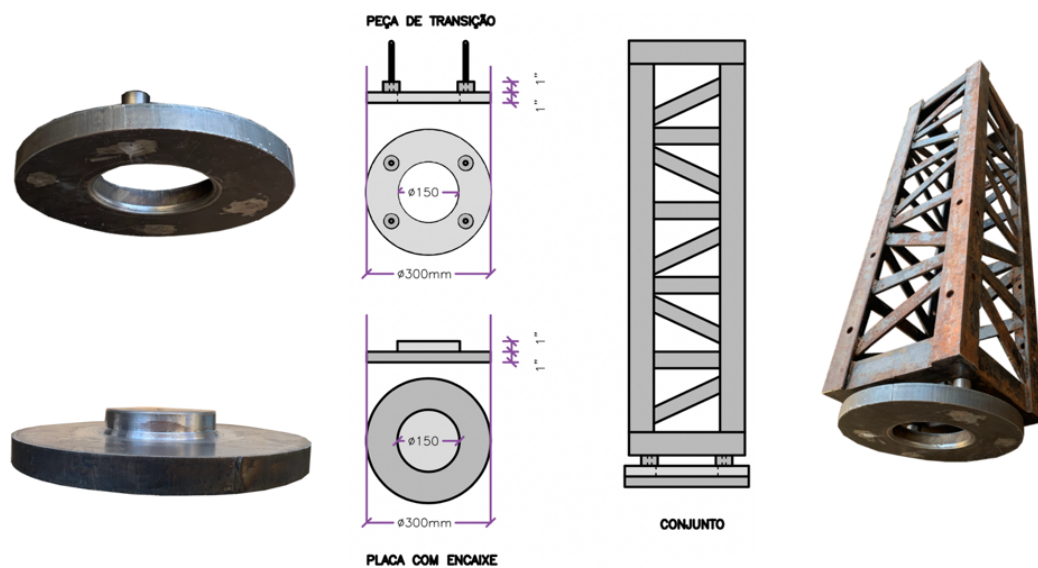


Figura 5.3 – Detalhes da peça de transição, placa e torre de transferência de carga.



Figura 5.4 – Fotografia e detalhes gerais do ensaio sendo executado em campo.

Após os ensaios, foram coletadas amostras numa profundidade correspondente à metade da área de influência do ensaio, ou seja, $1B = 0,30$ m abaixo da placa. Apenas para os ensaios inundados a 3 e 4 m de profundidade, por motivos de segurança, foram coletadas amostras por meio de trado ao lado da placa instalada, mas também 0,30 m abaixo do ponto de apoio da placa. Na Figura 5.5 tem-se detalhes do processo de coleta de amostras deformadas para a determinação da umidade de campo após a realização dos ensaios.



Figura 5.5 – (a) Poço aberto para desmontar ensaio e coletar amostra; (b) coleta de amostra por meio de trado; (c) detalhe de amostra coletada.

Os ensaios inundados foram realizados a partir de uma rotina pré-estabelecida criada para garantir a inundação do solo ao longo da zona de influência do ensaio:

1. Escavação do poço ensaio;
2. Nivelamento da base;

3. Instalação da placa;
4. Execução de lastro na base do poço, ao redor da placa, com brita nº1 e de espessura de aproximadamente 25 mm;
5. Montagem da torre de transferência de carga;
6. Imposição de inundação, com lâmina d'água de aproximadamente 0,05 m, por 24 horas;
7. Execução do ensaio.

Para o ensaio inundado a 1 m de profundidade, também foi instalado um tensiômetro para auxiliar no controle do processo de inundação. O equipamento foi instalado na profundidade equivalente à metade daquela do bulbo de influência do ensaio, $1B = 0,30$ m, abaixo da base do poço. Verificou-se que após 2 horas de inundação, a sucção aferida pelo tensiômetro foi de 22 kPa, valor aferido antes do início do processo de inundação, para 0 kPa (valores já corrigidos com a altura da coluna d'água do tensiômetro). Importante notar que mesmo que se tenha o entendimento que o bulbo de influência do ensaio estivesse saturado com aproximadamente 2 horas de inundação, adotou-se como procedimento manter o processo por 24 horas. Na Figura 5.6 é apresentada uma sequência ilustrativa do processo de inundação.



Figura 5.6 – Detalhes gerais do processo de inundação do ensaio PLT: (a) instalação do tensiômetro; (b) montagem da torre e equilíbrio da sucção; (c) início do processo de inundação; (d) processo de inundação em andamento.

Tanto para os ensaios na condição natural (não saturados), quanto para os ensaios inundados, foi escolhido o processo de ensaio com carregamento lento, conforme Item 4.4.1 da ABNT NBR 6.489 (2019). Nesse tipo de ensaio a duração de cada estágio de carregamento depende da estabilização das deformações e seguem os critérios:

- O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, com acréscimos de cargas de no máximo 20% da carga admissível estimada para o sistema;
- Em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min;
- Em cada estágio de carga, os recalques devem ser lidos imediatamente após a aplicação das cargas e após intervalos de tempo sucessivamente em intervalos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, e assim sucessivamente, em intervalos de 1 h, contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização dos recalques;
- A estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento existente no mesmo estágio, que significa a diferença entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual;
- O ensaio deve ser levado até pelo menos o dobro da tensão admissível do sistema ou até o deslocamento máximo estabelecido pelo projetista;
- Terminado o estágio final de carregamento, caso não sejam atingidos deslocamentos que caracterizem a ruptura geotécnica, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 h entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento;
- O descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os mesmos critérios estabelecidos para os estágios de carregamento, mas com tempo mínimo de cada estágio de 15 min;
- Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização, de acordo com os mesmos critérios de estabilização dos estágios de carregamento.

5.1.2 Previsão da Curva Tensão-Recalque a partir do DMT

As equações utilizadas para previsão da curva tensão-recalque por meio do DMT estão descritas no Item 3.2.3 deste documento. A sistematização dessa proposta foi feita por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) e adaptada por Silva, Rocha e Giacheti (2019), e é apresentada a seguir:

1. Utilizar dados do DMT e as equações propostas para determinar o módulo confinado ao longo do perfil de solo;
2. Calcular o módulo para a zona de influência de uma placa de aço rígida (esse valor pode ser considerado $2B$);
3. Em uma condição de trabalho, considerar que o módulo obtido pelo DMT é similar ao módulo obtido por uma prova de carga;
4. Calcular a tensão aplicada no solo (q_{app}) por meio da *Equação 3.15*;
5. Assumir um valor para o coeficiente C da *Equação 3.13* proposta por Décourt (1999), sendo que para solos brasileiros o valor de 0,42 tem boa aplicabilidade;
6. A partir da *Equação 3.13*, assumir que a relação $\left(\frac{q}{q_{uc}}\right)$ é igual a 0,486;
7. Calcular a capacidade de carga convencional (q_{uc}) a partir dos resultados dos passos 4 e 6;
8. No caso de placa/fundação circular, utilizar a *Equação 3.14* proposta por Décourt (1999) cálculo da dimensão equivalente (B_{eq});
9. Plotar a curva tensão-recalque a partir da *Equação 3.13* proposta por Décourt (1999).

Dessa forma, os resultados de ensaios DMT realizados por Rocha (2018) e Rodrigues (2021) na área de estudo (Figura 4.11) foram utilizados para a aplicação da rotina de interpretação apresentada. Os cálculos foram realizados considerando uma zona de influência de 0,60 m (placa de 300 mm), dessa forma, os módulos confinados obtidos pelo DMT (M_{DMT}) foram determinados para 3 leituras abaixo das profundidades de interesse de 1, 2, 3 e 4 m de profundidade, tanto para a condição natural, quanto para a condição inundada.

A condição inundada foi analisada a partir das campanhas com inundação local realizadas por Rodrigues (2021). As determinações a partir do DMT para condição inundada, utilizadas para a montagem da curva tensão-recalque são apresentados na Tabela 5.2. Rocha (2018) também realizou campanha de ensaio DMT em cava inundada que será utilizada nesse

estudo apenas para discutir a eficiência do processo de inundação do dispositivo acoplado ao DMT. As previsões pelo DMT a partir dos resultados em cava e dos resultados do dispositivo local de Rodrigues (2021) ficaram muito próximas. Dessa forma, como a inundação local é um processo de aplicação mais fácil, apenas este foi utilizado para realizar as previsões.

Tabela 5.2 – M_{DMT} , q_{app} e q_{uc} a partir dos resultados DMT para a condição inundada a partir de dispositivo de inundação (RODRIGUES, 2021).

Prof. (m)	Inundado Dispositivo Rodrigues (2021)		
	M_{DMT} (kPa)	q_{app} (kPa)	q_{uc} (kPa)
1	2632,4	60,3	124,0
2	2231,8	51,1	105,1
3	2330,5	53,4	109,8
4	5392,0	123,6	253,9

Importante destacar que a zona de influência das inundações locais realizadas por Rodrigues (2021) atingiu de 0,60 a 0,90 m abaixo da profundidade de interesse, e, por esse motivo, os parâmetros obtidos do DMT para a condição inundada foram calculados a partir de 3 leituras (a cada 0,20 m) abaixo das profundidades de 1, 2, 3 e 4 m. Dessa forma, a utilização dos resultados do DMT inundado para o estudo da curva tensão-recalque, é necessário que as interpretações sejam realizadas levando em consideração essa zona de influência.

As determinações para condição natural foram realizadas a partir de 4 campanhas (abril/16, novembro/16, abril/17 e setembro/17), com 3 ensaios DMT por campanha (ROCHA, 2018). Dada a variabilidade sazonal existente para o solo estudado, as interpretações foram realizadas a partir de parâmetros médios e médios mais ou menos desvio padrão, o que resulta numa faixa de variação. A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros determinados para a condição natural utilizados na montagem da curva tensão-recalque a partir da *Equação 3.13* de Décourt (1999).

Tabela 5.3 – M_{DMT} , q_{app} e q_{uc} a partir dos resultados DMT para a condição natural, valores médios, médios - desvio e médios + desvio (ROCHA, 2018).

Prof. (m)	Natural Média Rocha (2018)			Natural Média -DP Rocha (2018)			Natural Média +DP Rocha (2018)		
	M_{DMT} (kPa)	q_{app} (kPa)	q_{uc} (kPa)	M_{DMT} (kPa)	q_{app} (kPa)	q_{uc} (kPa)	M_{DMT} (kPa)	q_{app} (kPa)	q_{uc} (kPa)
1	5208,8	119,4	245,3	2339,6	53,6	110,2	8568,7	196,4	403,5
2	5156,0	118,2	242,8	3815,5	87,4	179,7	6602,4	151,3	310,9
3	7197,7	165,0	339,0	4952,0	113,5	233,2	9782,8	224,2	460,7
4	10045,8	230,2	473,1	7522,8	172,4	354,3	12912,4	295,9	608,1

Vale destacar, na Tabela 5.3, que as médias e desvios foram determinados para os parâmetros intermediários (I_D , K_D e E_D) obtidos dos ensaios e a partir desses foram determinados os módulos (médios e médios $\pm$ desvio) apresentados na tabela. Por conta disso, as diferenças entre os módulos médios e médios $\pm$ desvio não são exatamente as mesmas.

5.2 Ensaios de Laboratório: Interpretação e Obtenção de Parâmetros

Nesta pesquisa sistematizou-se os resultados de ensaios de laboratório disponíveis na literatura, de modo a definir as leis e parâmetros constitutivos mecânicos e hidráulicos determinados para área de estudo ao longo da zona ativa, ou seja, até 4,0 m de profundidade.

Os resultados de ensaios de laboratório de Fernandes (2016) e Saab (2016) foram interpretados para investigar a influência da sucção no comportamento do solo e para alimentar as equações constitutivas nos modelos mecânicos (*Equação 3.25*, *Equação 3.26*, *Equação 3.27* e *Equação 3.28*) e hidráulicos utilizados pelo programa CODE_BRIGHT. Os ensaios com sucção controlada realizados ao longo da profundidade (de 1 a 5 m), permitiram a determinação de parâmetros constitutivos para os horizontes de interesse do presente estudo (1, 2, 3 e 4 m).

Como modelo constitutivo hidráulico, foi adotada a Lei de Darcy, que relaciona o fluxo advectivo de líquido para gradientes de pressão, conforme *Equação 5.1*. A condutividade hidráulica ao longo da profundidade foi determinada a partir do estudo de Yacoub *et al.* (2022).

$$\mathbf{q}_l = -\frac{\mathbf{k}k_{rl}}{\mu_l}(\nabla p_l - p_l \mathbf{g}) \quad \text{Equação 5.1}$$

Em que,

- $\mathbf{q}_l$ vetor de fluxo de líquidos;
- $\mathbf{k}$ tensor de permeabilidade intrínseca;
- k_{rl} permeabilidade relativa do líquido;
- μ_l viscosidade dinâmica do líquido;
- p_l pressão no líquido;
- $\mathbf{g}$ vetor de aceleração da gravidade.

As curvas de retenção de água utilizadas foram obtidas a partir do ajuste proposto por van Genuchten (1980), conforme *Equação 5.2*. Para o solo estudado, foram determinadas curvas a 1, 3 e 5 m (SAAB, 2016). Dessa forma, para as previsões numéricas objeto do presente

estudo (a 1, 2, 3 e 4 m), foram utilizadas as curvas de 1 m (para o horizonte de 1 e 2 m) e de 3 m (para o horizonte de 3 e 4 m).

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{p_g - p_l}{P_o} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad \text{Equação 5.2}$$

Em que,

S_e grau de saturação efetivo;

S_l grau de saturação;

S_{rl} grau de saturação residual;

S_{ls} grau de saturação máximo;

p_g pressão no gás;

p_l pressão no líquido;

λ parâmetro da curva de retenção (VAN GENUCHTEN, 1980);

P_o parâmetro da curva de retenção (VAN GENUCHTEN, 1980).

O modelo de van Genuchten (1980) foi adotado para a função de permeabilidade relativa do líquido, conforme *Equação 5.3*.

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left(1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{\lambda}} \right)^{\lambda} \right)^2 \quad \text{Equação 5.3}$$

Em que,

k_{rl} permeabilidade relativa do líquido;

S_e grau de saturação efetivo;

λ parâmetro da curva de retenção (VAN GENUCHTEN, 1980).

As equações constitutivas apresentadas foram resolvidas de maneira acoplada com as equações de balanço (de momento - *Equação 3.29*; de massa de sólidos - *Equação 3.30*; de massa de água - *Equação 3.31*) no programa CODE_BRIGHT (OLIVELLA *et al.*, 1996).

O programa GiD é utilizado nas etapas de pré e pós-processo das simulações numéricas. O pré-processo consiste na criação da geometria do problema, atribuição de materiais e suas propriedades, prescrição das condições de contorno do problema e criação da malha de elementos finitos. As geometrias dos problemas analisados foram definidas considerando as dimensões reais dos ensaios de provas de carga, com placas de 300 mm de diâmetro, realizados

ao longo da profundidade. As simulações foram realizadas em modelo 2D, mas com base em condições axissimétricas em torno do eixo vertical. As principais condições iniciais e de contorno adotadas para os problemas foram: tensões geostáticas iniciais e sucção inicial e restrição de movimento lateral e vertical. A condição inundada foi simulada considerando a base do poço de ensaio sob condição saturada (i.e., sucção = 0 kPa). Os estágios de carregamento foram realizados com aplicação de cargas uniformemente distribuídas sobre a placa rígida. As malhas foram adotadas após a realização de análises de sensibilidade e testes de convergência, para evitar a dependência dos resultados numéricos com o tamanho da malha. A geometria, malha de elementos finitos e principais condições de contorno adotadas para as simulações de ensaios de prova de carga a 1, 2, 3 e 4 m de profundidade são apresentadas na Figura 5.7, Figura 5.8, Figura 5.9 e Figura 5.10, respectivamente.

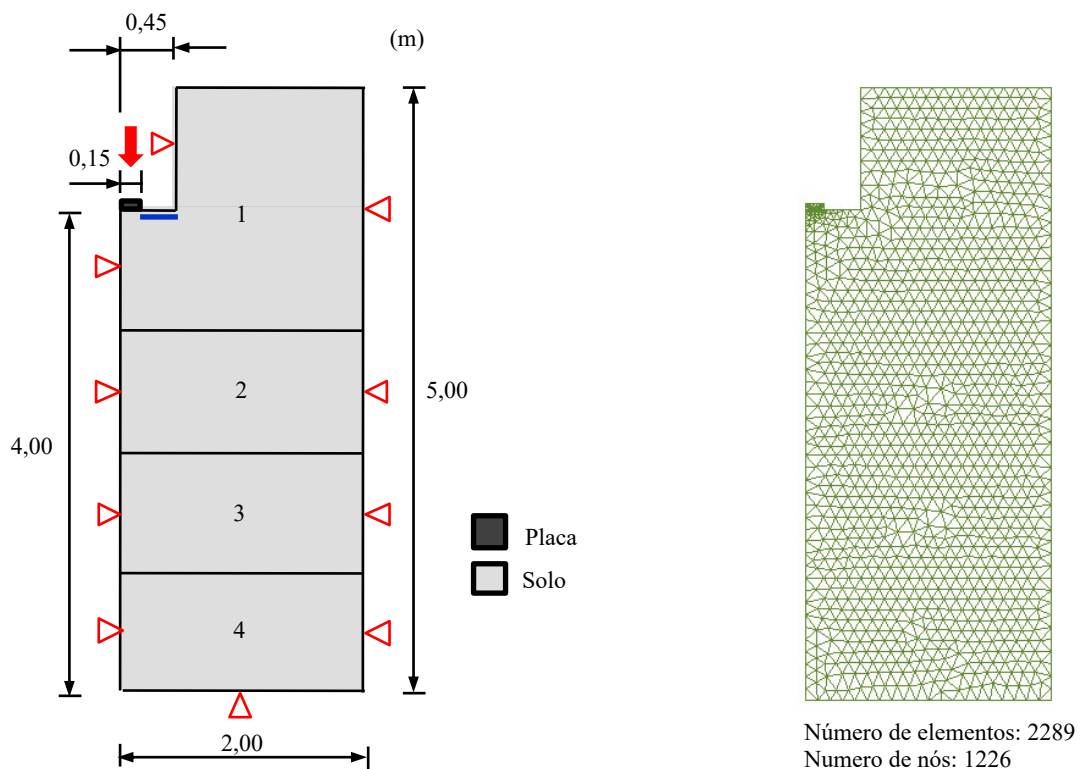


Figura 5.7 – Geometria, malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações de ensaios de prova de carga a 1 m de profundidade.

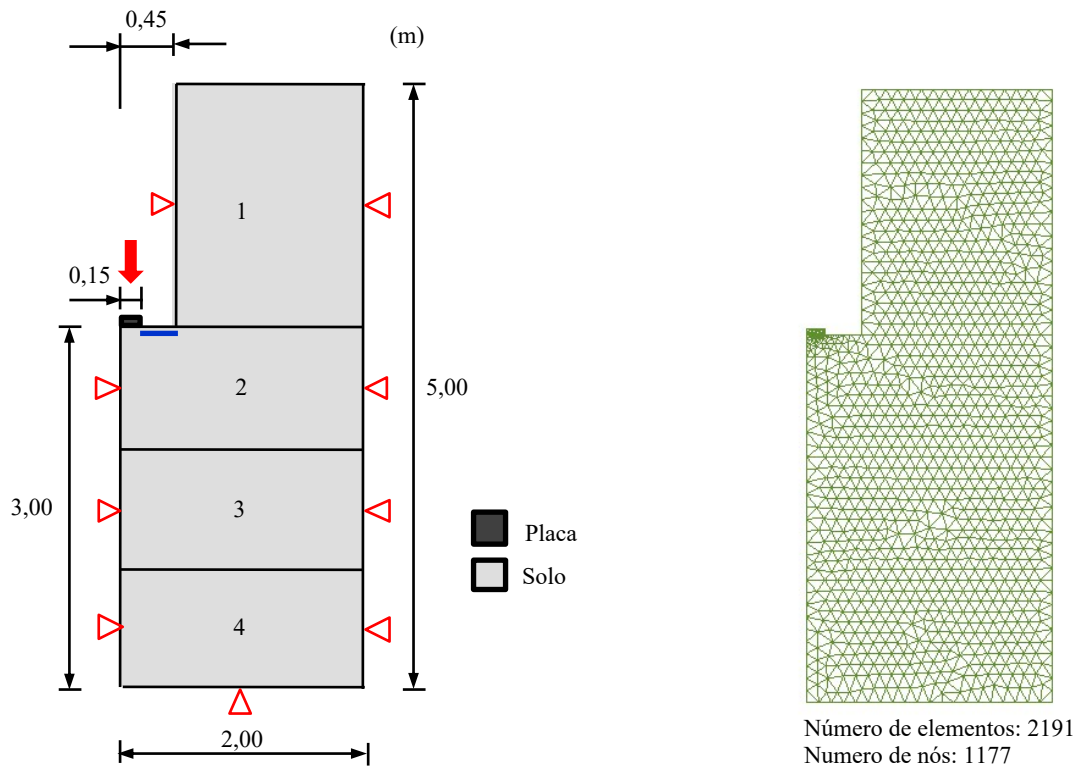


Figura 5.8 – Geometria, malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações de ensaios de prova de carga a 2 m de profundidade.

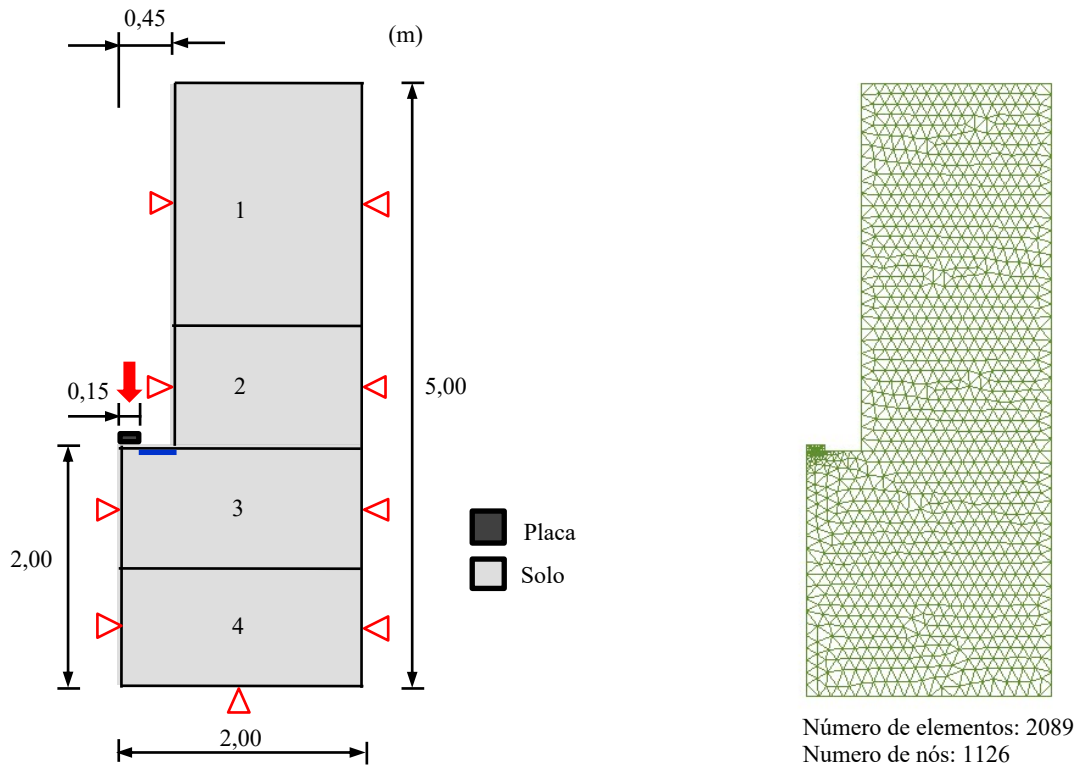


Figura 5.9 – Geometria, malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações de ensaios de prova de carga a 3 m de profundidade.

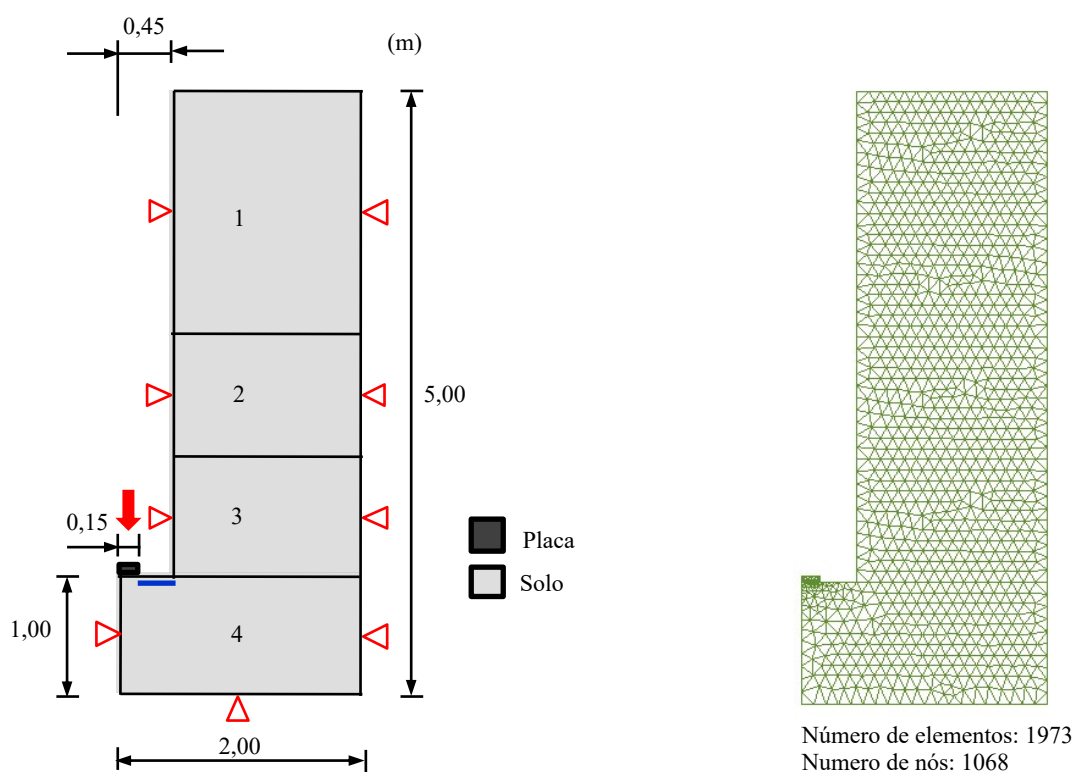


Figura 5.10 – Geometria, malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações de ensaios de prova de carga a 4 m de profundidade.

Após o pré-processo, o CODE_BRIGHT é iniciado, realiza a análise do problema a partir da resolução das equações (constitutivas e de balanço) anteriormente apresentadas de maneira acoplada e grava as respostas em arquivo específico. Os cálculos realizados de simulação (ensaio inundado) e de previsão (ensaios não saturados) das provas de carga em placa duraram cerca de 10 min cada. Foram realizados quatro cálculos por profundidade, conforme apresentado na Tabela 5.4. As sucções impostas no problema para a previsão das curvas foram escolhidas de maneira a contemplar a variação da sucção de campo verificada pelo monitoramento.

Tabela 5.4 – Cálculos de simulação e previsão de provas de carga em placa realizados.

Prof. (m)	$s = 0$ kPa	$s = 50$ kPa	$s = 100$ kPa	$s = 200$ kPa
1	X	X	X	X
2	X	X	X	X
3	X	X	X	X
4	X	X	X	X

Por fim, na fase de pós-processo, as respostas da análise, tais como carregamento e deslocamento em y , são lidas pelo GiD e podem ser interpretadas tanto na interface de pós-

processo do programa, quanto exportar para planilha específica. Como ilustração, na Figura 5.11 é apresentado um perfil obtido no GiD e uma representação esquemática do ensaio simulado para o perfil do solo inundado com indicação dos recalques calculados numericamente na análise axissimétrica do ensaio de prova de carga em placa realizado a 1 m de profundidade. Para os 16 cálculos realizados (1, 2, 3 e 4 m de profundidade, sob sucções de 0, 50, 100 e 200 kPa) foram exportadas curvas tensão-recalque que são apresentadas e discutidos na sequência da tese.

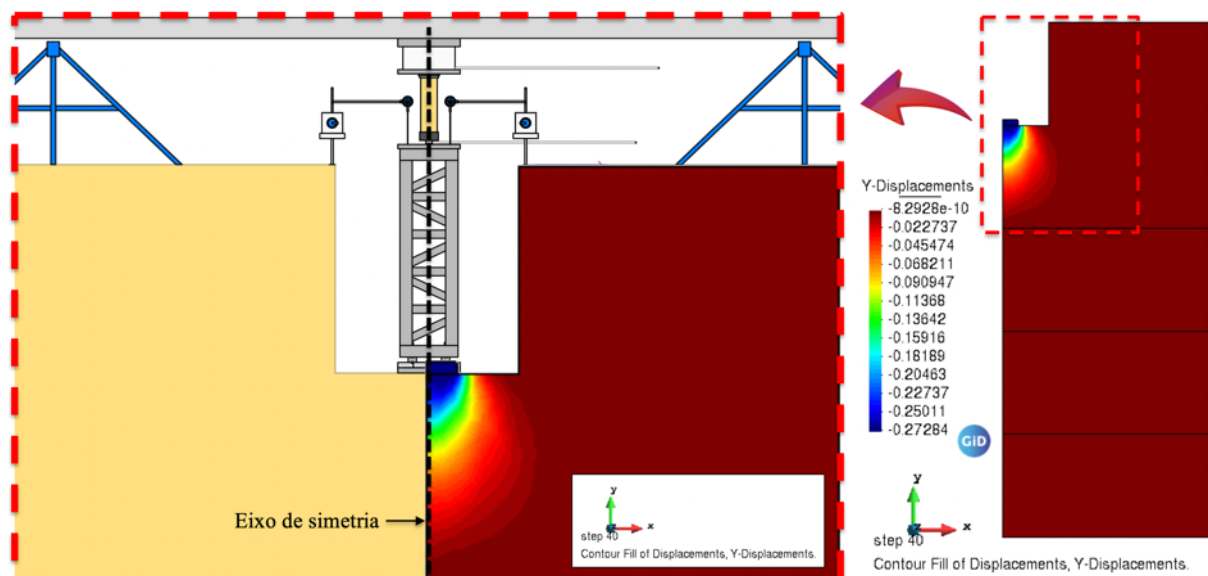


Figura 5.11 – Perfil de solo com indicação dos recalques calculados numericamente em análise axissimétrica.

6 RESULTADOS E ANÁLISES

6.1 Prova de Carga em Placa (300 mm)

Na Tabela 6.1, tem-se para cada ensaio de prova carga a profundidade em que ela foi realizada, a umidade do solo e a capacidade de carga convencional definida a partir da interpretação da curva tensão-recalque obtida, que estão na Figura 6.1. Os resultados estão apresentados por profundidade e condição do solo, sendo que as linhas contínuas se referem aos ensaios em condição natural (não saturada) e as linhas tracejadas se referem aos ensaios inundados.

Tabela 6.1 – Provas de carga em placa realizadas na área de estudo.

Condição Natural				Condição Inundada			
Prof.	Data	w (%)	q_{uc} (kPa)	Prof.	Data	w (%)	q_{uc} (kPa)
1 m	12/04/22	8,6	213	1 m	16/05/22	17,7	108
2 m	20/04/22	10,3	244	2 m	20/05/22	17,7	126
3 m	03/05/22	9,4	348	3 m	27/05/22	16,5	130
4 m	05/05/22	9,7	361	4 m	08/06/22	18,3	236

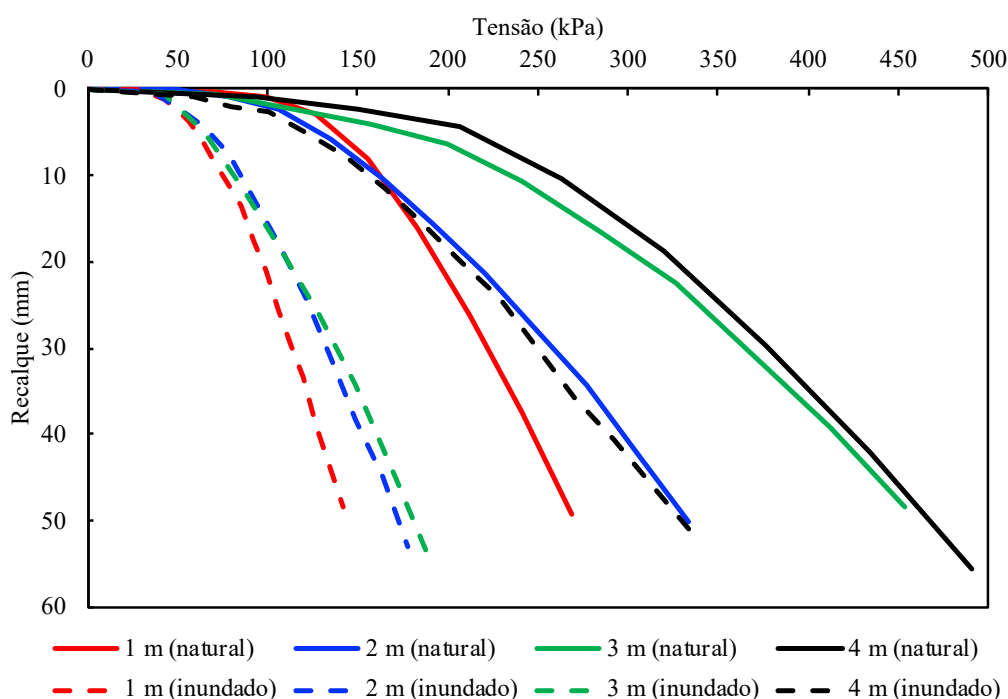


Figura 6.1 – Resultados das provas de carga em placa realizadas ao longo da profundidade na área de estudo.

Nota-se, ao longo do perfil investigado, que as curvas apresentaram comportamento coerente com as referências existentes para a área estudada, mas em placas de 805 mm (AGNELLI, 1997). O aumento da profundidade leva ao solo maior rigidez devido ao efeito do confinamento. Da mesma forma, a sucção confere aos ensaios na condição não saturada uma maior rigidez e um menor nível de recalque que os ensaios inundados a um mesmo nível de tensões, comportamento típico observado em solos colapsíveis.

Conforme se verifica na Figura 6.1, nenhuma das curvas apresentou uma ruptura física do sistema. Tal constatação está de acordo com as observações de Décourt (1999), que ao estudar resultados de diversos ensaios de prova de carga, de diferentes dimensões e em diferentes locais do mundo, constatou que nenhuma das curvas apresentou ruptura nítida, ou seja, não foi possível identificar visualmente nenhum ponto específico que pudesse caracterizar uma ruptura física do sistema.

Para melhores comparações com os resultados obtidos para provas de carga convencionais (placa de 805 mm de diâmetro) realizadas no mesmo solo e profundidades (AGNELLI, 1997), é necessário adotar alguma abordagem de normalização para retirar o efeito escala das interpretações. Com esse intuito, é comum adotar uma normalização das deformações, em que o recalque é dividido pela dimensão equivalente (B_{eq}) do elemento de fundação (BRIAUD; JEANJEAN, 1994; BRIAUD, 2007). No mesmo sentido, Décourt (1999) propõe uma outra abordagem para a normalização das curvas, em que além da normalização dos recalques por B_{eq} , também se faz a normalização das tensões aplicadas, dividindo essas pela capacidade de carga convencional do sistema (q_{uc}), tensão correspondente a um recalque igual a 10% do B_{eq} . Maiores detalhes sobre essa abordagem para analisar resultados de provas de carga e exemplos da aplicação do método, são apresentados em Décourt (1999).

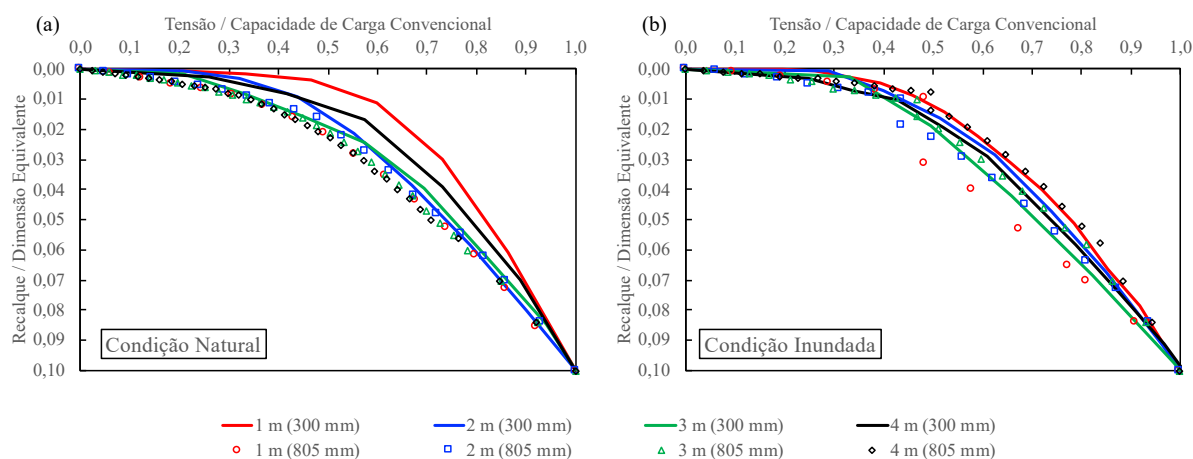


Figura 6.2 – Curvas dos ensaios de prova de carga em placa de 805 mm (AGNELLI, 1997) e de 300 mm normalizadas de acordo com a proposta de Décourt (1999) para a condição natural (a) e inundada (b).

Nota-se, da Figura 6.2, que ao normalizar as curvas, essas tendem a se aproximar. Tanto para os ensaios para o solo na condição natural (não saturados), quanto para os ensaios para o solo na condição inundada, observa-se uma boa concordância entre os resultados normalizados obtidos para duas dimensões distintas de placa. Décourt (1999) observou que as curvas obtidas por provas de carga em placas/sapatas tendem a uma única curva, denominada pelo autor de "Curva Básica", que podem ser ajustadas a partir da *Equação 3.13*. Importante ressaltar que para os resultados originais de Agnelli (1997), não se atingiu o recalque estipulado por Décourt (1999) de 10% do diâmetro equivalente, ou seja, 71,3 mm. Dessa forma, foi necessário ajustar um prolongamento das curvas para se atingir o critério de recalque estabelecido de 10% do diâmetro equivalente. Além disso, para os ensaios inundados, Agnelli (1997) realizou a inundação após o início do ensaio, após decorridos alguns estágios sob condição não saturada, ou seja, nos estágios iniciais das provas de carga inundadas (Figura 6.2b) existem pontos que não retratam tal condição.

Nos pontos obtidos por Agnelli (1997) após as inundações, a normalização das curvas inundadas tem uma melhor concordância com as curvas obtidas por meio da placa de 300 mm. Entende-se que o efeito de escala é melhor eliminado para perfis de solos homogêneos e isotrópicos com profundidade, como solos saturados ou secos. No caso de solos não saturados, deve-se levar em consideração o efeito dessa condição e o perfil de distribuição de sucção com a profundidade, pois placas diferentes levam a valores médios de sucção diferentes e, consequentemente, resultados diferentes.

Ainda, dos resultados obtidos, entende-se que as provas de carga com placas de 300 mm permitem uma avaliação adequada do comportamento tensão-recalque do solo, o que simplifica a realização de ensaios em placa, devido a maior facilidade e agilidade do processo, em comparação às provas de carga convencionais (diâmetro mínimo de 800 mm), que eram anteriormente prescritas em norma.

O uso de ensaios em placas de dimensões reduzidas, agora permitidos por norma, tem um grande potencial de uso e pode melhorar muito as etapas de investigação, projeto e, consequentemente, a previsão de desempenho de fundações diretas em solos colapsíveis. Não obstante, a interpretação dos ensaios levando em consideração os conceitos da condição não saturada é um desenvolvimento importante que aproxima os avanços obtidos recentemente, sobretudo em ensaios especiais de laboratório, com a prática da engenharia.

Um aspecto importante a ser destacado se refere ao processo de inundação realizado em ensaios com placa para se avaliar o comportamento mecânico dos solos colapsíveis na condição inundada, conforme recomendado por Cintra e Aoki (2009). A construção de uma cava de

inundação, bem como o processo de inundação é difícil de ser realizado, demanda tempo para a pré-inundação, consome um volume considerável de água e acarreta custos, o que dificulta seu uso em situações de rotina. Outro ponto é que as metodologias tradicionais para a inundação não contemplam horizontes mais profundos do perfil de solo investigado. Em profundidades maiores, além de serem necessários um maior volume de escavação e equipamentos mais robustos para ancoragem e transferência de cargas, aumentam os riscos de desabamentos com a inundação.

Nesse sentido, uma metodologia de campo validada que permita realizar a previsão da curva tensão-recalque a partir de uma investigação em perfil e com um sistema de inundação local do solo, pode promover avanços importantes na investigação de campo para projetos de fundações diretas em solos colapsíveis, além de ser um processo mais rápido, barato e sustentável.

6.2 Curva Tensão-Recalque a Partir do DMT

Neste item são apresentadas e discutidas as curvas tensão-recalque obtidas por meio de ensaios de prova de carga em placa e previstas a partir do DMT, conforme proposta descrita no Item 5.1.2., para um solo colapsível, em condição natural e inundada.

As previsões para a condição inundada foram realizadas a partir dos resultados de campanhas de campo realizadas por Rodrigues (2021) utilizando um dispositivo para inundação do solo acoplado ao DMT (Figura 4.9 e Figura 4.10), o qual permite determinar parâmetros mecânicos do solo em condição natural e inundada ao longo da profundidade.

Para a condição natural do solo da área de estudo foram utilizados resultados de campanhas de ensaios DMT realizados por Rocha (2018). O autor realizou 12 ensaios DMT em 4 campanhas para a condição natural do solo em diferentes épocas do ano (abril/16, novembro/16, abril/17 e setembro/17), o que permitiu definir uma curva média, obtida a partir do módulo M_{DMT} médio, e também uma faixa de variação da curva a partir dos resultados médios mais e menos o desvio padrão. Esta faixa de variação representa a variabilidade devido ao efeito da condição não saturada do solo.

As curvas tensão-recalque, medidas e previstas, além da faixa de variação possível para a condição de campo para 1, 2, 3 e 4 m de profundidade são apresentadas na Figura 6.3, Figura 6.4, Figura 6.5 e Figura 6.6, respectivamente.

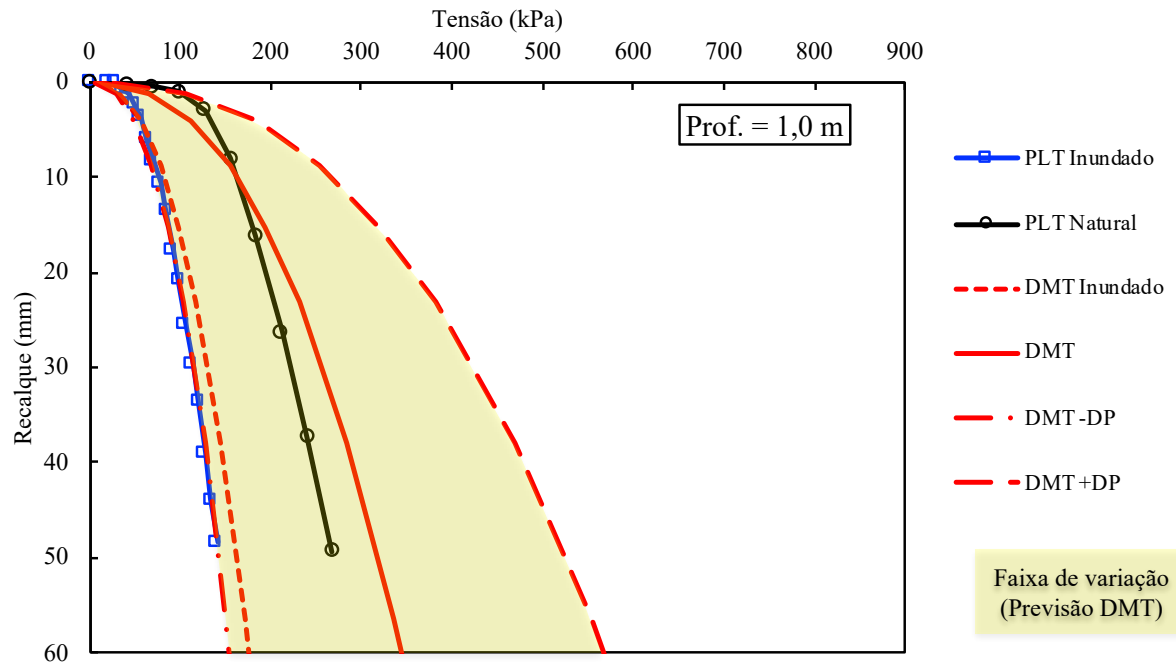


Figura 6.3 – Curvas tensão-recalque, para placa de 300 mm, previstas pelo DMT e medidas por PLT, para 1 m de profundidade, na condição natural e inundada.

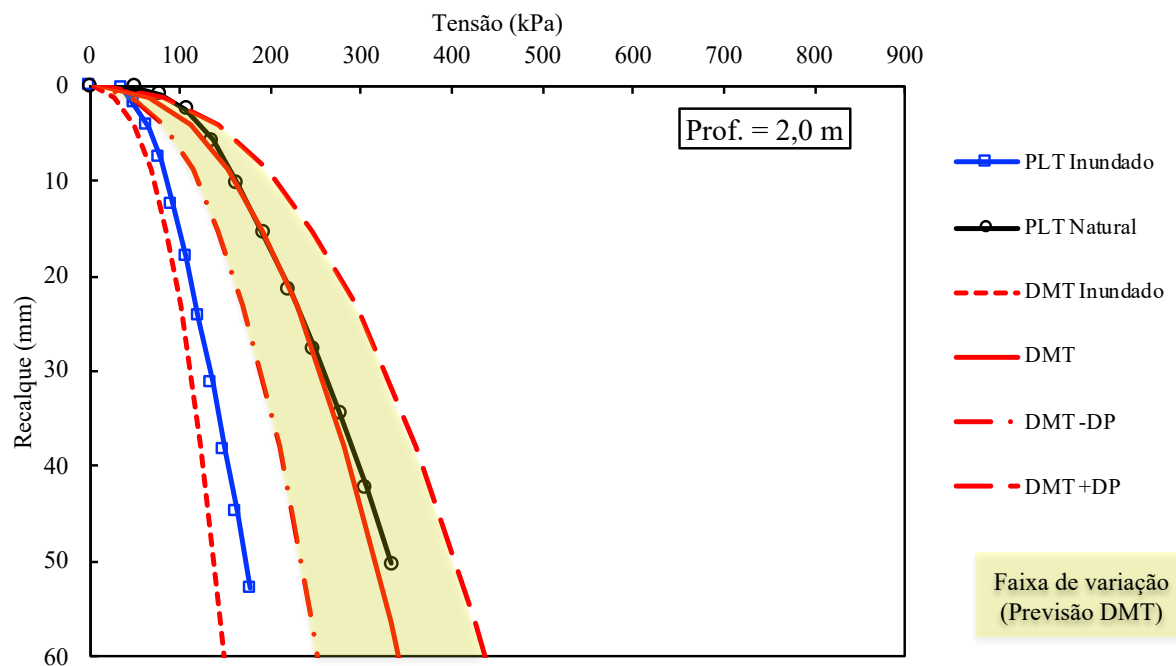


Figura 6.4 – Curvas tensão-recalque, para placa de 300 mm, previstas pelo DMT e medidas por PLT, para 2 m de profundidade, na condição natural e inundada.

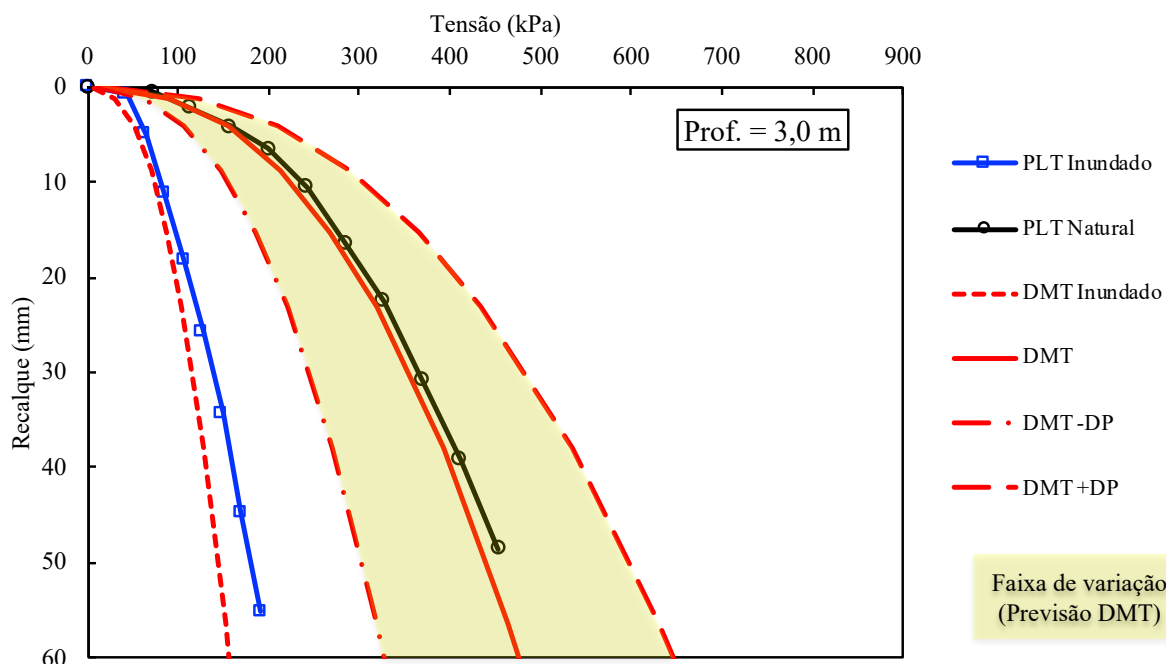


Figura 6.5 – Curvas tensão-recalque, para placa de 300 mm, previstas pelo DMT e medidas por PLT, para 3 m de profundidade, na condição natural e inundada.

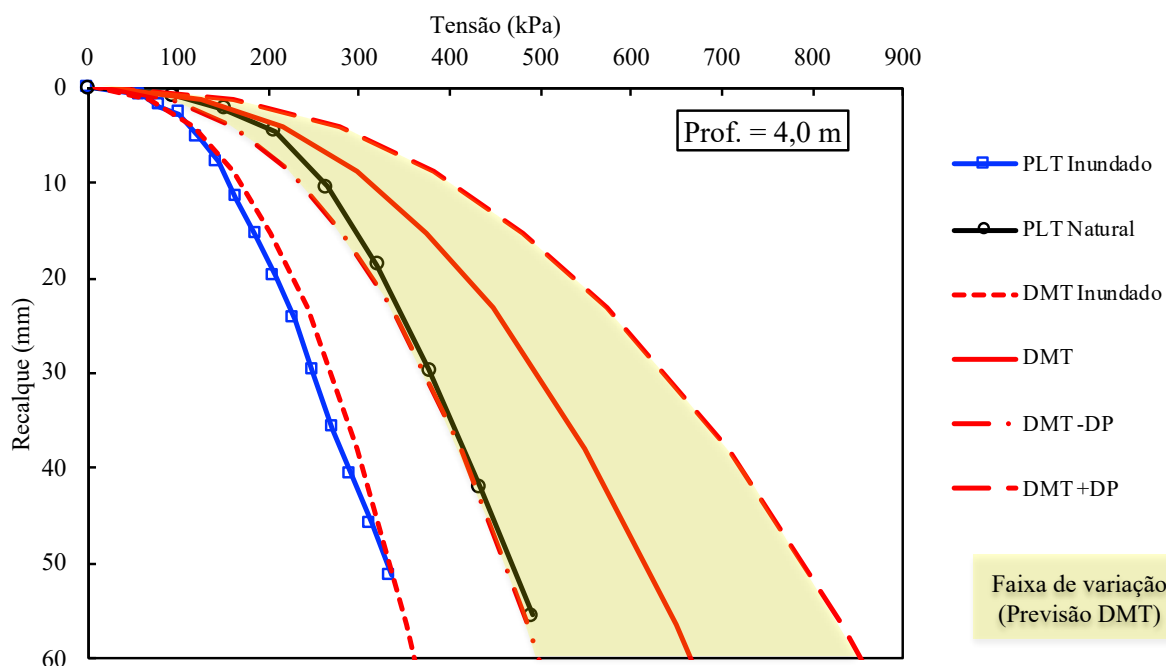


Figura 6.6 – Curvas tensão-recalque, para placa de 300 mm, previstas pelo DMT e medidas por PLT, para 4 m de profundidade, na condição natural e inundada.

As curvas previstas pelo DMT e medidas pelas provas de carga foram fortemente influenciadas pela inundação do solo em todas as profundidades estudadas, o que permite verificar o comportamento colapsível do solo estudado.

A condição saturada elimina o efeito da variabilidade sazonal da sucção e, por esta razão, as curvas previstas tendem a ter uma melhor concordância com as curvas medidas nos ensaios inundados. Para a condição natural, as comparações entre curvas previstas (DMT) e medidas (PLT) devem ser realizadas com cautela, uma vez que estas estão suscetíveis ao efeito da sucção e podem apresentar variabilidade sazonal de comportamento ao longo da zona ativa do perfil de solo não saturado. Ainda assim, as curvas medidas por meio das provas de carga em placa apresentam-se sempre dentro da faixa de variação prevista pelo DMT.

Com o intuito de dar suporte às interpretações, a Figura 6.7 apresenta as umidades do solo determinadas logo após os ensaios de prova de carga em placa, as umidades médias representativas dos bulbos de inundação local no ensaio de DMT com dispositivo de inundação e perfis de umidade determinados por Rocha (2018) para campanhas em condição natural e em cava inundada.

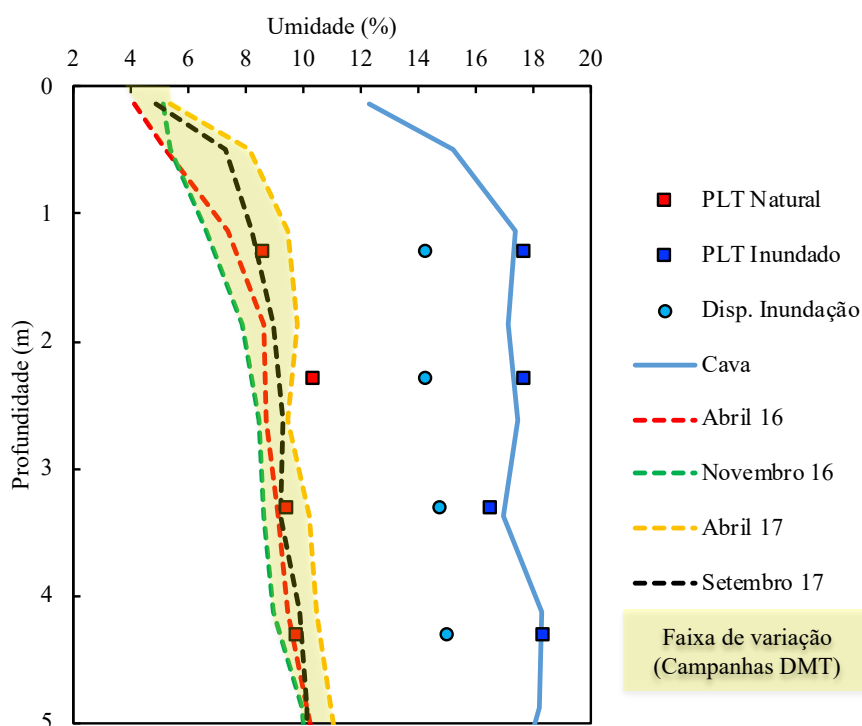


Figura 6.7 – Umidades nos ensaios PLT (natural e inundada), inundações locais de Rodrigues (2021) e perfis de umidade determinados por Rocha (2018) para campanhas em condição natural e em cava inundada.

Um ponto de destaque é que as umidades determinadas após os ensaios PLT, tanto para a condição natural, quanto para a condição inundada, encontram-se em concordância com os perfis obtidos por Rocha (2018) em diferentes épocas do ano. Única exceção observada é para o ensaio PLT na condição natural a 2 m de profundidade, em que se notou uma umidade ligeiramente superior às variações observadas nas campanhas do DMT, no entanto, ela se

encontra dentro da faixa de variações mais amplas verificadas em outras campanhas de campo para a área de estudo, conforme apresentado na Figura 3.8.

Assim, pode-se considerar que o dispositivo de inundação local desenvolvido por Rodrigues (2021) foi eficiente para promover a inundação do solo ao longo da zona de influência de 0,6 m abaixo da profundidade de interesse. Ressalta-se que era esperado que as umidades determinadas para o bulbo representativo das inundações locais estivessem em um nível inferior, quando comparados aos dados de cava e do ensaio PLT inundado (Figura 6.7). O processo de inundação, tanto por meio da cava de Rocha (2018), quanto nas cavas dos ensaios de prova de carga em placa, além de um período de pré-inundação maior, impôs ao solo um volume muito superior de água. Outro ponto, é que nas campanhas de DMT com dispositivo de inundação existe um lapso temporal entre o término do processo de inundação, realização das leituras do DMT em profundidade, remoção da lâmina do solo, desancoragem do sistema multifunção e a montagem dos trados helicoidais utilizados para a coleta de amostras do solo (ABNT NBR 6457, 2016), que é realizada com auxílio do mesmo sistema multifunção empregado no ensaio DMT, para se determinar o teor de umidade após os ensaios. Nesse processo, é esperado que a água injetada pelo dispositivo percole no perfil e diminua o grau de saturação no bulbo inicialmente influenciado, o que pode levar a valores de teor de umidade ligeiramente inferiores.

A determinação do módulo confinado em condição inundada a partir do dispositivo de inundação permite a aplicação de metodologia de previsão de comportamento da curva tensão-recalque com base no DMT para a condição mais crítica dos solos colapsíveis, ou seja, a condição saturada. As curvas previstas pelo DMT apresentaram boa concordância com curvas medidas nos ensaios de prova de carga em placa (PLT) em todas as profundidades investigadas (1, 2, 3 e 4 m). Entende-se que esse procedimento é uma contribuição para a prática de projetos de fundações diretas em solos colapsíveis, uma vez que possibilita a realização de investigações na condição saturada, de uma forma menos agressiva e de menor custo do que as inundações em cava.

Os perfis de umidades para as campanhas de ensaios de prova de carga em placa em condição natural situam-se dentro de uma faixa de variação possível devido a sazonalidade no local. Dessa forma, entende-se que as curvas medidas nos ensaios de prova de carga devem situar-se dentro da faixa de variação das previsões realizadas pelo DMT, o que foi verificado neste estudo. No entanto, estabelecida a importância da condição não saturada no comportamento dos solos colapsíveis e sabendo das variações de sucção de campo existentes no solo da área estudada, conforme apresentado no Item 4.2.2, interpretações mais elaboradas

que incorporam a sucção como variável independente na formulação (ALONSO; GENS; JOSA, 1990), contribuem para uma melhor compreensão da influência dessa condição na resposta mecânica dos sistemas sapata-solo.

Nesse sentido, para dar suporte às interpretações de resultados de campo, serão apresentados e discutidos a seguir resultados de uma abordagem numérica, baseada em resultados de ensaios de laboratório com sucção controlada, que utiliza modelo elastoplástico (BBM) para realizar e analisar as previsões da curva tensão-recalque em diferentes condições de sucção do solo.

6.3 Parâmetros Constitutivos Mecânicos e Hidráulicos

Na Tabela 6.2 são apresentados os parâmetros do solo da área de estudo que foram adotados nas equações constitutivas dos modelos mecânicos e hidráulicos utilizados pelo programa CODE_BRIGTH. Os dados apresentados sintetizam os parâmetros constitutivos mecânicos e hidráulicos determinados para o solo estudado ao longo da profundidade (1, 2, 3 e 4 m).

Tabela 6.2 – Síntese dos parâmetros e leis constitutivas assumidos para o solo da área estudada.

Modelo	Lei Constitutiva	Parâmetro	1 m	2 m	3 m	4 m
Hidráulico	Darcy	k_o	$5,7 \times 10^{-12} \text{ m}^2$	$6,0 \times 10^{-12} \text{ m}^2$	$2,0 \times 10^{-12} \text{ m}^2$	$1,5 \times 10^{-12} \text{ m}^2$
		n_o	0,457	0,469	0,431	0,448
	Curva de retenção	λ	0,653	0,653	0,558	0,558
		S_{rl}	0,192	0,192	0,213	0,213
		S_{ls}	1	1	1	1
		P_o	2 kPa	2 kPa	2 kPa	2 kPa
Mecânico	Curvas de escoamento do BBM	M	1,36	1,35	1,20	1,20
		k	0,108	0,110	0,094	0,094
		κ	0,0116	0,0190	0,0161	0,0152
		κ_s	0,0020	0,0020	0,0020	0,0020
		$\lambda_{(0)}$	0,105	0,119	0,114	0,116
		p_o^*	33 kPa	40 kPa	45 kPa	50 kPa
		p^c	250 MPa	420 MPa	370 MPa	375 MPa
		r	1,21	1,13	1,19	1,20
		β	10 MPa^{-1}	9 MPa^{-1}	12 MPa^{-1}	12 MPa^{-1}

A síntese apresentada na Tabela 6.2 foi realizada integrando-se resultados de campanhas experimentais de campo e laboratório e simulações numéricas. O BBM foi adotado para simular o comportamento mecânico do solo não saturado. Os parâmetros deste modelo que representam a resistência ao cisalhamento (M e k) foram obtidos a partir dos resultados de ensaios de compressão triaxial (FERNANDES, 2016). Os parâmetros κ e $\lambda_{(0)}$ foram estimados a partir dos ensaios edométricos saturados ($s = 0$ kPa). Os parâmetros r e β foram determinados com base nos ensaios edométricos com sucção controlada (não saturados). Tanto para as determinações de r , quanto para as determinações dos valores da pressão de referência p^c , foi utilizada a adaptação de Wheeler, Gallipoli e Karstunen (2002), em que são utilizados valores de r maiores que 1 e valores elevados para a pressão de referência p^c .

Os parâmetros r , β e p^c , controlam o formato da curva LC no plano (p, s) e foram adotados de maneira a se obter o melhor ajuste entre a variação da tensão de pré-adensamento com a sucção nos resultados experimentais e obtidas a partir da equação da curva LC , apresentada na *Equação 3.25*. As curvas de escoamento LC obtidas são apresentadas na Figura 6.8. O aumento da rigidez do solo com a sucção foi determinado pela *Equação 3.26*. A representação do acréscimo da coesão com a sucção foi ajustada a partir da relação linear, conforme *Equação 3.27*. Por fim, a curva de escoamento foi definida pela elipse, conforme *Equação 3.28*.

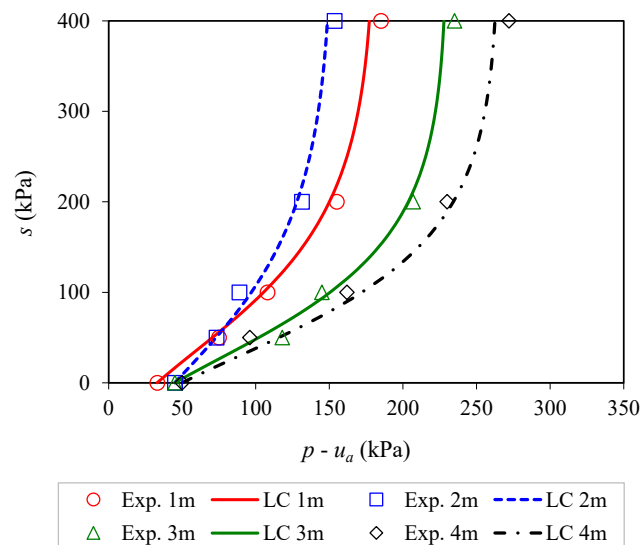


Figura 6.8 – Curvas de escoamento LC

Para auxiliar na validação desses parâmetros, os resultados experimentais dos ensaios edométricos ao longo da profundidade foram modelados e simulados usando o BBM e o

CODE_BRIGHT. Constatou-se uma concordância satisfatória entre os resultados numéricos e os resultados experimentais para as 4 profundidades estudadas.

Os resultados obtidos destacam a importância dos conceitos modernos da Mecânica dos Solos Não Saturados, bem como a capacidade do CODE_BRIGHT e BBM para reproduzir e prever o comportamento geotécnico do solo. Dessa forma, simulações e previsões de ensaios de provas de carga a partir do CODE_BRIGHT e do BBM serão apresentados e discutidos, a fim de auxiliar na interpretação de resultados de estimativa da curva tensão-recalque com base no DMT.

6.4 Curva Tensão-Recalque a Partir de Simulação Numérica

Na Figura 6.9 tem-se a previsão da curva tensão-recalque obtida por meio do CODE_BRIGHT para diversos valores de sucção inicial ($s = 0, 50, 100$ e 200 kPa), com os resultados obtidos a partir do DMT para a condição inundada e condição natural. Nesta última condição tem-se a faixa de variação dos resultados (média e média $\pm$ desvio padrão), para a profundidade de 1 m.

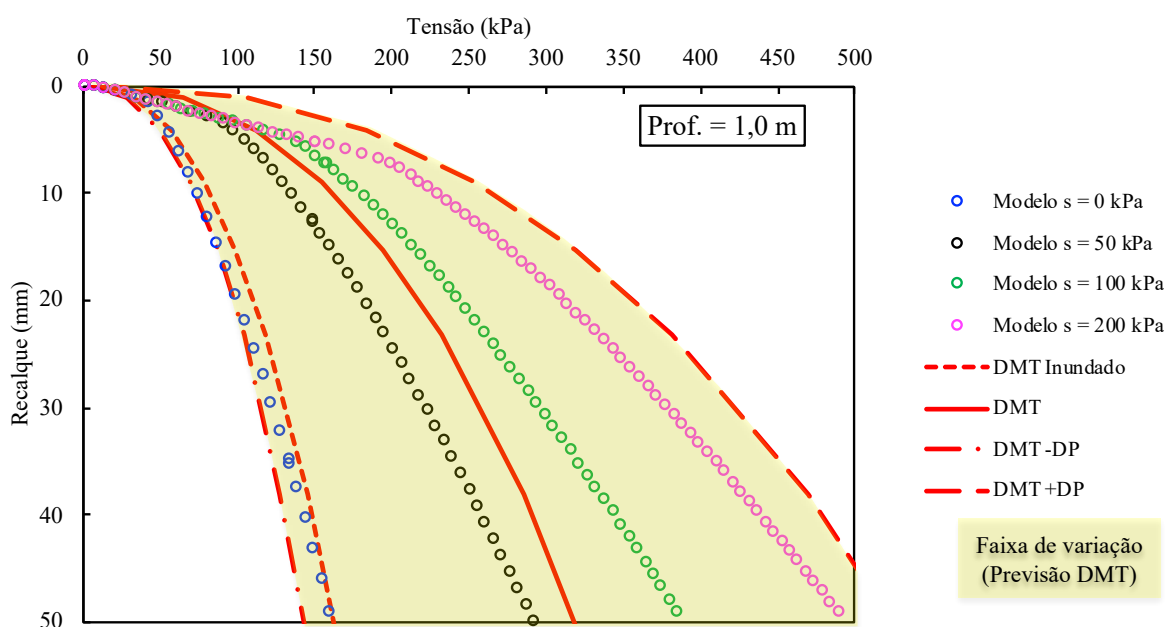


Figura 6.9 – Curvas tensão-recalque simuladas pelo CODE_BRIGHT para as provas de carga em placa realizadas a 1 m de profundidade e aquelas previstas pelo DMT.

As simulações numéricas apresentam resultados que estão de acordo com os resultados obtidos pela abordagem de previsão da curva do DMT (Figura 6.9). Observa-se que a curva que representa a condição inundada prevista pelo DMT está próxima da curva modelada com sucção

de 0 kPa. Comparando os resultados da simulação numérica ($s = 0, 50, 100$ e 200 kPa) com a faixa de variação para a condição natural obtida pelo DMT, pode-se considerar que a curva média obtida pelo DMT se encontra entre 50 e 100 kPa de sucção. Além disso, ao se comparar a faixa de variação das previsões do DMT com os resultados de simulações numéricas, verifica-se que os valores mínimo e máximo estão próximos das curvas simuladas para sucção de 0 e 200 kPa, respectivamente. Essas variações de sucção estimadas para a condição natural do DMT estão de acordo com a variação da sucção medidas em campo no período correspondente às campanhas de DMT (entre os anos de 2016 e 2017). Conforme se verifica na Tabela 4.2, a sucção média medida no período foi de 71 kPa para a profundidade de 0,9 m, além de apresentar valor mínimo de 11 kPa e valor máximo de 199 kPa (limite do instrumento de medida). Neste caso, nota-se uma boa aproximação entre o resultado previsto pelo DMT e o simulado, tanto para o ensaio inundado, quanto para a faixa de variação da condição natural.

Na Figura 6.10 tem-se os resultados das curvas tensão-recalque previstos pelo DMT e simulados numericamente pelo CODE_BRIGTH para diversos valores de sucção inicial ($s = 0, 50, 100$ e 200 kPa) para a profundidade de 2 m.

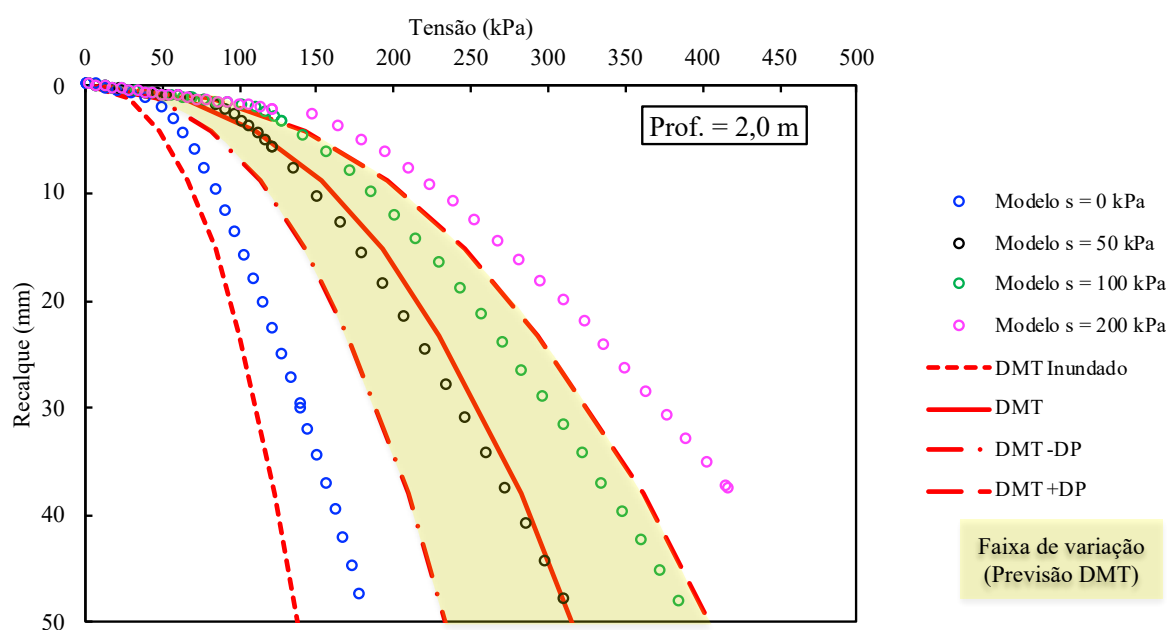


Figura 6.10 – Curvas tensão-recalque simuladas pelo CODE_BRIGTH para as provas de carga em placa realizadas a 2 m de profundidade e aquelas previstas pelo DMT.

Da Figura 6.10 observa-se que as curvas previstas pelo DMT também se aproximam dos resultados das simulações numéricas obtidas com o CODE_BRIGTH. Para as curvas na condição inundada, observa-se uma pequena dispersão entre previsão do DMT e simulação numérica. Ao analisar as previsões para a condição natural pelo DMT, é possível notar que a

curva média menos um desvio padrão encontra-se entre 0 e 50 kPa de sucção, e que a curva média reproduziu o comportamento da previsão numérica com sucção de 50 kPa e a curva média mais um desvio padrão encontra-se um pouco acima da curva de prevista para 100 kPa. Esses valores estão em concordância com os dados de monitoramento da sucção na profundidade para o período. Conforme se verifica na Tabela 4.2, foram obtidos o valor mínimo de sucção de 12 kPa, médio de 51 kPa e máximo de 138 kPa, para a profundidade de 2 m. Destaca-se, então, que essa variação de sucção de campo está representada coerentemente com as variações das curvas previstas pelo DMT e verificadas numericamente.

Na Figura 6.11, são apresentados os resultados das curvas tensão-recalque previstas pelo DMT e os resultados numéricos obtidos para a profundidade de 3 m.

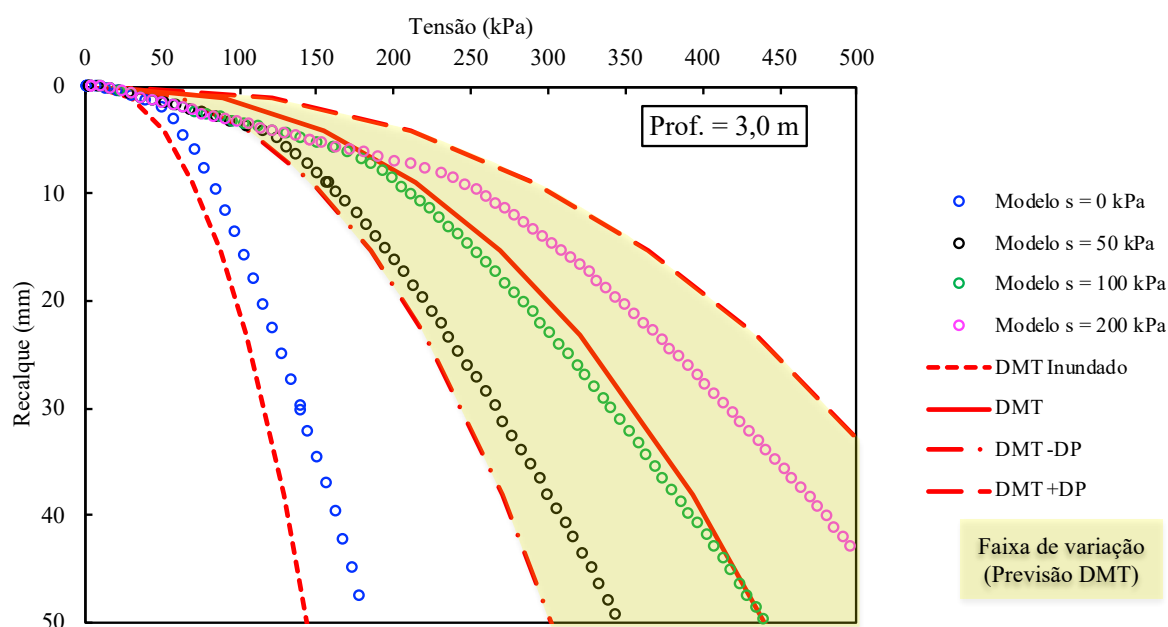


Figura 6.11 – Curvas tensão-recalque simuladas pelo CODE_BRIGTH para as provas de carga em placa realizadas a 3 m de profundidade e aquelas previstas pelo DMT.

Da Figura 6.11, nota-se que curva prevista pelo DMT na condição inundada se aproxima do resultado da simulação numérica obtida com o CODE_BRIGTH para a sucção de 0 kPa. A condição saturada tem uma concordância razoável, sendo que as 3 curvas para a condição não saturada obtidas pela previsão numérica ($s = 50, 100$ e 200 kPa) encontram-se dentro da faixa de variação prevista pelo DMT. Observa-se na Tabela 4.2, para a profundidade de 3 m, que para o período em que os ensaios DMT na condição natural foram executados (2016-2017), foram determinadas em campo valores de sucção mínimo, médio e máximo de 17, 44 e 117 kPa, respectivamente. Dessa forma, entende-se que a previsão pelo DMT resultou em curvas

ligeiramente mais rígidas para a condição não saturada que aquelas observadas por meio de simulação numérica.

Na Figura 6.12 são apresentados os resultados de curvas tensão-recalque previstos pelo DMT e obtidos pelo CODE_BRIGTH para a profundidade de 4 m.

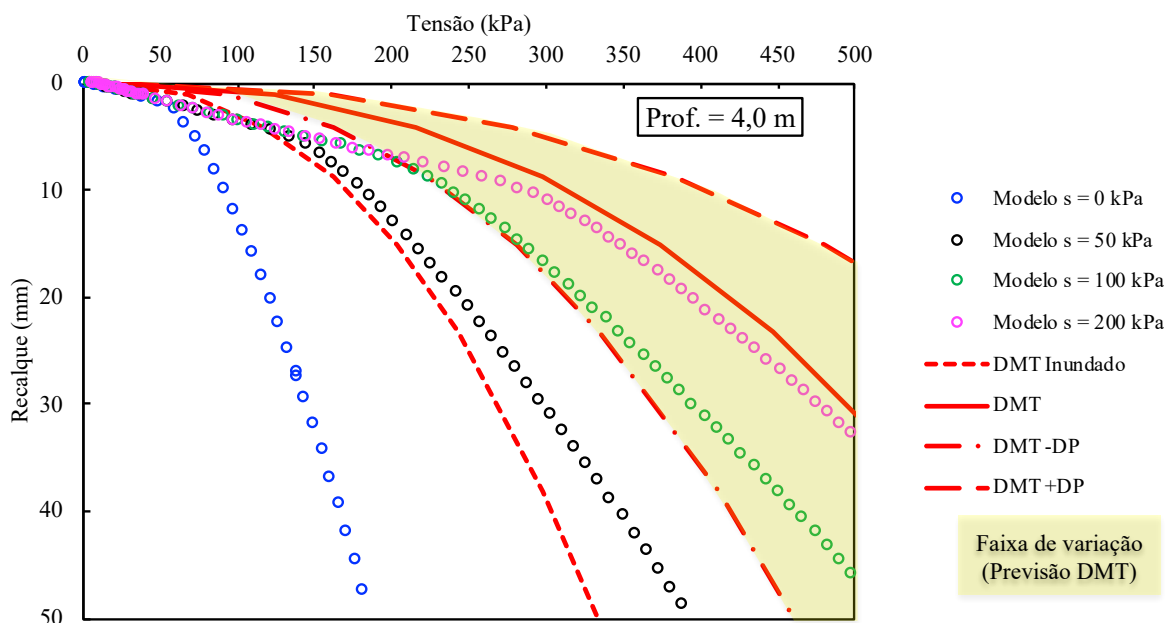


Figura 6.12 – Curvas tensão-recalque simuladas pelo CODE_BRIGTH para as provas de carga em placa realizadas a 4 m de profundidade e aquelas previstas pelo DMT.

Ao contrário do que foi verificado para as outras profundidades estudadas, verifica-se na Figura 6.12 uma dispersão importante para as curvas na condição inundada previstas pelo DMT e pela simulação numérica. Um ponto importante é que a previsão para a condição inundada a partir do DMT, embora seja bem mais rígida daquela obtida por meio da simulação numérica, tem boa concordância com a curva medida de campo determinada pelo ensaio de prova de carga, conforme já apresentado Figura 6.6.

No que diz respeito às curvas na condição não saturada, conforme os resultados do monitoramento em campo para 4 m de profundidade no período de entre os anos de 2016 e 2017, tem-se os valores de sucção de 13, 54 e 138 kPa (Tabela 4.2), como sendo os valores mínimo, médio e máximo das sucções atuantes em campo, respectivamente. Dessa forma, as previsões das simulações numéricas, a partir desses valores de sucção, resultam em curvas menos rígidas que aquelas previstas pelo DMT.

Importante ressaltar que as simulações numéricas do comportamento do solo estudado foram realizadas a partir de resultados de ensaios de laboratório. Os ensaios de laboratório foram realizados com um melhor controle das condições de contorno (*e.g.* sucção,

carregamento, drenagem, temperatura, umidade relativa, entre outros). No entanto, a coleta de amostras indeformadas e a moldagem dos corpos de prova de pequena dimensão, expõem a amostra à riscos de perturbação, fato que pode levar a uma menor representatividade do ensaio para a condição *in situ*. Por outro lado, nos ensaios de campo a representatividade é melhor assegurada, mas, as condições de contorno não são tão bem controladas quanto em laboratório, em especial nesse caso devido a perturbação provocada pela instalação de lâmina do DMT e pela eficiência do processo de inundação em campo.

Outro ponto de destaque é que, mesmo que os 12 DMTs realizados em 4 campanhas em épocas distintas levem a uma boa representatividade para as condições de campo possíveis, entende-se que existem variações importantes ao longo do ano que podem não ser integralmente incorporadas na faixa de variação apresentada. Conforme apresentado na Figura 3.8, para o perfil de solo da área estudada, existe uma dinâmica temporal das umidades de campo e, consequentemente, da sucção. Na Figura 6.13 destacou-se o período das campanhas de DMT no gráfico de monitoramento da sucção e pluviometria em campo. Nota-se que para as 4 campanhas, os valores de sucção em campo encontravam-se com tendência de elevação. Por conta disso, as previsões das curvas tensão-recalque pelo DMT, principalmente para a profundidade de 4 m, podem ser mais representativas para sucções mais elevadas, o que pode ser um indicativo do fato de que a curva média prevista pelo DMT tenha ficado próxima daquela obtida por meio da simulação numérica para uma sucção de 200 kPa.

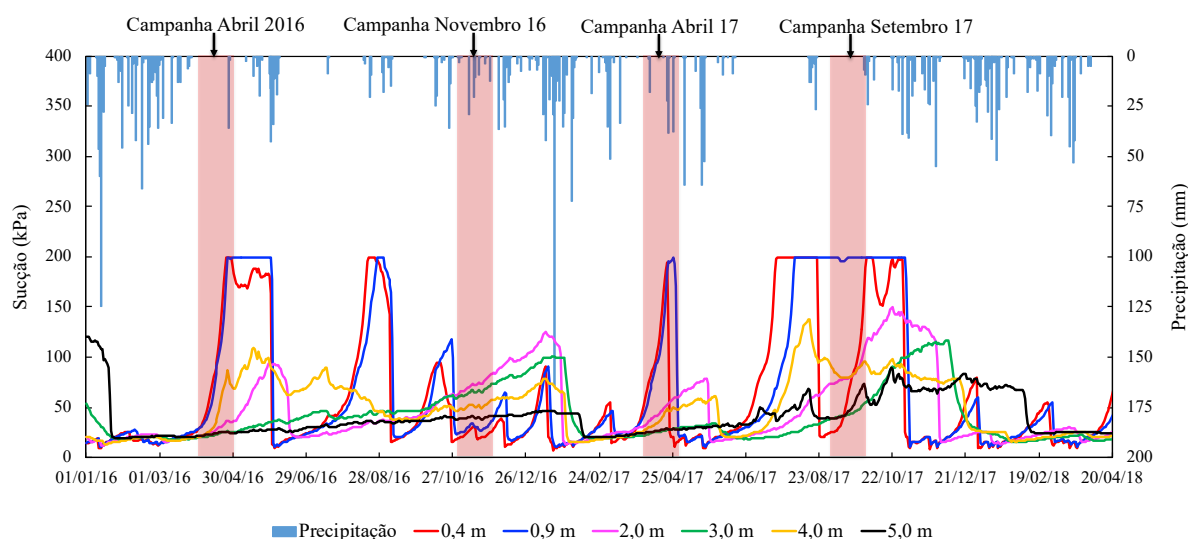


Figura 6.13 – Monitoramento da sucção em campo com destaque para o período das campanhas de DMT na condição natural.

Destaca-se, ainda, que nas faixas de variações para as curvas tensão-recalque previstas pelo DMT também incorporam variabilidades espaciais existentes na área de estudo, o que não é feito por meio de previsões através de simulações numéricas.

Ainda assim, de um modo geral, entende-se que as curvas previstas pelas simulações numéricas permitiram dar suporte e validar os resultados obtidos pelas previsões do DMT e, por consequência, o modelo de previsão utilizado. Destaca-se ainda que os resultados demonstram que o BBM é capaz de reproduzir o comportamento de solos não saturados nos ensaios de prova de carga sob diferentes condições de sucção. A utilização de simulações numéricas pode dar suporte a interpretações mais aprimoradas do comportamento do solo ou do sistema solo-elemento de fundação em campo, principalmente para situações mais difíceis do ponto de vista de execução de um experimento, como a realização de ensaios em profundidades maiores, ou ainda para se determinar numericamente medidas específicas de tensão ou deformação quando não se tem instrumentação adequada.

6.5 Potencial de Colapso

A interpretação da magnitude do potencial de colapso (*PC*) do solo a partir de resultados de ensaios de campo quando analisado em conjunto com resultados de ensaios de laboratório requer alguns cuidados, principalmente quando o potencial de colapso é utilizado para previsão de recalques por inundação em campo.

Na grande maioria dos estudos laboratoriais acerca dos solos colapsíveis recorre-se à realização de ensaios edométricos. Os ensaios edométricos simples correspondem aos ensaios que são inundados em uma determinada tensão vertical aplicada e os ensaios edométricos duplos correspondem aos ensaios gêmeos, em que dois corpos de prova, um na unidade de campo e outro previamente inundado, são ensaiados simultaneamente e comparados.

O primeiro ponto a ser destacado é o estado de tensões do ensaio edométrico que é realizado com carregamento unidimensional sem ocorrência de deformações laterais, o que remete à condição em repouso K_0 (Equação 6.1). Como no ensaio edométrico o solo permanece na condição K_0 , a relação $\sigma'_v/\sigma'_h = 1/K_0$ mantém-se constante com o aumento da tensão vertical aplicada em cada estágio de carregamento.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Equação 6.1

Em que,

- K_0 coeficiente de empuxo em repouso do solo
- σ'_h tensão horizontal efetiva atuante no solo;
- σ'_v tensão vertical efetiva atuante no solo;
- ν coeficiente de Poisson do solo.

Dessa forma, os potenciais de colapso rotineiramente determinados por meio de ensaios edométricos, como aqueles apresentados na Figura 3.15 são representativos apenas para a condição em repouso (condição K_0).

Pouco se sabe qual a influência do estado de tensão triaxial sobre as deformações por colapso induzidas pelo umedecimento. O estado da compressão triaxial representa com maior fidelidade muitas situações reais de carregamento em campo, diferente do ensaio edométrico onde as deformações laterais são impedidas. As situações reais em campo que o estado de tensão triaxial representa são: terrenos com superfície irregulares e não uniformemente carregados, ou carregados em pequenas extensões de área.

Deformações por umedecimento geradas por um estado de tensão triaxial foram estudados em laboratório por Lawton, Frigaszy e Hardcastle (1991), Vilar e Davies (2002), Sun, Sheng e Xu (2007) e Rodrigues e Vilar (2012) usando ensaios de compressão triaxial especialmente adaptados para esta finalidade. No laboratório, ao se comparar as deformações por colapso obtidas a partir de ensaios edométricos em relação as obtidas de ensaios de compressão triaxial, observa-se que diferenças existentes na relação (σ'_v/σ'_h) conduzem a resultados diferentes e sensíveis às variações de deformações laterais (VILAR; DAVIES, 2002).

Diante disso, considerar que o colapso é dependente da tensão vertical aplicada e da sucção inicial (isto é, sucção antes da inundação) e sucção final no solo (isto é, após a inundação) é simplista, pois esta prerrogativa é válida para ensaios cujo estado de tensão é constante como na situação em repouso. O colapso é dependente também do estado de tensões.

No campo, a dificuldade de interpretação do potencial de colapso obtido em ensaios experimentais é maior do que no laboratório. Além da condição de campo não restringir deformações horizontais, o estado de tensão triaxial gerado nos ensaios de campo não é controlada como no laboratório, podendo ainda variar dentro do volume de solo compreendido pelo bulbo de tensões. Este fato, traz uma dificuldade na interpretação do resultado, uma vez que não se tem uma instrumentação adequada para se obter informações mais precisas e

necessárias para as análises, como o estado de tensões ao longo do bulbo ou as deformações volumétricas axiais e laterais ao longo do perfil de solo ensaiado.

Na tentativa de dar suporte a interpretações que possam avaliar o potencial de colapso por meio de ensaios de campo, serão apresentadas e discutidas as informações obtidas a partir da simulação numérica para dois ensaios de prova de carga em placa para a profundidade de 1 m: um na condição saturada ($s = 0$ kPa) e outro na condição não saturada ($s = 50$ kPa). As curvas tensão-recalque obtidas das simulações pelo CODE_BRIGHT são apresentadas na Figura 6.14.

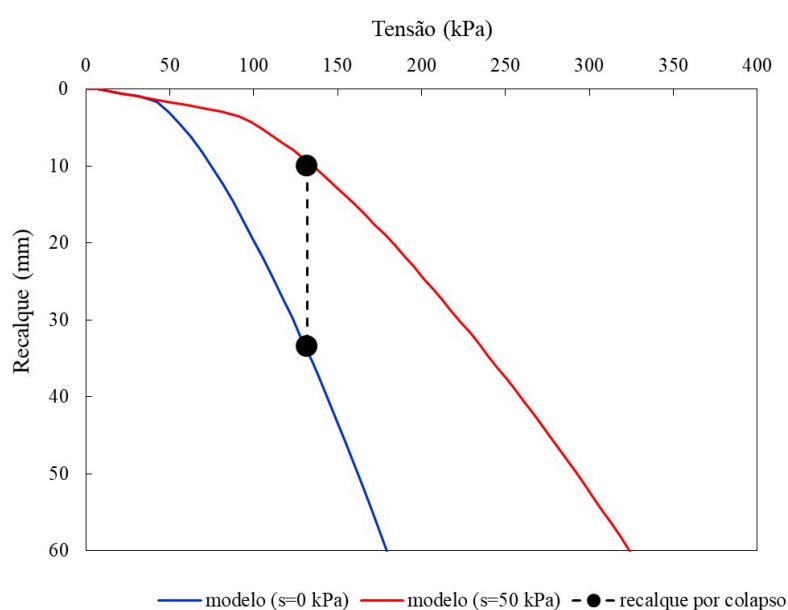


Figura 6.14 – Curvas tensão-recalque simuladas pelo CODE_BRIGHT para as provas de carga em placa com diferentes condições de sucção ($s = 0$ e 50 kPa) a 1 m de profundidade.

Para a condição representada na Figura 6.14, observa-se que, para a tensão de 132 kPa, tem-se o recalque por colapso de 23,4 mm. Este recalque pode ser visto na Figura 6.15 de forma acumulada ao longo do perfil, onde imediatamente abaixo da placa apoiada a 1 m de profundidade é 23,4 mm, que corresponde ao recalque por colapso indicado na Figura 6.14. Nota-se também que o recalque não é uniforme ao longo da profundidade do bulbo (isto é, de 1,0 a 1,6 m), uma vez que não varia linearmente com a profundidade.

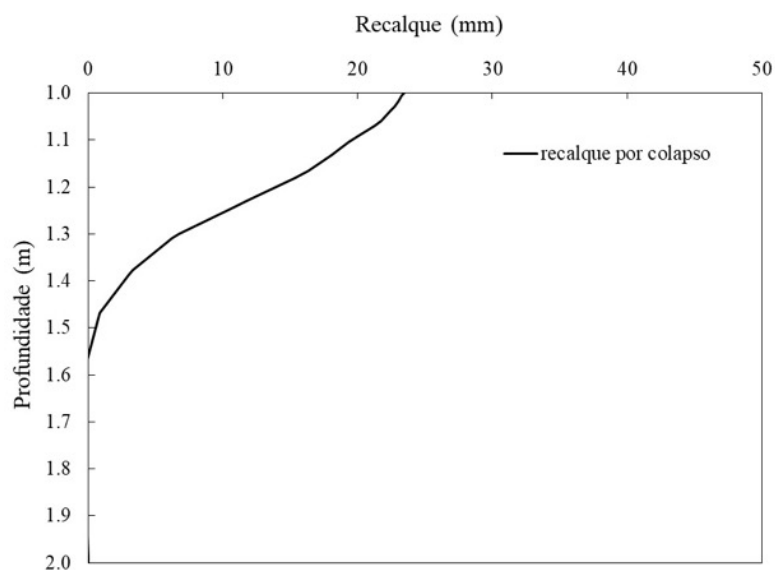


Figura 6.15 – Recalque por colapso ao longo do bulbo de tensões para as condições simuladas numericamente.

Em relação ao estado de tensões, na Figura 6.16 tem-se a variação das tensões vertical e horizontal ao longo da profundidade no eixo vertical que passa pelo centro geométrico da placa.

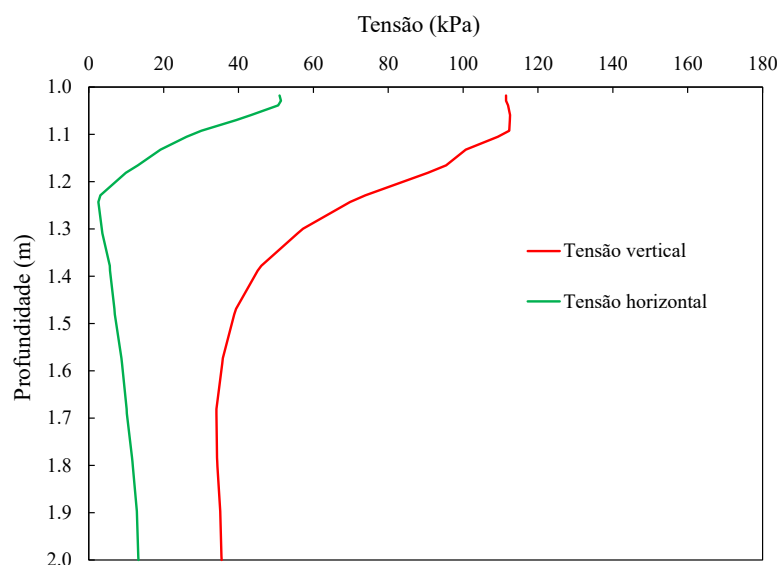


Figura 6.16 – Tensões vertical e horizontal ao longo do bulbo de tensões para um ensaio de prova de carga placa rígida.

Nota-se que, imediatamente abaixo da placa, a tensão vertical não corresponde à tensão aplicada de 132 kPa para a profundidade de 1 m. A tensão vertical alcança um pico de aproximadamente 115 kPa a 1,1 m de profundidade e depois decresce com a propagação no bulbo de tensões. Isso ocorre pois, em placas rígidas, as tensões de contato geradas na base da placa variam, enquanto os recalques são uniformes.

Digno de nota é a variação do estado de tensões ao longo da profundidade do perfil, especificamente no bulbo de tensões, onde é completamente diferente do ensaio edométrico em que a relação σ_v/σ_h mantêm-se constante com o aumento da tensão vertical aplicada.

Na Figura 6.17 tem-se a representação do perfil de potencial de colapso obtido a partir da diferença entre os perfis de deformação vertical na condição saturada e não saturada, conforme ilustrado na Figura 6.14. Nota-se que o potencial de colapso (PC) varia ao longo do bulbo de tensões, atingindo um pico de aproximadamente 7%. No entanto, ao considerar um potencial de colapso médio no bulbo, esse valor passa a ser 3,8%. No ensaio edométrico as deformações verticais são uniformes (isto é, iguais ao longo da altura do corpo de prova) e as deformações horizontais nulas.

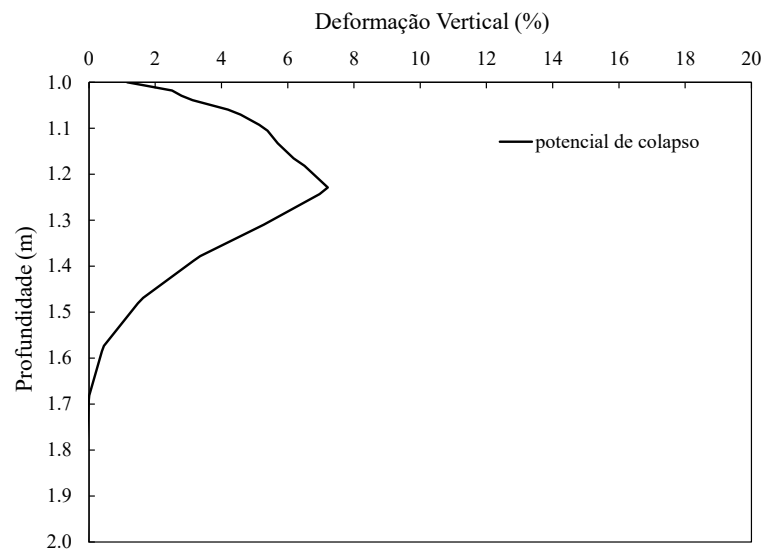


Figura 6.17 – Perfil de potencial de colapso para as condições simuladas numericamente.

Uma outra vantagem de empregar simulações numéricas para dar suporte às interpretações dos ensaios é a possibilidade de obter resultados de perfis de p_0^* , que é a tensão líquida isotrópica de cedência do solo saturado (importante parâmetro constitutivo do BBM). A Figura 6.18 apresenta os perfis de p_0^* obtidos para um ensaio saturado e não saturado, para o estágio de tensão vertical aplicada de 132 kPa apresentado e discutido nesta seção.

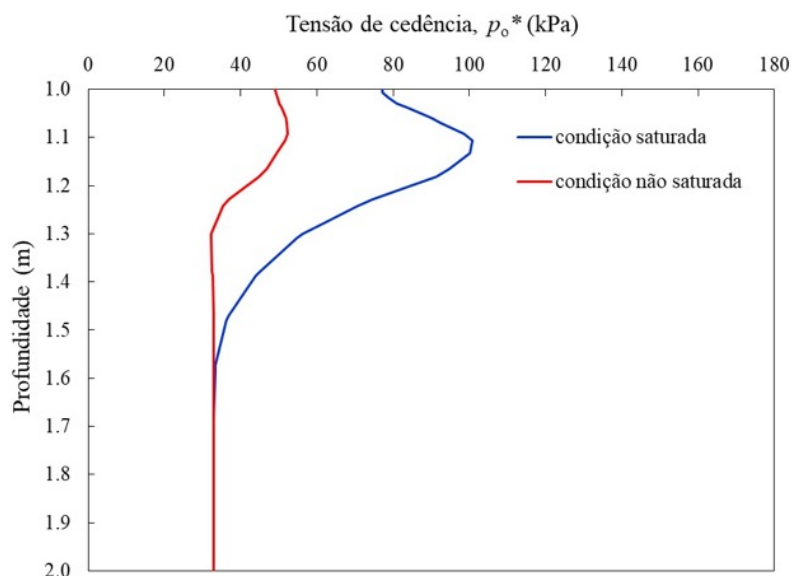


Figura 6.18 – Perfis da tensão de cedência ao longo bulbo para o ensaio saturado e não saturado para as condições simuladas numericamente.

Nota-se, da Figura 6.18, que ocorreram variações da tensão de cedência p_o^* no bulbo de tensões que inicialmente era 33 kPa. As variações são indicativas de movimentações da curva de escoamento LC devido a carregamentos e colapso. A movimentação da curva LC é o resultado do desenvolvimento de deformações plásticas (irreversíveis) no solo. A diferença entre os perfis de cedência p_o^* no bulbo de tensões indica a manifestação do colapso do solo para a tensão vertical de 132 kPa aplicada durante o ensaio de prova de carga em placa. Estas movimentações da curva LC podem ser vistas esquematicamente na Figura 6.19.

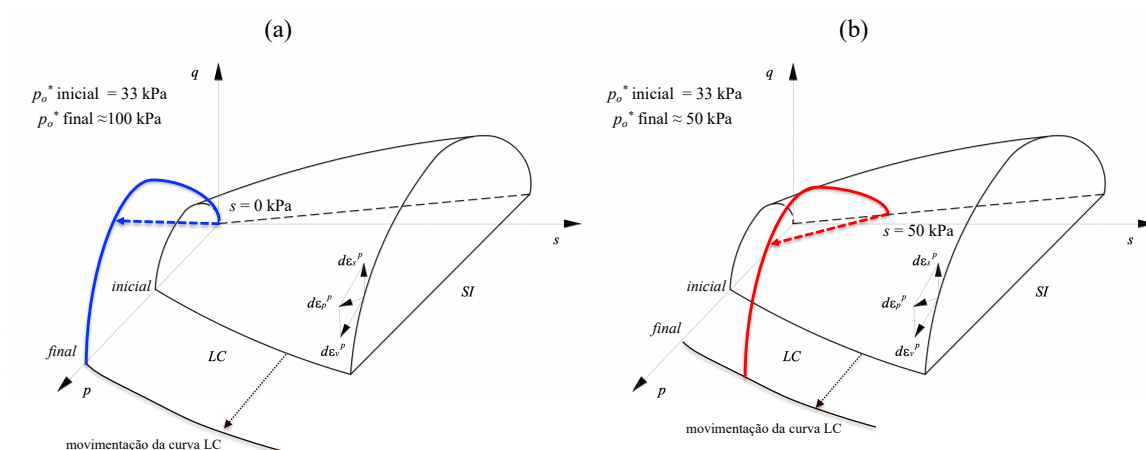


Figura 6.19 – Representação esquemática da movimentação da curva LC para as condições simuladas numericamente: (a) condição saturada e (b) condição não saturada.

A partir do que foi exposto, verifica-se que não é possível estabelecer uma relação direta entre os potenciais de colapso estimadas em campo e os de laboratório sem considerar o estado de tensões, bulbo de tensões, a trajetória de tensões, dentre outros. Assim, entende-se que não

é tão simples comparar ou relacionar potenciais de colapso do solo quando se utilizam diferentes técnicas experimentais em laboratório (edométricos e compressão triaxial), ou em campo (PLT, expansocolapsômetro e DMT).

Após todas essas considerações, apresenta-se a seguir uma tentativa para propor uma abordagem simplificada para estimativa de potencial de colapso a partir de curvas tensão-recalque previstas pelo ensaio DMT.

Nesta abordagem, utilizou-se a proposta de Reznik (1993), em que o módulo de deformabilidade de campo pode ser determinado a partir da curva tensão-recalque para uma tensão aplicada de interesse q por meio da *Equação 3.11*. Dessa forma, os módulos de deformabilidade podem ser obtidos das curvas previstas pelo DMT para a condição natural e inundada e, a partir desses, pode-se determinar o potencial de colapso (PC) em campo por meio da *Equação 3.12* de Reznik (1993).

A abordagem utilizada pode ser representada de forma simplificada para uma placa/sapata circular pela *Equação 6.2*.

$$PC = \frac{s_{sat} - s_{nat}}{(1 - \nu^2)0,78B} \cdot 100\% \quad \text{Equação 6.2}$$

Em que,

B dimensão equivalente;

ν coeficiente de Poisson, para o solo da área de estudo = 0,3;

s_{sat} recalque correspondente a uma tensão q aplicada na condição inundada;

s_{nat} recalque correspondente a uma tensão q aplicada na condição natural.

No entanto, para que se possa comparar os potenciais de colapso obtidos pelo DMT é necessário definir o estado de tensões correspondente à condição K_0 de campo, a mesma aplicada nos ensaios edométricos. Dessa forma, como isso não é possível em um ensaio DMT, fez-se uma simplificação empregando-se a medida p_0 do DMT como aquela equivalente a condição K_0 , uma vez que esta medida representa uma tensão inicial aplicada ao solo pela membrana do DMT em que não ocorrem deformações laterais. Na Tabela 6.3 são apresentados os valores utilizados nessa abordagem, a fim de prever o potencial de colapso (PC) via DMT, conforme *Equação 6.2*. Na Figura 6.20 são apresentados os valores estimados para PC pelo DMT em conjunto com aqueles obtidos a partir dos resultados de ensaios edométricos com sucção controlada.

Tabela 6.3 – Previsão do potencial de colapso via DMT.

Prof. (m)	p_o (kPa)	s_{sat} (mm)	s_{nat} (mm)	PC (%)
1	72	7,3	1,4	2,7
2	82	14,7	2,0	6,0
3	102	22,3	1,5	9,8
4	152	7,8	1,8	2,8

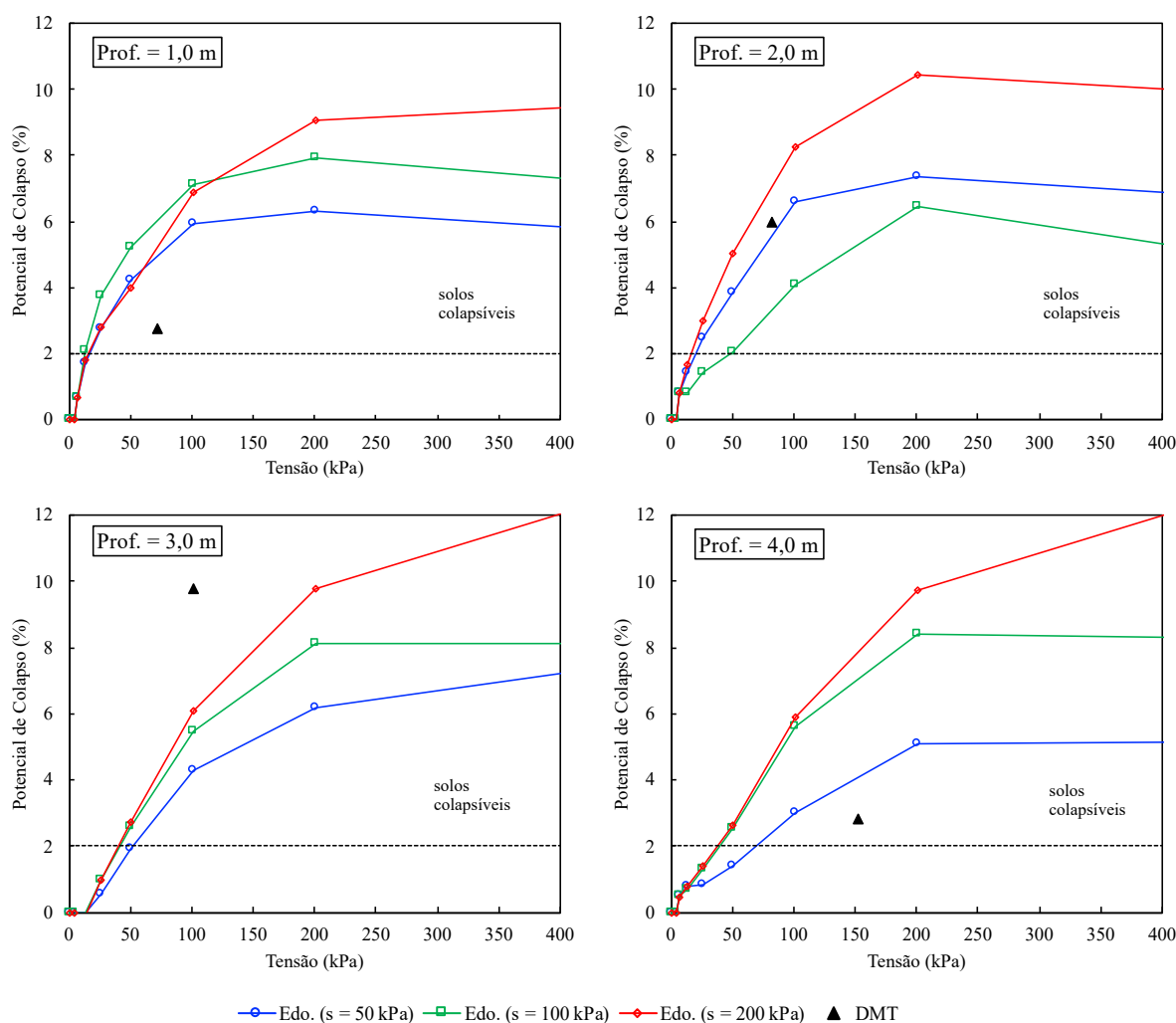


Figura 6.20 – Potenciais de colapso determinados em laboratório e estimados pelo DMT.

Para as tensões definidas como representativas da condição K_0 para as quatro profundidades estudadas, observam-se valores de PC maiores que 2%, indicando solos potencialmente colapsíveis ao longo de todo o perfil estudado.

Importante destacar que os valores estimados pelo DMT foram obtidos a partir de curvas previstas, com todas as simplificações apresentadas e discutidas. Desta forma, essa abordagem é prioritariamente qualitativa e deve ser utilizada em uma fase preliminar da investigação para identificar horizontes de solos potencialmente colapsíveis e, dessa forma, dar suporte ao plano de investigação detalhado para o estudo da colapsibilidade do solo.

7 CONCLUSÕES

- O método utilizado para a previsão da curva tensão-recalque a partir do DMT se mostrou adequado tanto para a condição natural, quanto para a condição inundada. As previsões a partir de resultados obtidos em condição inundada com dispositivo de inundação local apresentaram boa concordância com curvas medidas (PLT) em todas as profundidades investigadas (1, 2, 3 e 4 m). O procedimento foi validado e é uma contribuição para melhoria da prática de projetos de fundações diretas em solos colapsíveis, uma vez que possibilita a realização de investigações na condição saturada, de uma forma mais sustentável e econômica que as inundações em cava.
- As diferentes condições impostas (natural e inundada) foram componentes importantes do estudo e possibilitou avaliar o efeito da condição não saturada, bem como comparar as curvas tensão-recalque medidas e previstas. A condição inundada influenciou significativamente as curvas tensão-recalque ao longo de todo o perfil do subsolo, o que permite estudar o comportamento colapsível do solo. A saturação elimina o efeito da variabilidade sazonal da sucção e, por esta razão, as curvas previstas tendem a ter uma melhor concordância com as curvas medidas para a condição inundada.
- As comparações entre curvas previstas (DMT) e medidas (PLT) para a condição natural devem ser realizadas considerando uma faixa de variação devido a sazonalidade da condição não saturada. As faixas de variação previstas pelo DMT contemplaram as curvas medidas na condição natural ao longo de todo o perfil estudado.
- Os conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados foram fundamentais para dar suporte à interpretação do comportamento do material observado em laboratório e em campo. A sistematização dos parâmetros constitutivos representativos para o solo da área de estudo permitiu utilizar modelo elastoplástico (BBM) para realizar simulações e previsões numéricas a partir do CODE_BRIGHT. Os resultados mostram que o BBM é capaz de reproduzir e prever o comportamento geotécnico do solo e que sua utilização em análises da curva tensão-recalque tem boa aplicabilidade para estudo de solos colapsíveis e validou as previsões do DMT.
- O pós-processo da simulação numérica permite avaliar situações particulares de difícil mensuração em campo. O programa utilizado permitiu avaliar, por exemplo, estado de tensões, deformações horizontais, bulbo de influência e tensão de cedência ao longo do perfil de solo simulado no ensaio. Tais fatores influenciam a magnitude do colapso e

devem ser avaliados adequadamente para que se possa expandir as abordagens para previsão de potencial de colapso do laboratório para o campo.

- As abordagens de colapso em laboratório, geralmente baseiam-se em ensaios edométricos realizados a partir da condição K_0 , em uma condição de deformações horizontais nulas, fato que não é verificado em campo nos ensaios de prova de carga. No campo, ao longo do bulbo de influência do ensaio de placa, existem diferenças e variações na magnitude das tensões aplicadas, no estado de tensões, na trajetória de tensões e movimentações da curva LC , no bulbo de recalque, entre outros. Dessa forma, não é possível determinar uma relação direta entre magnitudes de colapso obtidas em laboratório e em campo. Assim, a abordagem proposta para estimativa do potencial de colapso a partir da curva prevista pelo DMT é prioritariamente qualitativa e deve ser utilizada com cautela. A utilização dessa abordagem pode auxiliar na identificação de horizontes de solos potencialmente colapsíveis nas etapas preliminares de investigação e, dessa forma, dar suporte na elaboração de plano de investigação mais detalhado para solos que apresentam potencial de colapso importante.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6457. **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
- ABNT NBR 6489. **Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.
- ABNT NBR 6489. **Solo - Prova de carga estática em fundação direta**. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019.
- AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. 1997. 205 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1997.
- AGNELLI, N. **Estudo da colapsibilidade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. 1992. 169 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1992.
- ALFARO SOTO, M. A. **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. 2004. 233 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2004.
- ALMEIDA, M. M. da R.; FILHO, F. C. da S.; LOPES, E. F.; MOURA, A. S. Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados. **Geotecnica**, n. 150, p. 87–106, 15 nov. 2020. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2020.150.06>.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special problem soils. General report. 3., 1987. **9th European conference on soil mechanics and foundation engineering [...]**. Dublin: E.T. Haranhan, T.L.L. Orr & T.F. Widdis, 1987. v. 3, p. 1087–1146.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405–430, 1990.
- ASTM D1194-94. **Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings (Withdrawn 2003)**. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials, 2003. Disponível em: <https://www.astm.org/d1194-94.html>.
- ATKINSON, J. H. Non-linear soil stiffness in routine design. **Géotechnique**, v. 50, n. 5, p. 487–508, out. 2000. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.5.487>.
- BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5, p. 873–894, 1998.
- BERISAVLJEVIĆ, D.; BERISAVLJEVIĆ, Z.; ČEBAŠEK, V.; ŠUŠIĆ, N. Characterisation of collapsing loess by seismic dilatometer. **Engineering Geology**, v. 181, p. 180–189, 1 out. 2014. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.07.011>.
- BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. Some aspects of effective stress in saturated and partly

saturated soils. **Geotechnique**, v. 13, n. 3, p. 177–197, 1963.

BOOTH, A. R. The factors influencing collapse settlement in compacted soils. 1., 1975. **6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering [...]**. Durban, South Africa: [s. n.], 1975. v. 1, p. 57–63.

BRIAUD, J.-L. Spread footings in sand: load settlement curve approach. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 8, p. 905–920, 2007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:8\(905\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:8(905)).

BRIAUD, J.-L.; JEANJEAN, P. Load settlement curve method for spread footings of sand. 2., 1994. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments [...]**. College Station, Texas, USA: ASCE, 1994. v. 2, p. 1774–1804.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic properties of porous media and their relation to drainage design. **Transactions of the ASAE**, v. 7, n. 1, p. 26–28, 1964.

BUCKINGHAM, E. Studies on the movement of soil moisture. **US Dept. Agric. Bur. Soils Bull.**, v. 38, 1907. .

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G. de F. N. Unsaturated soils in the context of tropical soils. **Soils and Rocks**, v. 44, 8 out. 2021. DOI 10.28927/SR.2021.068121. Disponível em: <http://www.scielo.br/j/soiroc/a/xm8cb4bm48s9jRkJVpcDsvt/>.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F.; GUIMARÃES, R. C.; ABREU, P. S. B. Análise da influência da sucção nos resultados de SPT e SPT-T em solos porosos colapsíveis. 2001. **4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados [...]**. Porto Alegre, RS, Brasil: [s. n.], 2001. p. 509–520.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. 2., 1990. **IX Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações [...]**. Salvador, BA, Brasil: [s. n.], 1990. v. 2, p. 109–114.

CESP. **Pereira Barreto – ensaios de investigação geotécnica**. [S. l.]: Relatório LEC-GE-30/90, 1990.

CHIU, C. F.; NG, C. W. W.; SHEN, C. K. Collapse behavior of loosely compacted virgin and non-virgin fills in Hong Kong. 1., 1998. **2nd Int. Conf. Unsaturated soils [...]**. Beijing, China: [s. n.], 1998. v. 1, p. 25–30.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos, SP, Brasil: EESC - USP, 2009.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design Considerations for Collapsible Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 3, p. 305–317, 1 mar. 1981. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001102>.

COLLINS, K.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, v. 24, n. 2, p. 223–254, jun. 1974. <https://doi.org/10.1680/geot.1974.24.2.223>.

COLLINS, R.; MILLER, G. A. Cone Penetration Testing in unsaturated soils at two

instrumented test sites. **Unsaturated Soils: Research & Applications**. [S. l.]: CRC Press, 2014. p. 6.

CONCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997. 245 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 1997. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/item/000747769>.

CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. D. T.; PRIETTO, P. D. M.; THOMÉ, A. Plate load test on fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 10, p. 951–955, 2003.

COSTA, Y. D. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. 1999. 160 f. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1999.

COSTA, Y. D.; CINTRA, J. C.; ZORNBERG, J. G. Influence of matric suction on the results of plate load tests performed on a lateritic soil deposit. **Geotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 2, p. 219–227, 2003. <https://doi.org/10.1520/GTJ11326J>.

CRONEY, D. The movement and distribution of water in soils. **The Essence of Geotechnical Engineering: 60 years of Géotechnique**. [S. l.]: Thomas Telford Publishing, 2008. p. 207–222.

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D. Soil structure in relation to soil suction (pF). **Journal of Soil Science**, v. 5, n. 1, p. 75–84, 1954.

DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. Fifth Edition. [S. l.]: CL Engineering, 2001.

DAVIES, G. I. **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso**. 2000. 168 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2000.

DE MELLO, V. F. B. **Notas de aula de Mecânica dos Solo**. [S. l.]: EP-USP, Universidade de São Paulo, 1973.

DE MIO, G. **Condicionantes geológicos na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. 2005. 359 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2005.

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. 1999. **11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [...]**. Foz do Iguaçu, PR, Brasil: London: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering., 1999. p. 453–488.

DÉCOURT, L. SPT in non classical materials. 1992. **US-Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of classical soil mechanics principles to structured soils [...]**. Belo Horizonte, MG, Brasil: [s. n.], 1992.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Practical applications of the standard penetration test

complemented by torque measurements, SPT-T; present stage and future trends. 1994. **XIII ICSMFE - International conference on soil mechanics and foundation engineering [...]**. New Delhi, India: AA Balkema Publishers, 1994. p. 143–146.

DENISOV, N. Y. The engineering properties of loess and loess loams. 1951. Gosstroizdat, Moscow, URSS: [s. n.], 1951.

DOS SANTOS, R. A.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. DMT for Load-Settlement Curve Prediction in a Tropical Sandy Soil Compared to Plate Load Tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 43, n. 1, 2019. DOI 10.1520/GTJ20180079. Disponível em: <http://www.astm.org/doiLink.cgi?GTJ20180079>.

DUDLEY, J. H. Review of Collapsing Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. 3, p. 925–947, 1 maio 1970. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001426>.

DUMONT, R. B. **Simulação numérica de resultados de provas de carga em placa em solo não saturado colapsível**. 2016. 77 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2016.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. Gradual collapse of soils originated by a suction decrease. *In*: MOSCOW, 1973. **8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [...]**. [S. l.: s. n.], 1973. p. 6–11.

FAGUNDES, L. S. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. 2014. 102 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2014.

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

FERNANDES, J. B. **Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado**. 2022. 143 f. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2022.

FERNANDES, J. B. **Resistência e deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais**. 2016. 144 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2016.

FERNANDES, J. B.; SAAB, A. L.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; LODI, P. C.; GIACHETI, H. L. Geomechanical parameters in the active zone of an unsaturated tropical soil site via laboratory tests. **Soils and Rocks**, v. 45, n. 4, p. 1–15, 15 nov. 2022. <https://doi.org/10.28927/SR.2022.000422>.

FERREIRA, S. R. M. Variação de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos. 1993. **7º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia [...]**. Poços de Caldas, MG, Brasil: [s. n.], 1993. p. 283–296.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P.; LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Volume change measurements due to wetting in collapsible soils by laboratory and field tests. 2., 2002. **Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002 [...]**. Recife, PE, Brasil: [s. n.], 2002. v. 2, p. 577–582.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 4, p. 245–253, 1993.

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **A first course in finite elements**. The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England: John Wiley & Sons Ltd, 2007.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. An overview of unsaturated soil behaviour. **Geotechnical special publication**, , p. 1–1, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. [S. l.]: John Wiley & Sons, 2012.

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

FREDLUND, D. G.; XING, A.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 440–448, 1996.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; SILVA FILHO, F. C.; CONCIANI, W. Experimental and theoretical evaluation of maximum collapse. 1., 1999. **XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering** [...]. Foz do Iguaçu, PR, Brasil: [s. n.], 1999. v. 1, p. 257–274.

GARDNER, R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. **Soil Science**, v. 43, n. 4, p. 277–284, 1937.

GENS, A.; ALONSO, E. E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 6, p. 1013–1032, 1992.

GENS, A.; GARCIA-MOLINA, A. J.; OLIVELLA, S.; ALONSO, E. E.; HUERTAS, F. Analysis of a full scale in situ test simulating repository conditions. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 22, n. 7, p. 515–548, jul. 1998. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199807\)22:7<515::AID-NAG926>3.0.CO;2-8](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199807)22:7<515::AID-NAG926>3.0.CO;2-8).

GENS, A.; SANCHEZ, M.; GUIMARÃES, L. D. N.; ALONSO, E. E.; LLORET, A.; OLIVELLA, S.; VILLAR, M. V.; HUERTAS, F. A full-scale in situ heating test for high-level nuclear waste disposal: observations, analysis and interpretation. **Géotechnique**, v. 59, n. 4, p. 377–399, maio 2009. <https://doi.org/10.1680/geot.2009.59.4.377>.

GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R. C.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A. Seasonal influence on cone penetration test: An unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, n. 2, p. 361–368, abr. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.10.005>.

GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R. C.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, p. 361e368, 2019.

GIBBS, H.; BARA, J. Predicting problems of collapsing soil. **Journal of Soils Mechanics and Foundation Division ASCE**, v. 93, p. 577–594, 1967.

GIBBS, H. J. Properties which divide loose and dense uncemented soil. **US Bureau of Reclamation, Report N° EM-608**, 1961.

HAINES, W. B. Studies in the physical properties of soil. V. The hysteresis effect in capillary properties, and the modes of moisture distribution associated therewith. **The Journal of Agricultural Science**, v. 20, n. 1, p. 97–116, 1930.

HILLEL, D. **Soil-water - Physical principles and processes**. USA: Academic Press, Inc., 1971.

HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; SPADOLA, D. J. Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, n. 1, p. 40–58, 1 jan. 1988. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:1\(40\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:1(40)).

HRYCIW, R. D.; DOWDING, C. H. Cone penetration of partially saturated sands. **Geotechnical Testing Journal**, v. 10, n. 3, p. 135–141, 1987.

IRMAK, S.; PAYERO, J. O.; VANDEWALLE, B.; REES, J.; ZOUBEK, G. 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**, v. 783, n. 332, p. 1–14, 2014. .

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. 1975. **6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering [...]**. Durban, South Africa: [s. n.], 1975.

KLUTE, A. Water retention: laboratory methods. **Methods of soil analysis: part 1—physical and mineralogical methods**, n. methodsofsoilan1, p. 635–662, 1986. .

KNODEL, P. C. Construction of Large Canal on Collapsing Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 1, p. 79–94, 1 jan. 1981. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001091>.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. [S. l.]: John Wiley & Sons, 1969.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, J. H. Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 5, p. 714–730, 1 maio 1991. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:5\(714\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:5(714)).

LE, T. M. H.; SANCHEZ, M.; GALLIPOLI, D.; WHEELER, S. Probabilistic Study of Rainfall-Triggered Instabilities in Randomly Heterogeneous Unsaturated Finite Slopes. **Transport in Porous Media**, v. 126, n. 1, p. 199–222, 1 jan. 2019. <https://doi.org/10.1007/s11242-018-1140-0>.

LEHANE, B.; FAHEY, M. Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand. 2., 2004. **The Second International Conference on Site Characterization - ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization [...]**. Porto, Portugal: Millpress Rotterdam Netherlands, 2004. v. 2, p. 1673–1679.

LEHANE, B. M.; ISMAIL, M. A.; FAHEY, M. Seasonal dependence of in situ test parameters in sand above the water table. **Géotechnique**, v. 54, n. 3, p. 215–218, 2004. .

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da Água no Solo**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP), 2012(, 2ª edição).

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London and New York: Spon Press - Taylor & Francis Group, 1997.

LUTENEGGER, A. J. Current status of the Marchetti dilatometer test. 27., 1988. **International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1** [...]. Orlando, FL, USA: Balkema, Rotterdam, 1988. v. 27, p. 137–155.

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

MACACARI, M. F. **Variação da capacidade de carga com a sucção e profundidade em ensaios de placa em solo colapsível**. 2001. 96 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2001.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. Estudo da Compressibilidade e Resistência de Solos não Saturados ao Longo de um Perfil da Cidade de São Carlos–SP. 1998. **XI COBRAMSEG, Brasília** [...]. [S. l.: s. n.], 1998.

MACHADO, Sandro Lemos. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. 1998. 361 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1998.

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 106, n. ASCE 15290, 1980.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations - A report by the ISSMGE committee TC16. 2001. **International Conference on in situ measurement of soil properties and case histories** [...]. Bandung, Indonesia: Parahyangan Catholic University, 2001. p. 95–131.

MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados**. 2005. 201 f. Tese (Livre-docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP, 2005.

MAYNE, P. W. Enhanced geotechnical site characterization by seismic piezocone penetration tests. 2000. **Fourth International Geotechnical Conference** [...]. Cairo, Egypt: [s. n.], 2000. p. 95–120.

MAYNE, P. W.; BROWN, D. A. Site characterization of Piedmont residuum of North America. 2., 2003. **Characterization and engineering properties of natural soils** [...]. Singapore Workshop, Balkema/Swets & Zeitlinger, Lisse: Swets & Zeitlinger Lisse, the Netherlands, 2003. v. 2, p. 1323–1339.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 2004. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2004.

MOÇO FERREIRA, T.; FONSECA TEIXEIRA, P.; CARDOSO, R. Impact of Bituminous Subballast on Railroad Track Deformation Considering Atmospheric Actions. **Journal of**

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 137, n. 3, p. 288–292, 1 mar. 2011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000435](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000435).

MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. DMT-predicted vs observed settlements: a review of the available experience. 2006. **Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington DC [...]**. Washington, DC, USA: [s. n.], 2006. p. 244–252.

NELSON, J. D.; OVERTON, D. D.; DURKEE, D. B. Depth of Wetting and the Active Zone. 2001., publisher: American Society of Civil Engineers. **Shallow Foundation and Soil Properties Committee Sessions at ASCE Civil Engineering Conference [...]**. Houston, TX, USA: ASCE, 2001. p. 95–109. DOI 10.1061/40592(270)6. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/40592%28270%296>.

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

NUÑEZ, E. Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación. 4., 1975. **V Congreso Panamericano de Mecánica dos suelos e ingeniería de Fundaciones [...]**. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], 1975. v. 4, p. 43–73.

OH, W. T.; VANAPALLI, S. K. Modelling the applied vertical stress and settlement relationship of shallow foundations in saturated and unsaturated sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 3, p. 425–438, mar. 2011. <https://doi.org/10.1139/T10-079>.

OH, W. T.; VANAPALLI, S. K. Scale Effects of Plate Load Tests in Unsaturated Soils. **International Journal of Geomate**, v. 4, n. 2, p. 585–594, 2013. .

OLIVELLA, S.; CARRERA, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E. Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. **Transport in Porous Media**, v. 15, n. 3, p. 271–293, 1 jun. 1994. <https://doi.org/10.1007/BF00613282>.

OLIVELLA, S.; GENS, A.; CARRERA, J.; ALONSO, E. E. Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. **Engineering computations**, v. 13, n. 7, p. 87–112, 1996. .

PAULA E SILVA, F.; CHANG, H. K.; CAETANO-CHANG, M. R. Perfis de referência do Grupo Bauru (K) no estado de São Paulo. **Geociências**, v. 22, n. Especial, p. 21–32, 2003.

PHILIP, J. R. Fifty years progress in soil physics. **Geoderma**, v. 12, n. 4, p. 265–280, 1974. .

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo, SP, Brasil: Oficina de Textos, 2000.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York, USA: J. Wiley & Sons, 1974.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soil-water chemistry. 1973. **8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [...]**. Moscow: [s. n.], 1973. p. 177–183.

REZNIK, Y. M. Discussion of “determination of collapse potential of soils” by AJ Lutenegeger and RT Saber. **Geotechnical Testing Journal**, v. 12, n. 3, p. 248–249, 1989.

REZNIK, Y. M. Plate-load tests of collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 3, p. 608–615, 1 mar. 1993. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:3\(608\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:3(608)).

RICHARDS, L. A. A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. **Soil Sci**, v. 51, n. 5, p. 377–386, 1941.

ROBERTSON, P. K. In situ testing and its application to foundation engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 23, n. 4, p. 573–594, nov. 1986. <https://doi.org/10.1139/t86-086>.

ROCHA, B. P. **Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo**. 2018. 242 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2018.

ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. The Flat Dilatometer Test in an Unsaturated Tropical Soil Site. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 39, n. 8, p. 5957–5969, dez. 2021. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01849-1>.

RODRIGUES, A. L. C. **Estudo da compressibilidade e da colapsibilidade de um perfil do subsolo por meio do DMT**. 2021. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2021.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007. 262 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2007.

RODRIGUES, R. A.; SOARES, F. V. P.; SANCHEZ, M. Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 4, p. 04021010, abr. 2021. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002479](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002479).

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Análise do comportamento colapsível de um solo usando ensaios de compressão triaxial e edométricos. In: COBRAMSEG, 1., 2012. **XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica** [...]. Porto de Galinhas, PE, Brasil: ABMS, 2012. v. 1, p. 1–6.

RODRÍGUEZ, R.; SANCHEZ, M.; LEDESMA, A.; LLORET, A. Experimental and numerical analysis of desiccation of a mining waste. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 44, n. 6, p. 644–658, 1 jun. 2007. <https://doi.org/10.1139/t07-016>.

SAAB, A. L. **Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado**. 2016. 125 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2016.

SAAB, A. L.; RODRIGUES, R. A. Parâmetros de Compressibilidade de um Perfil de Solo Arenoso Colapsível. In: COBRAMSEG, 2018. **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica** [...]. Salvador, BA, Brasil: ABMS, 2018.

SANCHEZ, M. **Class Notes of Transport Process in Porous Media**. College Station-TX-USA: Texas A&M University, 2019. Notas de Aula.

SANCHEZ, M.; WANG, D.; BRIAUD, J.-L.; DOUGLAS, C. Typical geomechanical problems

associated with railroads on shrink-swell soils. **Transportation Geotechnics**, v. 1, n. 4, p. 257–274, 2014.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests**. London: CRC Press, 2014. <https://doi.org/10.1201/9781482266054>.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SHS LTDA., C. e P. de E. S. Ltda. **Diagnóstico Ambiental e dos recursos hídricos do município de Bauru**. Relatório Final, n. Contrato No. 4.294/04-Processo No. 37.456/03. São Carlos, SP, Brasil: Secretaria Municipal do Meio Ambiente - Prefeitura Municipal de Bauru, 2008.

SILVA, N. M.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. Prediction of Load-Settlement Curves by the DMT in an Unsaturated Tropical Soil Site. **Soils and Rocks**, v. 42, n. 3, p. 351–361, 2019. <https://doi.org/10.28927/SR.423351>.

SKILES, D. L.; TOWNSEND, F. C. Predicting Shallow Foundation Settlement in Sands from DMT. 1994. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments [...]**. College Station, Texas, USA: ASCE, 1994. p. 132–142.

SOARES, F. V. P. **Previsão de recalques por colapso de sapatas assentes em solo natural e compactado**. 2018. 170 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2018.

SOUZA, A. **Utilização de fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira (SP)**. 1993. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 1993.

SULTAN, H. A. Some engineering aspects of collapsing soils. 1971. The University of Arizona, Tucson, AZ, USA: [s. n.], 1971. p. 35. Disponível em: <https://azgs.arizona.edu/azgeobib/some-engineering-aspects-collapsing-soils-prepared-presentation-highway-research-board>. Acesso em: 5 set. 2022.

SUN, D.; SHENG, D.; XU, Y. Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 44, n. 6, p. 673–686, 2007.

SURIOL, J. Behavior of compacted soils in suction controlled oedometer. 1998. **Proc. of the 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils [...]**. Beijing, China: International Academic Publishers, 1998. p. 438–443.

SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E. Behavior of compacted soils in suction controlled oedometer. 1998. **Proc. of the 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils [...]**. Beijing, China: International Academic Publishers, 1998. p. 438–443.

TAN, N. K. **Pressuremeter and cone penetrometer testing in a calibration chamber with unsaturated Minco silt**. 2005. 198 f. Dissertation (PhD) – The University of Oklahoma, Norman, OK, USA, 2005.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. USA: John Wiley & Sons, Inc, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. USA: John Wiley & Sons, 1996(Third edition).

USBR. **Earth Manual**. 3. ed. Denver, CO, USA: US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1998.

VALVERDE, D. A. **Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado**. 2021. 162 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista - Faculdade de Engenharia, Bauru, SP, Brasil, 2021. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/handle/11449/215657>.

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

VANAPALLI, S. K.; MOHAMED, F. M. O. Bearing capacity and settlement of footings in unsaturated sands. **International Journal of Geomate**, 9. v. 5, n. 1, p. 595–604, 2013. <https://doi.org/10.21660/2013.9.3k>.

VIANNA, A. P. F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não-saturado**. 2005. 170 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 2005.

VILAR, O. M. Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. 1., 1995. **Proc. of the First International Conference on Unsaturated soils / UNSAT'95** [...]. Paris, France: [s. n.], 1995. v. 1, .

VILAR, O. M.; DAVIES, G. I. Collapse behavior analysis of a clayey sand using different testing procedures. 2., 2002. **Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002** [...]. Recife, PE, Brasil: [s. n.], 2002. v. 2, p. 571–576.

VILAR, O. M.; GAIOTO, N. Comportamento colapsível de um solo laterítico compactado. 1994. **Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados** [...]. Recife, PE, Brasil: [s. n.], 1994. p. 185–190.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. 1., 1981. **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia** [...]. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: [s. n.], 1981. v. 1, p. 209–224.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226–233, 2011.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soils. **Soils and Rocks**, v. 38, n. 3, p. 265–278, 2015.

VILLAR, M. V.; SANCHEZ, M.; GENS, A. Behaviour of a bentonite barrier in the laboratory: Experimental results up to 8years and numerical simulation. **Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement**. v. 33, p. S476–S485, 1 jan. 2008. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2008.10.055>.

VILLARRAGA, C.; RUIZ, D.; VAUNAT, J.; CASINI, F. Modelling Collapse and Failure of Volcanic Slopes Under Climatic Actions. 2014. **6TH Workshop of CODE_BRIGHT Users**

[...]. Barcelona, Espanha: [s. n.], 2014.

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

WICKREMESINGHE, D. S. **Statistical characterization of soil profiles using in situ tests**. 1989. 288 f. Thesis (Ph.D.) – University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989. DOI 10.14288/1.0062495. Disponível em: <https://open.library.ubc.ca/soa/cIRcle/collections/ubctheses/831/items/1.0062495>.

XAVIER, J. M.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J. B.; BANDEIRA, A. P. N. Características de um solo colapsível e o efeito do grau de compactação. *In*: COBRAMSEG, 2018. **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica** [...]. Salvador, BA, Brasil: ABMS, 2018.

YACoub, J. D.; RODRIGUES, R. A.; MONDELLI, G.; GIACHETI, H. L. Estudo da Condutividade Hidráulica de um Perfil de Solo Arenoso Empregando um Permeâmetro de Parede Flexível. 1., 2022. **XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2022** [...]. Campinas, SP, Brasil: [s. n.], 2022. v. 1, p. 8. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg-2022/papers/estudo-da-condutividade-hidraulica-de-um-perfil-de-solo-arenoso-por-meio-de-ensaios-de-campo-e-laboratorio>.