

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Patricia Rodrigues Falcão

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA E  
DEFORMABILIDADE DE UM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL:  
ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO**

Santa Maria, RS  
2021



**Patricia Rodrigues Falcão**

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA E  
DEFORMABILIDADE DE UM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL: ESTUDO  
EXPERIMENTAL E NUMÉRICO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr Magnos Baroni  
Coorientador: Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Santa Maria, RS  
2021

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Finance Code 001

Falcão, Patricia  
AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA E  
DEFORMABILIDADE DE UM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL:  
ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO / Patricia Falcão.- 2021.  
229 p.; 30 cm

Orientador: Magnos Baroni  
Coorientador: Diego Fagundes  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, RS, 2021

1. Sucção 2. Resistência ao Cisalhamento 3.  
Colapsibilidade 4. Provas de Carga Estática 5.  
Modelagem Numérica I. Baroni, Magnos II. Fagundes, Diego  
III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

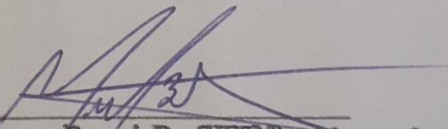
Declaro, PATRICIA FALCÃO, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

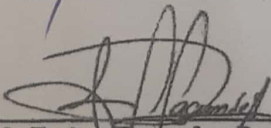
**Patricia Rodrigues Falcão**

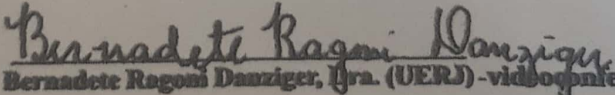
**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA E  
DEFORMABILIDADE DE UM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL: ESTUDO  
EXPERIMENTAL E NUMÉRICO**

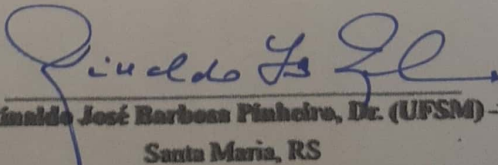
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em 11 de agosto de 2021

  
Magnos Baroni, Dr. (UFSM) - videoconferência  
(Presidente/Orientador)

  
Diego de Freitas Fagundes, Dr. (FURG) - videoconferência  
(Coorientador)

  
Bernadete Ragoni Danziger, Dra. (UERJ) - videoconferência

  
Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM) - videoconferência  
Santa Maria, RS  
2021



## **DEDICATÓRIA**

Aos meus pais Paulo e Rosângela e a minha irmã Juliane.  
Por serem meu porto seguro!





## AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a realização desta dissertação. Inicialmente, gostaria de agradecer a minha família pelos abraços apertados e as gentis palavras que acalmaram meu coração tantas vezes. Em especial, aos meus pais Rosângela e Paulo Roberto, por serem a fundação da minha vida, por sempre me apoiarem e não medirem esforços para que eu realizasse os meus sonhos. Não tenho palavras para expressar a quão grata sou por ter vocês comigo sempre. A minha irmã Juliane, pelo apoio constante em todos os momentos, pelo carinho e por muitas vezes ser o meu Norte. A minha prima Milene e aos meus afilhados Karoline e Murilo por colorirem meus dias.

Aos meus orientadores Professores Magnos Baroni e Diego Fagundes pela confiança depositada em mim, pelos inúmeros e valiosos ensinamentos, pelo incentivo constante, pelo empenho com que me orientaram e pela amizade durante esses anos de convívio, a qual vou recordar sempre com muito carinho. Gostaria de agradecer também aos professores Rinaldo Pinheiro e Cezar Bastos pelas contribuições nesta pesquisa e pelos conhecimentos transmitidos.

À banca examinadora, Professora Bernadete Danziger e Professor Rinaldo Pinheiro agradeço por aceitarem o convite para participar desta defesa. É um privilégio contar com a participação de vocês.

Aos meus colegas do grupo GEOMA e GEPPASV pela amizade e pela ajuda sempre que necessária: Amanda Sagrilo, Ana Back, Ângelo, Bruno Chaves, Eduarda Fração, Fernando Boeira, Gabriéli Chiarello, Leonardo Brizolla, Leonardo Marques, Luciéle Knerim, Luiza Eichelberger, Paula Pascoal, Sílvio Schuster e Thaís Aquino. Em especial gostaria de agradecer ao Gustavo Masutti pela amizade e por todo o auxílio com a realização dos ensaios de campo. De maneira muito especial gostaria de agradecer a Haline Ceccato, Régis Pinheiro e Diego Menegusso pelo carinho, incentivo, conselhos e companhia em tantos finais de semana no laboratório. Aos bolsistas/ voluntários que antes da pandemia me auxiliaram em algumas etapas deste trabalho: Christopher Schneider, Gabriel Marisol e Mainara Callegaro.

Aos meus amigos de longa data por todo o incentivo, em especial: Ivana Knebel, Matheus Lopes, Pâmela Domingues, Pâmela Teles, Camilla Garcia, Matheus Anderson e Victória Dias.

Agradeço ao Alison, João e Eduardo, técnicos do LMCC, pela ajuda e disponibilidade sempre que solicitados. Gostaria de agradecer ao Romulo, técnico do laboratório de

sedimentologia, pelo auxílio na convecção das lâminas e aos responsáveis pelo laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos pela ajuda na realização dos ensaios de difração raio-X.

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

## RESUMO

### **AValiação DO IMPACTO DA INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL: ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO**

AUTOR: Patricia Rodrigues Falcão  
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni  
COORIENTADOR: Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Na região norte do estado do Rio Grande do Sul é comum a presença de solos lateríticos de textura média a argilosa, não saturados e com elevada porosidade. A alteração no teor de umidade nesse tipo de solo está atrelada a perda de sucção. Por conseguinte, o comportamento tensão-deformação exibe uma alta complexibilidade resultando em incertezas no projeto. A inundação prejudica a estrutura do solo acarretando redução no seu volume, sendo esse fenômeno denominado colapso. Nesse contexto, uma fundação assente nesse terreno pode estar sujeita a recalques diferenciais que conseqüentemente gerarão patologias nas edificações. Salienta-se que trincas e fissuras são comumente observadas no município de Cruz Alta após algum evento que culminou na inundação do solo. Esse panorama demonstra a notória importância do estudo dos fatores intervenientes em um projeto de fundação. Com isso, a presente dissertação objetivou um programa de investigação geotécnica com a finalidade de entender as peculiaridades do solo. Para tal, foi utilizado o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica localizado no Campus da UNICRUZ. Foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização, difração de raio-x, análise mineralógica da fração granular, curvas características, compressão confinada, cisalhamento direto e compressão triaxial. Em campo houve a realização de sondagens SPT com e sem a circulação de água e ensaios de prova de carga estática de carregamento lento com inundação do solo subjacente. Utilizando a ferramenta computacional PLAXIS 2D foram criados modelos numéricos 2D que conseqüentemente foram validados por intermédio dos resultados dos ensaios realizados. Os ensaios de compressão confinada com inundação indicam que o solo é potencialmente colapsível. A resistência ao cisalhamento está diretamente vinculada com a sucção, já que há uma redução de alta magnitude no intercepto coesivo. Os resultados das sondagens SPT podem advir de uma ferramenta sugestiva para o entendimento que a inundação propiciará a perda de sucção do solo. A realização dos ensaios de prova de carga em estacas realizadas com pré-inundação do terreno, demonstraram uma redução significativa na capacidade de suporte. Os resultados provenientes das análises demonstram a importância do estudo dos solos não saturados frente aos projetos de fundações.

Palavras-chave: Sucção. Resistência ao Cisalhamento. Colapsibilidade. Provas de carga Estática. Modelagem numérica.



## **ABSTRACT**

### **EVALUATION OF THE IMPACT OF INUNDATION ON THE STRENGTH AND DEFORMABILITY OF A COLLAPSIBLE LATERITIC SOIL: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY**

AUTHOR: Patricia Rodrigues Falcão  
ADVISOR: Prof. Dr. Magnos Baroni  
CO ADVISOR: Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

In the northern region of the state of Rio Grande do Sul it is common the presence of lateritic soils of medium to clayey texture, unsaturated and with high porosity. The change in the humidity in this type of soil is linked to the loss of suction. Therefore, the stress-strain behavior exhibits a high complexity resulting in design uncertainties. The inundation damages the soil structure causing a reduction in the soil volume, and this phenomenon is called collapse. In this context, a foundation built on this ground may be subject to differential settlements that will consequently generate pathologies in the buildings. It is relevant to point out that cracks and fissures are commonly observed in the city of Cruz Alta after some event that culminated in soil flooding. This panorama demonstrates the notorious importance of studying the intervening factors in a foundation project. Thus, the present dissertation aimed at a geotechnical investigation program with the purpose of understanding the peculiarities of the soil. To this end, the Geotechnical Engineering Experimental Field, located on the UNICRUZ campus, was used. Laboratory tests were performed for characterization, X-ray diffraction, mineralogical analysis of the granular fraction, characteristic curves, confined compression, direct shear and triaxial compression. In the field, SPT tests were performed with and without water circulation and slow-load static load testing with inundation of the underlying soil. Using the PLAXIS 2D computational tool, 2D numerical models were created and validated using the test results. The confined compression tests with flooding indicate that the soil is potentially collapsible. Shear strength is linked with suction since there is a high magnitude reduction in the cohesive intercept. The results of the SPT measurements can provide a suggestive tool for understanding that flooding will lead to a loss of soil suction. The load tests on piles carried out with pre-flooding demonstrated a significant reduction in bearing capacity. The results of the analyses demonstrate the importance of the study of unsaturated soils for foundation projects.

**Keywords:** Suction. Shear Resistance. Collapsibility. Static Load. Numerical models.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Ocorrências de Solos Finos Arenosos e Argilosos, de comportamento laterítico, no Brasil.....	23
Figura 2.2- Variação da poropressão em um perfil estratigráfico. ....	26
Figura 2.3- Sistema ilustrativo sobre os conceitos de sucção total e matricial. ....	29
Figura 2.4- Curva de retenção de água. ....	32
Figura 2.5- Curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos e para solos com distribuição de poros bimodal.....	33
Figura 2.6- Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro.....	35
Figura 2.7- Envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. ....	37
Figura 2.8- Projeções da envoltória de resistência de solos não saturados. ....	37
Figura 2.9- Variações na área de água em diferentes estágios de curva característica. ....	39
Figura 2.10- (a) Curva característica; (b) Resistência ao cisalhamento associado à curva característica. ....	40
Figura 2.11: Relação entre o parâmetro de ajuste (k) e o Índice de Plasticidade (IP).....	43
Figura 2.12- Estrutura encontrada em solos com algum tipo de cimentação. ....	45
Figura 2.13- Fluxograma a respeito da estrutura metaestável típica de solos colapsíveis. ....	46
Figura 2.14- Localização de solos colapsíveis no Brasil.....	47
Figura 2.15- Resultados típicos de ensaios oedométricos para a previsão de colapso.....	50
Figura 2.16: Método da Rigidez: (a) fundações que não rompem (b) fundações que rompem. ....	57
Figura 2.17- Esquema de solução de determinado problema geotécnico: (a)- (b) MDF (c) MEF e (d) MEC.....	58
Figura 2.18- Geometria e malha de elementos finitos.....	59
Figura 2.19- Numeração e posição dos nós (●) e pontos de integração (x). ....	61
Figura 2.20- Ideia básica do comportamento elástico perfeitamente plástico.....	62
Figura 2.21- Superfície de ruptura determinada pelo critério de Mohr-Coulomb.....	63
Figura 2.22- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	64
Figura 2.23- Influência do fenômeno de dilatação em ensaios drenados de cisalhamento simples e de compressão triaxial segundo com o Modelo Mohr-Coulomb.....	65
Figura 2.24- Simulação dos ensaios laboratoriais de compressão triaxial e edométrico pelo modelo de Mohr-Coulomb. ....	66
Figura 2.25- Curva de compressibilidade de um solo em ensaio edométrico. ....	67
Figura 2.26- Sucessivas posições da superfície de escoamento. ....	68
Figura 2.27- Sucessivas posições da superfície de escoamento. ....	69
Figura 3.1- Localização do campo experimental.....	73
Figura 3.2- Mapa Geológico do Município de Cruz Alta/RS. ....	74
Figura 3.3- Mapa Pedológico do Município de Cruz Alta/RS. ....	75
Figura 3.4- Visualização do perfil de solo mediante a abertura de uma trincheira. ....	76
Figura 3.5- Resultados das sondagens SPT realizadas no município de Cruz Alta (RS).....	77
Figura 3.6- Sondagens SPT sem circulação de água na área em estudo: (a) localização dos furos (b) resultados das sondagens. ....	78
Figura 3.7- Demonstração das patologias geradas pelos recalques oriundos da colapsibilidade do solo.....	80
Figura 3.8- Trincas em edificações possivelmente geradas pelo fenômeno de colapso no solo. ....	80

Figura 3.9- Características das estacas em estudo: (a) configuração do campo experimental (b) estaca convencional (c) estaca reforçada (d) estaca de reação (e) obra executada. ....	81
Figura 3.10-. Prova de carga estática: (a) detalhe esquemático (b) representação em campo dos elementos utilizados; (c) disposição dos defletômetros. ....	82
Figura 3.11- Curva Carga vs. recalque para as três estacas convencionais (EC01, EC02 e EC03). ....	84
Figura 3.12- Curva Carga vs. recalque para as três estacas reforçadas (EB01, EB02 e EB03). ....	84
Figura 3.13- Capacidade de carga última para as estacas escavadas. ....	85
Figura 3.14- Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga. ....	86
Figura 4.1 - Fluxograma do projeto de atividades. ....	88
Figura 4.2- Ensaio laboratoriais realizados nesta pesquisa. ....	89
Figura 4.3- Procedimentos realizados durante a amostragem. ....	90
Figura 4.4- Ábaco de Classificação MCT. ....	92
Figura 4.5- Procedimento realizado nos ensaios da metodologia MCT. ....	93
Figura 4.6- Forma das partículas granulares. ....	94
Figura 4.7- Fluxograma dos procedimentos utilizados para a análise da DRX. ....	96
Figura 4.8- Procedimento para a talhagem dos corpos de prova das amostras indeformadas. ....	97
Figura 4.9- Demonstração da contração das amostras. ....	98
Figura 4.10- Fluxograma dos procedimentos realizados para a determinação da <i>SWRC</i> . ....	99
Figura 4.11- Fluxograma dos procedimentos realizados para a determinação do coeficiente de permeabilidade. ....	100
Figura 4.12- Detalhamento da montagem do equipamento de compressão triaxial. ....	102
Figura 4.13- Detalhamento da montagem do equipamento de compressão triaxial. ....	103
Figura 4.14- Detalhamento do Ensaio de Cisalhamento Direto. ....	105
Figura 4.15- Ensaio de Cisalhamento Direto. ....	106
Figura 4.16- Procedimentos realizados para o Ensaio Edométrico. ....	107
Figura 4.17: Sistema utilizado na presente pesquisa: (a) equipamentos e execução das provas de carga estática; (b) projeto utilizado para a inundação do solo; (c) pós-execução das colunas de areia; (d) inundação da cava ao redor do bloco de coroamento. ....	109
Figura 5.1- Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT sem circulação de água. ....	112
Figura 5.2- Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT com circulação de água. ....	113
Figura 5.3- Comparação entre os resultados de SPT com e sem a circulação de água. ....	114
Figura 5.4- Sondagens do tipo SPT no estado natural do solo realizadas em Cruz Alta/RS. ....	115
Figura 5.5- Curvas granulométrica com defloculante (CD) e sem o dispersante (SD) ao longo da profundidade. ....	116
Figura 5.6- Valores da porcentagem das frações granulométricas com defloculante (CD) e sem o dispersante (SD) ao longo da profundidade. ....	117
Figura 5.7- Resumo das propriedades geotécnicas ao longo da profundidade: (a) distribuição das partículas; (b) peso específico real dos grãos; (c) Limites de Atterberg. ....	118
Figura 5.8- Índice de atividade de Skempton. ....	119
Figura 5.9 - Carta de Plasticidade do perfil estudado. ....	119
Figura 5.10- Difratogramas realizados ao longo da profundidade. ....	120
Figura 5.11- Análise mineralógica da fração granular. ....	122
Figura 5.12- Curva de compactação e grau de saturação. ....	123
Figura 5.13- Classificação do solo pela metodologia MCT. ....	124
Figura 5.14- Critério para a identificação da colapsibilidade do solo. ....	127
Figura 5.15- Curvas de retenção de água do solo na condição natural. ....	129



Figura 5.16- Potencial de colapso estimado pela curva característica. ....	132
Figura 5.17- (a) curva característica; (b) relação entre a condutividade hidráulica não saturada e a sucção matricial.....	135
Figura 5.18: curvas de tensão normal <i>versus</i> deformação volumétrica específica para a profundidade de 2 metros: (a) ensaio oedométrico simples; (b) ensaio oedométrico duplo. ....	136
Figura 5.19: Potencial de Colapso: (a) Ensaio Simples (b) Ensaio Duplo (c) Correlação dos ensaios.....	140
Figura 5.20- Curvas tensão desviadora <i>versus</i> deformação axial.....	141
Figura 5.21- Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb: (a) critério de Fredlund e Vanapalli (2002) (b) critério de De Campos e Carrillo (1995).....	142
Figura 5.22: Módulo de Elasticidade.....	143
Figura 5.23- Curvas tensão cisalhante vs. deformação horizontal: (a) natural (b) inundada. ....	144
Figura 5.24: Variação volumétrica vs. deformação horizontal: (a) condição natural (b) condição inundada. ....	145
Figura 5.25-Envoltórias de resistência na condição natural e inundada.....	146
Figura 5.26- Redução dos parâmetros de resistência. ....	147
Figura 5.27- envoltória de tensão cisalhante vs. sucção matricial para o modelo matemático proposto por Guan <i>et al.</i> (2010): (a) ensaio de cisalhamento direto (b) ensaio de compressão triaxial. ....	149
Figura 6-1: Resultados dos ensaios de prova de carga estática na condição de natural e de pré inundação do terreno: (a) EC-02; (b) EC-03. ....	152
Figura 6-2: Resultados dos ensaios de prova de carga estática na condição natural e de pré-inundação do terreno: (a) EB-01 (b) EB-02 (c) EB-03.....	154
Figura 6-3: Curva rigidez <i>versus</i> carga para as estacas convencionais. ....	156
Figura 6-4: Curva rigidez <i>versus</i> carga para as estacas reforçadas. ....	157
Figura 6-5: Análise do Método da Rigidez: (a) capacidade de carga (b) porcentagem da capacidade de carga. ....	158
Figura 6-6: Avaliação da perda da capacidade de suporte com a inundação do solo.....	160
Figura 6-7:Redução da capacidade de carga prevista pelos métodos semi-empíricos. ....	162
Figura 6-8: Diagramas de dispersão de resistência medida e prevista: (a) PCE e valores estimados na condição natural; (b) PCE na condição inundada e capacidade de carga estimada na condição natural; (c) PCE (natural) e valores estimados para o solo inundado; (d) Carga prevista e medida na condição inundada. ....	163
Figura 7.1- Resultados experimentais e numéricos dos ensaios de compressão triaxial adotando a média dos valores E (a) Critério I; (b) Critério II; (c) Critério I; (d) Critério II. ....	167
Figura 7.2- Comparação entre resultados experimentais e numéricos dos ensaios de compressão triaxial adotando o valor de E obtido em cada tensão confinante aplicada. (a) Critério I; (b) Critério II.....	168
Figura 7.3: Determinação do parâmetro de dependência das tensões ( <i>m</i> ): (a) Critério I; (b) Critério II. ....	169
Figura 7.4- Comparação gráfica entre curvas experimentais e numéricas pelo modelo Hardening Soil: (a) Critério I; (b) Critério I; (c) Critério II; (d) Critério II.....	172
Figura 7.5- Descrição dos elementos e geometria do problema: (a) estaca convencional (b) estaca reforçada. ....	173
Figura 7.6- Estudo da malha.....	174
Figura 7.7- Curvas carga <i>versus</i> recalque experimental e numérica para o modelo de MC na condição inundada. (a) parâmetros ensaio triaxial; (b) demais metodologias.....	177

Figura 7.8- Análise da qualidade dos dados simulados pelo modelo MC (condição inundada). (a) MC-S1 e MC-S2; (b) MC-S3 a MC-S8.....	178
Figura 7.9- Resultados para o modelo de MC na condição natural: (a) Curvas carga versus recalque experimental e numérica; (b) diferença entre os recalques Exp. EC-02 e os modelados.....	180
Figura 7.10- Variação dos parâmetros de resistência para a aplicação do modelo MC: (a) capacidade de carga versus recalques; (b) pontos de plastificação.....	182
Figura 7.11- Verificação da qualidade dos dados simulados pelo modelo MC (condição natural): (a) MC-N1 a MC-N5; (b) MC-N6 a MC-N9.....	183
Figura 7.12- Curvas carga versus recalque experimental e numérica para o modelo de HS na condição inundada.....	184
Figura 7.13- Avaliação da qualidade das análises numéricas HS (condição inundada). .....	185
Figura 7.14- Análise experimental e numérica para o modelo de HS na condição natural para as estacas EC. (a) curva carga versus recalque; (b) diferença entre os recalques Exp. EC-02 e os modelados.. .....	187
Figura 7.15- Avaliação da variação da coesão para o modelo HS na condição natural: (a) curva carga versus recalque; (b) pontos de plastificação. ....	188
Figura 7.16- Curvas carga versus recalque experimental e numérica para o modelo de HS na condição natural. ....	189
Figura 7.17- Deformação da malha para o modelo MC-N9. ....	191
Figura 7.18- Deformação da malha para o modelo MC-S1.....	191
Figura 7.19- Campo de Tensões Verticais no modelo MC-S1. ....	192
Figura 7.20- Deslocamentos verticais obtidos pelo modelo MC-N9.....	193
Figura 7.21- Deslocamentos verticais obtidos pelo modelo MC-S1. ....	193
Figura 7.22- Pontos de plastificação ao decorrer dos estágios de carga aplicados nas PCE's em condição natural, MC-N9.....	194
Figura 7.23- Pontos de plastificação ao decorrer dos estágios de carga aplicados nas PCE's em condição inundada, MC-S1.....	194
Figura 7.24- Avaliação das tensões cisalhantes no decorrer do ensaio de PCE natural. ....	195
Figura 7.25- Avaliação das tensões cisalhantes no decorrer do ensaio de PCE inundada. ....	195
Figura 7.26- Comparação entre os modelos MC e HS para as estacas convencionais: (a) na condição natural; (b) na condição inundada.....	196
Figura 7.27- Avaliação dos resultados experimentais e dos obtidos pelos métodos de D&Q, A&V, L, Rigidez (Rig) em relação aos dados simulados. (a) condição natural; (b) condição inundada.....	197
Figura 7.28- Descrição dos parâmetros utilizados no modelo Linear Elástico para as estacas EB.....	199
Figura 7.29- Análise numérica das estacas reforçadas: (a) natural; (b) inundada. ....	200
Figura 7.30- Análise dos recalques experimentais e numéricos obtidos para as estacas reforçadas: (a) natural; (b) inundada. ....	201
Figura 7.31- Deslocamentos verticais para o modelo E50 (condição natural). ....	201
Figura 7.32- Deslocamentos verticais para o modelo E50 (condição inundada).....	202
Figura 7.33- Pontos de Plastificação para o modelo E50 (condição natural). ....	203
Figura 7.34- Pontos de Plastificação para o modelo E50 (condição inundada).....	203
Figura 7.35- Descrição dos parâmetros utilizados no modelo MC para as estacas EB. ....	204
Figura 7.36- Curvas carga versus recalque considerando o modelo MC na espessura de brita: (a) natural; (b) inundada.....	205
Figura 7.37- Curvas carga versus recalque considerando o modelo MC na espessura de brita: (a) natural; (b) inundada.....	206
Figura 7.38- Faixas de análise de qualidade da análise numérica: (a) natural; (b) inundada. ....	206

Figura 7.39- Deslocamentos verticais para o modelo com os valores médios (natural). .....	207
Figura 7.40- Deslocamentos verticais para o modelo com os valores médios (inundada).....	207
Figura 7.41- Pontos de plastificação para o modelo com os valores médios (natural). .....	208
Figura 7.42- Pontos de plastificação para o modelo com os valores médios (inundada).....	208



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2 1: Critérios de identificação de solo colapsível. ....	48
Tabela 2 2- Gravidade dos problemas oriundos do colapso. ....	51
Tabela 2 3- Gravidade dos problemas oriundos do colapso de acordo com o Potencial de Colapso (I). ....	52
Tabela 5.1- Resultados das sondagens SPT realizadas para a condição natural do terreno. ...	112
Tabela 5.2- Resultados das sondagens SPT realizadas para a condição de inundação do terreno. ....	113
Tabela 5.3- Resumo dos resultados das análises de DRX. ....	121
Tabela 5.4: índices físicos do solo estudado. ....	125
Tabela 5.5: Resultados da identificação do colapso baseados em critérios empíricos. ....	126
Tabela 5.6- Parâmetros de ajuste das curvas características. ....	129
Tabela 5.7: Condutividade hidráulica não saturada estimada por intermédio da metodologia de Vanapalli e Lobbezoo (2002). ....	133
Tabela 5.8- Avaliação das tensões vertical geostática e das tensões de pré-adensamento. ....	137
Tabela 5.9: Faixa da qualidade das amostras pelo critério de Lunne et al. (1997). ....	138
Tabela 5.10: Critério de Coutinho (2007) para a qualidade das amostras. ....	138
Tabela 5.11: Valores de resistência ao cisalhamento e deformação axial. ....	142
Tabela 5.12: Valores de resistência ao cisalhamento e deformação axial para. ....	143
Tabela 5.13: Valores de tensão cisalhante utilizando diferentes critérios de ruptura. ....	145
Tabela 5.14- Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto. ....	146
Tabela 6 1: Cargas e recalques atingidos em cada prova de carga de estacas convencionais. ....	153
Tabela 6 2: Cargas e recalques atingidos em cada prova de carga das estacas reforçadas. ...	155
Tabela 6 3: Resultados obtidos com o Método da Rigidez. ....	158
Tabela 6 4: Parâmetros e coeficientes utilizados nos métodos semi-empíricos. ....	161
Tabela 6 5: Valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos. ....	161
Tabela 7.1- Determinação do módulo de Young, E. ....	167
Tabela 7.2- Determinação do módulo de $E_{50}$ . ....	169
Tabela 7.3- Determinação do $E_{50ref}$ para os critérios I e II. ....	170
Tabela 7.4- Parâmetros utilizados nas análises do modelo HS. ....	171
Tabela 7.5- Propriedades das estacas inseridas no modelo elástico linear. ....	175
Tabela 7.6- Parâmetros de entrada para a aplicação do modelo MC na condição inundada. ...	177
Tabela 7.7- Variação do módulo de elasticidade para a aplicação no modelo MC com o solo na condição natural. ....	180
Tabela 7.8- Variação dos parâmetros de resistência para a aplicação do modelo MC. ....	181
Tabela 7.9- Parâmetros de entrada (condição inundada) para a aplicação do modelo HS. ....	184
Tabela 7.10- Variação do módulo de elasticidade para a aplicação do modelo HS. ....	186
Tabela 7.11- Variação da coesão para a aplicação do modelo HS. ....	188
Tabela 7.12- Parâmetros utilizados no modelo HS considerando o ensaio de compressão confinada. ....	189
Tabela 7.13- Valores de $E_{col}$ e $\phi'_c$ comumente utilizados em colunas de brita. ....	198



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	19
1.1. OBJETIVOS.....	20
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	21
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	23
2.1. SOLOS LATERÍTICOS .....	23
2.2. SOLOS NÃO SATURADOS .....	25
2.3. SUCCÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	28
<b>2.3.1. Retenção de água em solo não saturado</b> .....	31
2.3.1.1. Método do papel filtro .....	34
2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	35
<b>2.4.1. Formulações alternativas e avaliações indiretas da resistência ao cisalhamento</b> .....	41
2.5. SOLOS NÃO SATURADOS DE COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL.....	44
<b>2.5.1. Identificação de solos colapsíveis por meio de medidas diretas- Ensaios de Laboratório</b> .....	49
2.6. FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	52
<b>2.6.1. Estacas Escavadas do tipo Broca</b> .....	53
<b>2.6.2. Provas de carga realizadas na condição natural e inundada</b> .....	53
<b>2.6.3. Capacidade de Carga em Fundações</b> .....	54
<b>2.6.4. Provas de Carga</b> .....	55
2.6.4.1. Método de Van der Veen (1953).....	55
2.6.4.2. Método de Van der Veen- Contribuição de Aoki (1976).....	56
2.6.4.3. Método da Rigidez.....	56
2.7. MODELAGEM NUMÉRICA .....	57
<b>2.7.1. Método dos Elementos Finitos</b> .....	59
<b>2.7.2. Ferramenta computacional PLAXIS</b> .....	61
2.7.2.1. Modelos Constitutivos .....	62
a) Modelo Mohr-Coulumb.....	62
b) Modelo Hardening Soil.....	66
2.8. COMENTÁRIOS FINAIS.....	71
<b>3. DESCRIÇÃO DO ESTUDO</b> .....	73
3.1. LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL .....	73
3.2. CARACTERÍSTICAS DO MEIO-FÍSICO .....	74
3.3. PEDOLOGIA .....	75
3.4. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	77
3.5. POSSÍVEIS DANOS GERADOS PELO COLAPSO DO SOLO NO MUNICÍPIO DE CRUZ ALTA (RS) .....	79

3.6.	CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA EM CRUZ ALTA (RS) ...	81
3.7.	RESULTADOS PRÉVIOS DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA ....	82
<b>3.7.1.</b>	<b>Capacidade de carga</b> .....	85
3.8.	COMENTÁRIOS FINAIS .....	86
<b>4.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	88
4.1.	PROGRAMA DE ATIVIDADES .....	88
4.2.	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E ETAPA EXPERIMENTAL .....	89
<b>4.2.1.</b>	<b>Amostragem</b> .....	90
<b>4.2.2.</b>	<b>Ensaio de caracterização</b> .....	91
4.2.2.1.	<i>Ensaio de caracterização física</i> .....	91
4.2.2.2.	<i>Classificação MCT</i> .....	92
4.2.2.3.	<i>Análise mineralógica da fração granular</i> .....	93
4.2.2.4.	<i>Análises dos argilominerais por meio da utilização da técnica DRX</i> .....	95
4.3.	ENSAIO PARA A DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA .....	96
4.4.	ENSAIO DE PERMEABILIDADE .....	100
4.5.	ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO .....	101
<b>4.5.1.</b>	<b>Ensaio de Compressão Triaxial Convencional</b> .....	101
<b>4.5.2.</b>	<b>Ensaio de Cisalhamento Direto</b> .....	104
4.6.	COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL .....	106
4.7.	ENSAIOS DE CAMPO .....	108
<b>4.7.1.</b>	<b>Sondagem de simples reconhecimento com circulação de água</b> .....	108
<b>4.7.2.</b>	<b>Provas de carga estática realizadas na condição inundada do terreno</b> .....	108
4.8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	110
<b>5.</b>	<b>AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INUNDAÇÃO NO SOLO LATERÍTICO EM ESTUDO</b> .....	111
5.1.	INFLUÊNCIA DA SUÇÃO NOS RESULTADOS DE ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO .....	111
5.2.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	116
5.3.	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA ATRAVÉS DA DIFRAÇÃO DE RAIO- X .....	120
5.4.	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DA FRAÇÃO GRANULAR .....	122
5.5.	COMPACTAÇÃO .....	123
5.6.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PELA METODOLOGIA MCT .....	124
5.7.	ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO .....	125
<b>5.7.1.</b>	<b>Identificação de solos colapsíveis por intermédio de conceitos empíricos</b> .....	126
5.8.	CURVA CARACTERÍSTICA .....	127



5.8.1. Previsão do colapso através da curva característica .....	130
5.9. PERMEABILIDADE .....	132
5.9.1. Aplicação dos Modelos de Previsão da Condutividade Hidráulica.....	133
5.10. COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL.....	135
5.10.1. Tensão de pré-adensamento.....	136
5.10.2. Qualidade da amostragem .....	138
5.10.3. Avaliação da Colapsibilidade do Solo através de ensaios oedométricos.....	139
5.11. ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	140
5.11.1. Ensaio de compressão triaxial .....	141
5.11.2. Ensaio de Cisalhamento Direto .....	144
5.11.3. Previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial baseada na curva característica .....	147
5.12. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	149
<b>6. EFEITO DA INUNDAÇÃO NOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGAS REALIZADAS NAS ESTACAS ESCAVADAS EM ESTUDO .....</b>	<b>151</b>
6.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA.....	151
6.2. ESTIMATIVA DAS PARCELAS DE RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL E CARGA DE RUPTURA PELO MÉTODO DA RIGIDEZ .....	156
6.3. REDUÇÃO DA CAPACIDADE RESISTIVA MÁXIMA .....	159
6.4. PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA .....	161
6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	164
<b>7. MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>166</b>
7.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	166
7.2. MODELO NUMÉRICO 2D .....	172
7.2.1. Definição da geometria.....	172
7.2.2. Estudo da Malha .....	174
7.3. MODELO CONSTITUTIVO ELÁSTICO LINEAR APLICADO AS ESTACAS ...	175
7.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS ESTACAS CONVENCIONAIS.....	175
7.4.1. Análise numérica pelo modelo de Mohr-Coulumb das estacas convencionais ...	176
7.4.1.1. Provas de Carga Estática realizadas na condição inundada do terreno .....	176
7.4.1.2. Provas de Carga Estática realizadas na condição natural do terreno (MC).....	179
7.4.2. Análise numérica pelo modelo de Hardening Soil das estacas convencionais ...	183
7.4.1.1. Provas de Carga Estática realizadas na condição inundada do terreno (HS).....	183
7.4.1.2. Provas de Carga Estática realizadas na condição natural do terreno (HS).....	186
7.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA AS ESTACAS CONVENCIONAIS NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA .....	190
7.5.1. Deformação da malha.....	190

<b>7.5.2. Tensões Verticais</b> .....	191
<b>7.5.3. Deslocamentos Verticais</b> .....	192
<b>7.5.4. Plastificação</b> .....	193
<b>7.5.5. Tensões Cisalhantes</b> .....	195
<b>7.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, DE EXTRAPOLAÇÃO DAS PCE E RESULTADOS NUMÉRICOS</b> .....	196
<b>7.7. ESTACAS REFORÇADAS</b> .....	198
<b>7.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	209
<b>8. CONCLUSÕES</b> .....	211
<b>8.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b> .....	211
<b>8.2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA</b> .....	212
<b>8.3. MODELAGEM NUMÉRICA</b> .....	213
<b>8.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	215
<b>9. REFERÊNCIAS</b> .....	216

## 1. INTRODUÇÃO

Um projeto geotécnico de fundação consiste em fornecer uma supraestrutura segura em toda sua vida útil, independente dos carregamentos aplicados, das oscilações climáticas e demais fatores externos. O número limitado de investigações geotécnicas e a falta de conhecimento de características peculiares de determinados solos podem camuflar o real comportamento destes materiais. Face a esse panorama, os solos denominados colapsíveis apresentam redução do seu volume quando inundados e esse condicionante pode acarretar na geração de patologias nas estruturas.

A inundação do solo está intrinsecamente relacionada com a redução da sucção, sendo essa premissa identificada como fator desencadeante da compressão volumétrica oriunda do colapso (PEREIRA E FREDLUND, 2000; LI e VANAPALLI, 2018; PEREIRA *et al.*, 2019). A inundação do solo pode ser oriunda da excessiva infiltração durante fortes precipitações, variações do lençol freático, irrigação, vazamento de dutos de água e esgoto, entre outros. Nesse âmbito, o acréscimo no teor de umidade do solo somado ao carregamento imposto pelas estruturas promovem a quebra das cimentações entre as partículas e a redução da sucção, podendo desencadear recalques de grandes magnitudes ou colapso.

Os solos colapsíveis apresentam uma estrutura aberta que pode resistir a um amplo espectro de carregamento na condição não saturada, entretanto o mesmo sofre colapso sob inundação (MEDERO *et al.*, 2009). A cautelosa análise desse fator é primordial frente aos projetos de fundações. Nesse viés, alguns estudos identificaram a presença de atrito negativo em estacas, cujo solo colapsível sofreu algum processo de inundação (NOOR, 2017; ROY *et al.*, 2018; CHEN *et al.*, 2009). Salienta-se que esse esforço é transferido ao elemento estrutural nos trechos em que o recalque do maciço terroso circundante é superior ao da própria estaca.

Em um determinado local, com solo superficial colapsível, a carga de colapso e, conseqüentemente, a redução da capacidade de carga devido à colapsibilidade do solo, variam com o tipo e geometria da fundação (CINTRA, 1998). A presente dissertação tem como finalidade demonstrar a notória importância do estudo de solos colapsíveis frente aos projetos de engenharia. Para tal, utilizando como referência a prática regional de fundações da região centro-oeste do estado do Rio Grande do Sul, foi implementado um campo experimental de Engenharia Geotécnica na cidade de Cruz Alta/RS onde foram executadas cinco provas de carga estáticas em estacas.

No estudo de Masutti (2020) foi implementado o Campo Experimental de Engenharia

Geotécnica no município de Cruz Alta (RS) que consistiu em estacas escavadas convencionais com comprimento de 3 m e diâmetro de 30 cm. Além de três estacas reforçadas com características geométricas análogas às demais, no entanto com a inserção de 30 cm de pedra britada compactada no fundo da perfuração, com o intuito de aumentar a capacidade de suporte da fundação. É importante destacar que essa proposta construtiva objetivou apresentar uma técnica simples e de baixo custo orçamentário, a qual pode advir de uma ferramenta sugestiva para as futuras obras no município. A pesquisa de Masutti (2020) consistiu na realização de provas de carga estática de carregamento lento na condição natural do terreno. Bem como quatro sondagens SPT sem a circulação de água.

Na região onde o estudo foi conduzido, inúmeras edificações apresentam problemas com fissuras oriundas de recalques diferenciais, indicando a possibilidade da presença de solos designados “problemáticos”. Assim, com a finalidade de aferir tais propriedades, foi conduzido um extenso programa de investigação geotécnica na presente pesquisa.

Desta forma, foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização ao longo da profundidade, difração de raio-X, cisalhamento direto (condição natural e inundada), compressão triaxial do tipo consolidado drenado e oedométricos duplo e com inundação em determinados estágios de carregamento (25, 50, 100 e 200 kPa). Na etapa de campo foram realizadas quatro sondagens do tipo SPT com circulação de água. Bem como, foram reensaiadas as estacas com a pré-inundação artificial do terreno. Sendo constatada considerável redução na capacidade de suporte das estacas, assim como redução nos parâmetros de resistência e aumento da compressibilidade nos ensaios de laboratório na condição inundada, em comparação aos resultados realizados na condição natural.

Por fim, os ensaios de campo e laboratório foram avaliados por intermédio do Método dos Elementos Finitos utilizando o software PLAXIS 2D. Por intermédio das simulações numéricas foi possível realizar a previsão dos recalques das estacas, tanto na condição natural como na inundada. Os modelos numéricos foram capazes de agregar uma ampla compreensão do sistema em análise, o que não seria possível mediante a aplicação dos métodos tradicionais empíricos e semi-empíricos.

## 1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral da presente dissertação consiste em estudar os mecanismos que podem ter gerado patologias nas edificações do município de Cruz Alta (RS), sob o ponto de vista geotécnico. Por conseguinte, essa finalidade se desdobra nos seguintes objetivos específicos.

- I- Caracterização, classificação, análise mineralógica da fração fina e granular do solo;
- II- Avaliação da influência da inundação do solo nos valores de índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ );
- III- Determinar a curva característica através do método do papel filtro;
- IV- Determinação dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito);
- V- Avaliação do potencial de colapso por meio de ensaios oedométricos simples e duplos. Além de realizar a previsão deste parâmetro através de metodologias empíricas;
- VI- Realizar provas de carga estáticas de carregamento lento, com o solo pré inundado, nas estacas do Campo Experimental em estudo e verificar a redução da capacidade de suporte.
- VII- Realizar análises numéricas 2D com a finalidade de validar os modelos numéricos com os resultados obtidos experimentalmente.

## 1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Visando facilitar o entendimento dos assuntos abordados, a presente dissertação é subdividida em oito capítulos. A seguir, serão especificados a abrangência de cada um deles.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica que dará suporte aos estudos a serem realizados. Por conseguinte, nele estão contidos os conceitos sobre solos não saturados de comportamento colapsível, onde são enfatizados os aspectos estruturais, fatores que influenciam no colapso dos solos, os critérios de identificação e classificação da susceptibilidade dos solos quanto ao colapso, bem como as consequências que esse fenômeno pode gerar nas fundações. Por fim, será apresentado os principais tópicos sobre modelagem numérica.

O Capítulo 3 tem como objetivo descrever as principais características do município de Cruz Alta, onde está localizado o campo experimental. Com isso, será realizada uma ênfase aos aspectos pedológicos, geológicos, morfológicos e climáticos. Também serão abordadas características que indicam a possível colapsibilidade do solo. Por fim, será realizada a

caracterização geométrica e mecânica das estacas e a avaliação da carga resistente última desses elementos de fundação.

No Capítulo 4 serão descritos os materiais e métodos que foram utilizados. Em suma, serão discorridos sobre os procedimentos utilizados na realização dos ensaios laboratoriais e de campo. Já no Capítulo 5 será apresentado os resultados e as discussões a respeito dos ensaios laboratoriais realizados.

No Capítulo 6 será abordada a influência da inundação na redução da capacidade de suporte do solo. O Capítulo 7 apresenta a descrição e os resultados das simulações numéricas das estacas estudadas utilizando a ferramenta computacional Plaxis 2D. O Capítulo 8 sintetiza as principais conclusões obtidas na pesquisa.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse capítulo apresenta a revisão bibliográfica que dará suporte aos estudos, focando nos pontos relevantes para o desenvolvimento dessa dissertação. Primeiramente, serão abordados os conceitos de solos tropicais e sua característica de solo não saturado, assim como também a influência de solos colapsíveis em fundações. Tópicos como modelagem numérica também serão apresentados.

### 2.1. SOLOS LATERÍTICOS

De acordo com o estudo de Nogami e Villibor (1995), os solos lateríticos são característicos de regiões de clima tropical e subtropical oriundos de um intenso processo de intemperismo físico e químico das rochas relacionado com as variações climáticas. Todavia, os conceitos abordados pela tradicional Mecânica dos Solos acabam divergindo com os da Mecânica dos Solos Não Saturados.

Essa divergência ocorre pelo fato que os solos tropicais apresentam comportamento hidromecânico e propriedades físico-químicas distintas. Tendo em vista que o clima tropical é predominante no Brasil, os solos de comportamento laterítico abrangem cerca de 70% da extensão geográfica do país, conforme demonstrado na Figura 2.1.

Figura 2.1- Ocorrências de Solos Finos Arenosos e Argilosos, de comportamento laterítico, no Brasil.



Fonte: Villibor e Nogami (2009).

Conforme apresentado no mapa da Figura 2.1 no Rio Grande do Sul há a predominância de solos argilosos de comportamento laterítico em alguns municípios. A cidade de Cruz Alta, utilizada no presente estudo, tem seu solo classificado como latossolo vermelho-escuro distrófico, textura argilosa, substrato basalto e relevo ondulado (BRASIL, 1973 *apud* SECCO *et. al.* 1997).

Devido às altas temperaturas e a umidade, em regiões tropicais, a degradação da matéria orgânica ocorre rapidamente, o que por consequência dá origem à água e ao gás carbônico. A presença do solo acaba resultando em soluções ácidas com pH em torno de 5,5 a 6,0. Nessas condições, o ferro e o alumínio se aproximam da insoluvidade, e consequentemente se concentram na forma de óxidos e/ou hidróxidos. Já a sílica, os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são lixiviados, entretanto, a velocidade em que a sílica é mobilizada é inferior à dos alcalinos, o que acarreta a possibilidade da recombinação da sílica com o alumínio, dando origem aos argilominerais do grupo da caulinita (MELFI, 1994).

A cor avermelhada do solo laterítico é devido à presença de óxidos e/ou hidróxidos de ferro e alumínio. Por conseguinte, eles também são responsáveis pela cimentação entre as partículas, o que em conjunto com a sucção, garante a rigidez e a resistência para o solo.

A estrutura das argilas lateríticas, tanto em escala microscópica quanto em escala macroscópica, depende diretamente da coalescência de seus grãos, o que acarreta no fato de as propriedades serem dependentes da sua conservação ou destruição (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). O estudo desses autores, demonstrou a necessidade de avaliar os conceitos pragmáticos dos solos tropicais, em razão da estrutura do solo, já que, a metodologia de ensaios tradicionais (granulometria e Limites de Atterberg) varia em função da estrutura, sendo assim inapropriadas para a identificação do comportamento mecânico desse tipo de solo.

Tendo em vista as limitações dos tradicionais sistemas de caracterização difundidos em âmbito internacional, como a AASHTO/HRB (Highway Research Board) e a SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos), surgiu a necessidade de um novo método de previsão do comportamento do solo que atendesse as suas particularidades. Neste contexto, foi desenvolvido um novo método de classificação intitulado MCT (Miniatura, Compactado e Tropical), sendo apropriado para os solos com características oriundas do intemperismo físico e químico de regiões de clima tropical e subtropical. Para a classificação do caráter laterítico, além dos ensaios propostos pela metodologia MCT, podem ser realizados os ensaios de microscopia eletrônica (MEV), difração raio-x (DRX) e o ensaio de adsorção de azul de metileno pelo método da mancha.



O intenso processo de intemperismo químico e físico dos solos lateríticos advém da oscilação entre as estações secas e chuvosas. Em razão dessa alternância, os materiais não consolidados das camadas superficiais acabam sofrendo a ação da lixiviação em seus finos o que acaba culminando em uma estrutura com elevada permeabilidade e porosidade.

A estrutura porosa pode propiciar a colapsibilidade do solo. Essa possibilidade pode ser reforçada devido a premissa que a lixiviação acarreta na fixação de alguns minerais, tendo em vista os seguintes exemplos de cimentação: pontes de argila, óxidos e hidróxidos hidratados de ferro e alumínio. Mediante a essa característica, é comum também que os valores de índice de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ), nos primeiros metros, sejam baixos (CONCIANI *et.al*, 2015).

## 2.2. SOLOS NÃO SATURADOS

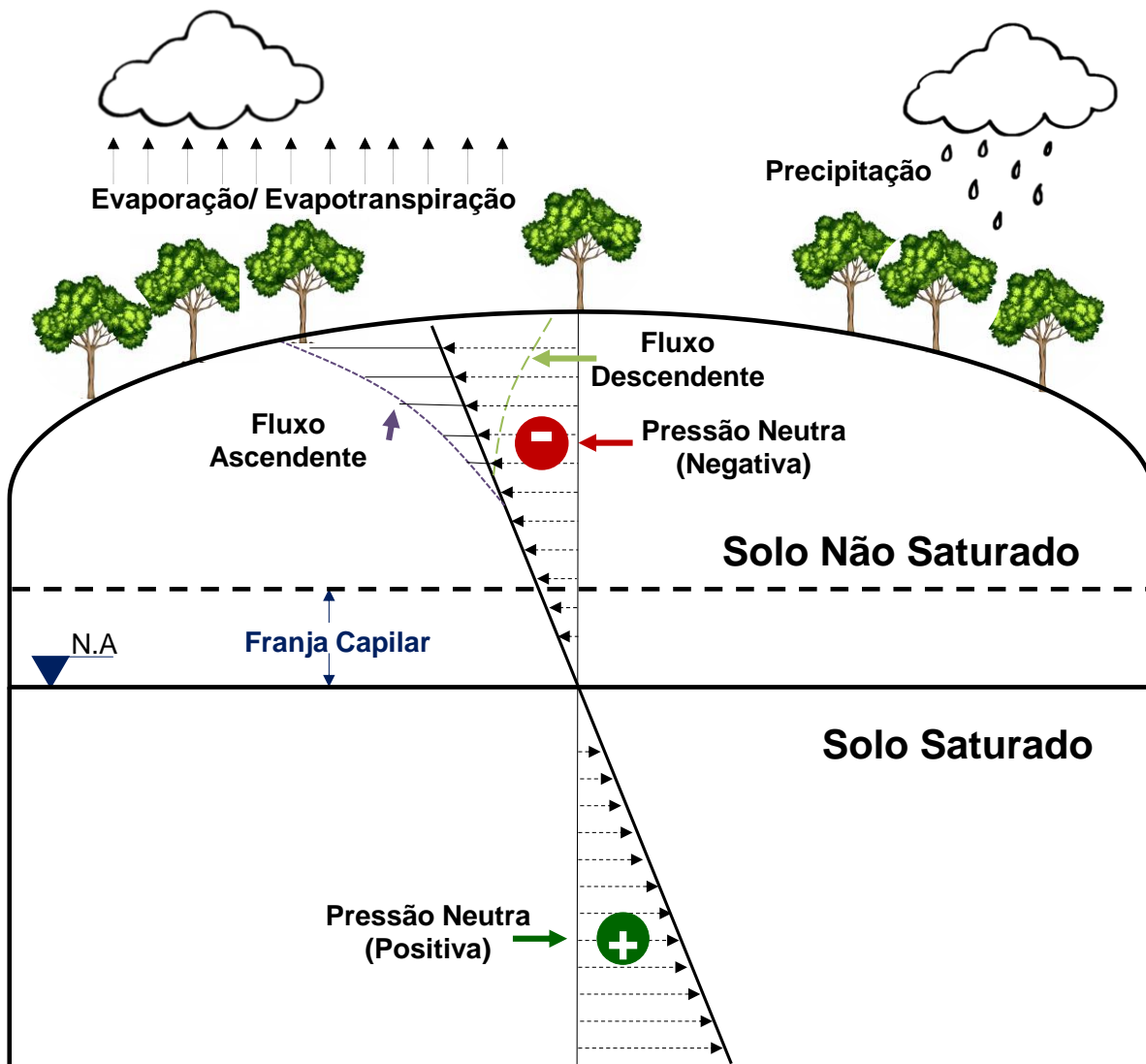
A condição não saturada do maciço terroso é consequência do desenvolvimento de regiões áridas, semiáridas e tropicais. Esse material apresenta comportamento distinto frente aos tradicionais conceitos da Mecânica dos Solos Clássica, que foi inicialmente elaborada para solos secos ou saturados. Nos solos não saturados, os fluídos que ocupam os vazios entre as partículas sólidas, alteram os seguintes comportamentos: hidráulicos, mecânicos e volumétricos. Logo, a compreensão do real comportamento geotécnico de um solo não saturado acaba resultando na prevenção ou minimização de acidentes em obras de engenharia assentes nesse tipo de material.

Os solos colapsíveis e os solos expansivos são comumente designados como “solos problemáticos”, além de serem considerados como exemplos de materiais potencialmente não saturados. Esses solos são suscetíveis as mudanças no teor de umidade natural, o que acaba culminando na modificação da capacidade de suporte do solo em relação a resistência e a deformabilidade.

O estado de tensão efetiva depende diretamente do comportamento do solo em relação a tensão, deformação e resistência. Nos solos saturados, a tensão efetiva é obtida através da diferença entre a tensão total e a poropressão de água. Por conseguinte, independentemente de haver ou não fluxo, as poropressões são positivas. Entretanto, nos solos não saturados, a água preenche parcialmente os seus vazios, o que acaba acarretando nas pressões negativas (sucção). Por consequência, o solo acaba apresentando uma coesão aparente que é susceptível às variações de umidade.

A distribuição de poropressão depende das condições ambientais e nível d'água, o que acarreta na variação da sucção com o clima. Isto é, essa propriedade tende a aumentar em períodos secos, em virtude da taxa de evaporação, e reduzir em épocas com precipitações frequentes devido ao processo de infiltração. Na Figura 2.2 são apresentadas as características da variação da pressão de água em um perfil estratigráfico hipotético.

Figura 2.2- Variação da poropressão em um perfil estratigráfico.



A partir da análise da Figura 2.2 é importante destacar que a área localizada acima do lençol freático é denominada zona vadosa, e pode ser subdividida em duas regiões. Sendo a primeira adjacente ao nível d'água, intitulada como franja ou zona capilar, e permanece constantemente saturada ainda que as pressões neutras sejam negativas. Já a segunda região é denominada zona ativa, cujo estado é não saturado, logo quando não houver fluxo de água há

a tendência de um equilíbrio hidrostático. Entretanto, é importante ressaltar que a pressão na água tenderá a diminuir por intermédio da evaporação/evapotranspiração e aumentar através da infiltração.

Os problemas oriundos do comportamento tensão/deformação-fluxo fundamentam os estudos associados à complexa zona não saturada. Em geral, esse tipo de solo está relacionado com típicos padrões de comportamento, sendo continuamente correlacionados com as condições de estabilidade volumétrica, ou seja, expansão e contração para argilas plásticas expansivas e colapso para os depósitos coluvionares e para os solos naturalmente cimentados, ambos de estrutura aberta (RODRIGUES, 2007).

Em síntese, devido à concentração desigual de solutos, há a possibilidade de fluxo de água causada osmoticamente na zona intermediária (franja capilar). Outra maneira deste fluxo ser causado é através das forças gravitacionais, ou seja, gerado por meio da diferença entre níveis. Contudo, o principal potencial de fluxo dessa zona (nomeado como matricial), é oriundo das forças capilares e elétricas dos pequenos poros do solo.

O potencial matricial é resultante das forças superficiais da água e das partículas. O estudo da pressão matricial é importante à medida que ela supera o potencial gravitacional (fluxo descendente de água), e acaba succionando a água de tal maneira que resulta na saturação do solo, bem como também gera o estado de tração na água intersticial, ou seja, a poropressão negativa.

Na região não saturada, ilustrada na Figura 2.2, o fluxo pode ocorrer por intermédio de potenciais de gravidade ( $\psi_g$ ), osmose ( $\psi_o$ ) e matricial ( $\psi_m$ ). Além desses potenciais, pode ocorrer ainda o potencial de pressão ( $\psi_p$ ) que está vinculado a diferença de pressão na água ou ar entre os poros de solo. Logo, a energia disponível para realizar trabalho pode ser definida em termos de potencial equivalente, chamado de potencial total ( $\psi_t$ ), e é calculado através da Equação 2.1.

$$\psi_t = \psi_g + \psi_o + \psi_m + \psi_p \quad (2.1)$$

Todavia, algumas considerações podem ser realizadas com o objetivo de simplificar a (2.1). Por exemplo, o potencial de pressão de ar tende ser desprezado devido a atuação da pressão atmosférica em condições naturais. Bem como, o potencial gravitacional também é

desprezível. Por conseguinte, a equação em análise pode ser reescrita da seguinte maneira (Equação 2.2).

$$\psi_t = \psi_o + \psi_m \quad (2.2)$$

### 2.3. SUCCÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS

De maneira sucinta, a sucção pode ser descrita como uma quantidade energética para avaliar a capacidade do solo de reter água. Em vista disso, quando a água livre migra para o interior do maciço, ela pode tanto ser absorvida como retida. Consequentemente, há a necessidade da aplicação de uma energia externa para ocorrer o desprendimento dessa água. Logo, o valor da energia aplicada por unidade de volume de água, para acarretar nessa desvinculação, é nomeada como sucção (LEE e WRAY, 1995).

A sucção é a pressão isotrópica da água intersticial, produto das condições físico-químicas, que ocasiona na absorção ou perda de água do sistema água/solo, de acordo com as condições ambientais, acarretando o aumento ou a redução da saturação (MARINHO, 1997). A variabilidade da sucção interfere no equilíbrio da massa de solo, o que em consequência, afeta tanto a compressibilidade quanto na sua resistência.

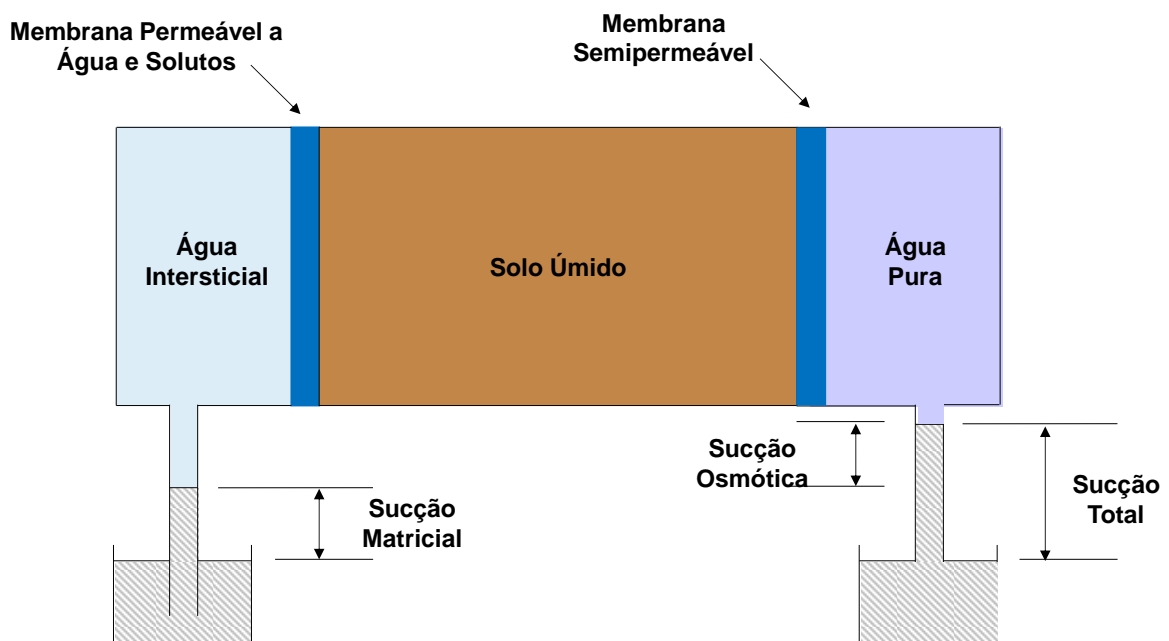
A sucção pode ser entendida como uma variável de estado, ou seja, ela está relacionada com os potenciais supracitados no Item 2.2, sendo assim, gerado uma tendência de fluxo para o interior da matriz do solo. Isto posto, a Equação (2.2) pode ser reescrita em termos de pressão equivalente. Portanto, o potencial osmótico é análogo à sucção osmótica ( $S_o$ ) e potencial mátrico equivalente a sucção mátrica ( $S_m$ ). Dessa forma, a sucção total ( $S_t$ ) é referente ao somatório das pressões associadas aos potenciais osmótico e mátrico, conforme apresentado na Equação (2.3).

$$S_t = S_o + S_m \quad (2.3)$$

A sucção total pode ser definida como a energia livre da água intersticial. Ela pode ser determinada por meio da umidade relativa no contorno da massa solo ou através de uma membrana semipermeável (MARINHO, 1997). O conceito de sucção total apresentado na Figura 2.3, corresponde à diferença de pressão mediante a uma membrana semipermeável que separa a água pura do sistema água intersticial/solo.

De acordo com Gon (2011), a sucção mátrica está diretamente correlacionada com a matriz de solo, conjuntamente aos efeitos da capilaridade e das forças de adsorção, ela pode ser definida como pressão negativa da água intersticial. Ainda de acordo com a autora, a sucção osmótica é referente a concentração química da água do solo, além disso, há uma relação entre a componente osmótica e a pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água livre.

Figura 2.3- Sistema ilustrativo sobre os conceitos de sucção total e matricial.



Fonte: ADAPTADO DE HILLEL *apud* MARINHO (1997).

A Figura 2.3 também ilustra o conceito de sucção matricial, que ocorre mediante a diferença de pressão por intermédio de uma membrana que separa o sistema solo/água intersticial de uma solução apenas com a água intersticial. Isto posto, é importante destacar que a película é permeável apenas para solução e não para as partículas de solo ou ar (HILLEL *apud* MARINHO, 1997).

A água no interior dos solos não saturados acaba ocupando o espaço entre os grãos, formando assim meniscos e membranas nas suas interfaces (WAN et al., 2015). Observando as dimensões reduzidas envolvidas, a tensão superficial e de adsorção entre a água e os grãos de solo acabam assumindo um papel importante.

Soares (2018), aborda que as forças de adsorção são exercidas pelos solutos na água às partículas sólidas. Isso ocorre pela ação das ligações químicas ou pelas ligações elétricas por meio das forças de Van de Waals. Ainda de acordo com o autor citado, as forças capilares, são formadas mediante ao desequilíbrio entre as forças moleculares (que acontece na superfície dos líquidos), acarretando tensões superficiais entre o líquido e o sólido.

Em consequência, a sucção matricial está interligada com a estrutura do solo. Isto porque as forças de adsorção estão relacionadas às forças elétricas geradas entre a água e as partículas de solo, já as forças capilares estão relacionadas com a tensão superficial que se desenvolve entre os meniscos de água e os grãos de solo (SOARES, 2018). As forças de adsorção e capilaridade podem ser observadas em todos os tipos de solo. No entanto, as forças de adsorção apresentam um papel importante em solos argilosos, já que possuem uma maior área de contato e minerais mais ativos (SOARES, 2018).

A quantificação da sucção matricial pode ser realizada por intermédio das equações que relacionam os conceitos de capilaridade e diferencial de tensões superficiais. Portanto, ela é geralmente calculada através da Equação 2.4. Onde  $u_a$  corresponde à pressão do ar e  $u_w$  a pressão da água intersticial do solo.

$$S_m = u_a + u_w \quad (2.4)$$

Essas forças tendem a unir as partículas, de forma a agregá-las, gerando a estabilidade em condições não saturadas. Por conseguinte, o comportamento mecânico de um solo não saturado pode ser fortemente influenciado pela componente de sucção matricial. Portanto, a redução dela pode desencadear os mecanismos de colapso e expansão, levando até mesmo a graves casos de patologias em obras de engenharia.

### 2.3.1. Retenção de água em solo não saturado

O conceito de sucção pode ser compreendido como a avidez do solo para absorver água, e está correlacionada com o teor de umidade do solo. Uma das principais metodologias de análise dos solos não saturados é a curva de retenção de água, comumente designada pela abreviação *SWRC*. Ela tem como objetivo o entendimento conceitual entre a massa (e / ou volume) de água no solo e o estado energético da fase líquida.

A curva de retenção de água desempenhou uma importante função na implementação da mecânica dos solos não saturados (FREDLUND *et. al*, 2002). Ela constitui a informação primária do solo necessária para as análises de infiltração, resistência ao cisalhamento, mudança de volume de ar e problemas relacionados ao fluxo de calor envolvendo solos não saturados (FREDLUND *et. al*, 2012).

Portanto, nos solos não saturados, as condições de permeabilidade e armazenamento de água estão fortemente relacionadas com a *SWRC*. Desse modo, a forma da curva que deve ser utilizada depende diretamente se o solo sofreu ou não mudança de volume à medida que a sucção foi alterada.

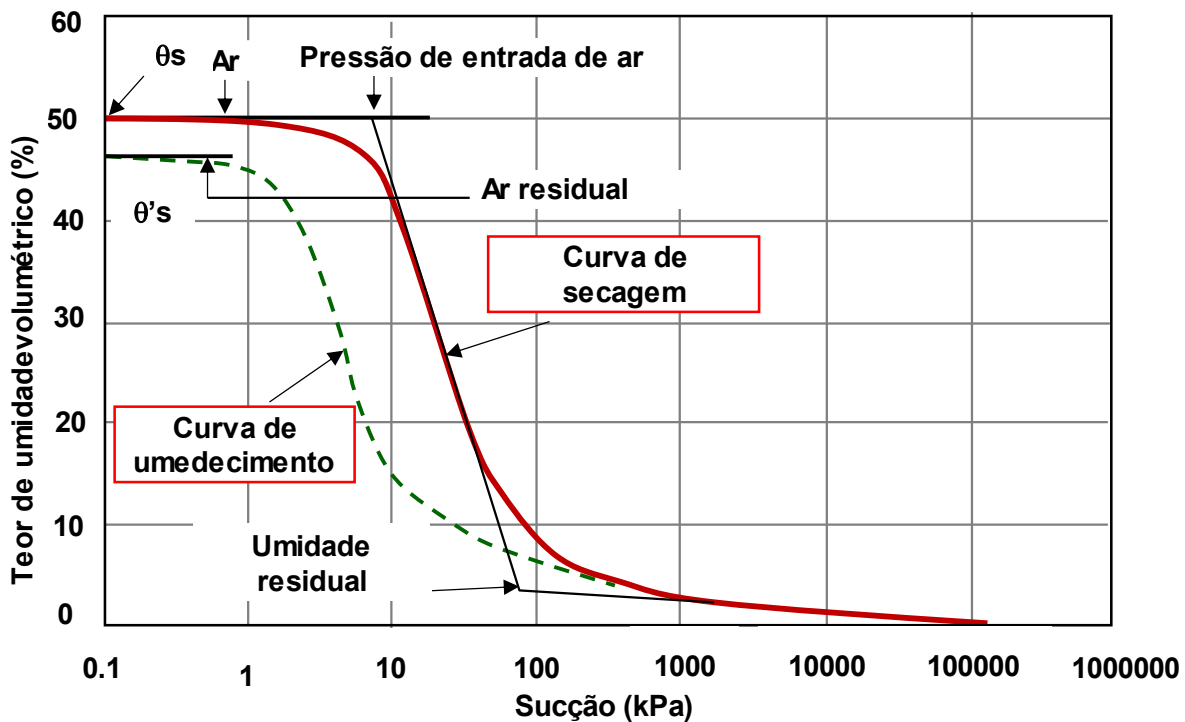
Em relação a resposta do material às mudanças de sucção no solo, as argilas podem ser tanto deformáveis quanto essencialmente não-deformáveis. Isso ocorre devido às propriedades presentes na água, textura do solo e da natureza dos minerais argilosos. Por consequência, é possível que os solos sofram diminuição de volume (colapso) e há também a possibilidade de os solos aumentarem de volume (expansão) ao serem umedecidos no início do ensaio para a obtenção da *SWRC*.

A curva característica é uma importante ferramenta de caracterização e previsão do comportamento de solos não saturados. Diante disso, ela pode ser expressa em termos de teor de umidade volumétrica, teor de umidade gravimétrica ou grau de saturação, contudo em escala linear. Já a sucção pode ser representada tanto como a total quanto a matricial (em escala logarítmica ou linear).

A Figura 2.4 explana, como exemplo, uma curva de retenção de água de um solo siltoso junto com suas principais características. Entretanto, é importante salientar que a diferença entre as duas curvas de retenção é provocada pelo fenômeno denominado histerese, já que o ensaio é realizado por intermédio da variação de umidade nas amostras. Na trajetória de umedecimento verifica-se o decréscimo dos potenciais matriciais relacionado ao acréscimo de umidade no solo. Já na secagem, a amostra passa pela fase de saturação e posteriormente ela é submetida a

potenciais matriciais crescentes oriundos de uma redução na umidade do solo. A variabilidade entre as curvas está fortemente relacionada com o formato dos poros, o aprisionamento de ar, alterações na estrutura (expansão ou contração), entre outros.

Figura 2.4- Curva de retenção de água.



Fonte: Adaptado de Fredlund (2012).

Com base nas informações apresentadas na Figura 2.4, é possível observar que o valor de entrada de ar corresponde ao momento em que o ar começa a deslocar a água nos maiores poros do elemento. Já, o teor de água residual é equivalente a uma grande mudança na sucção que objetiva remover a água adicional do solo.

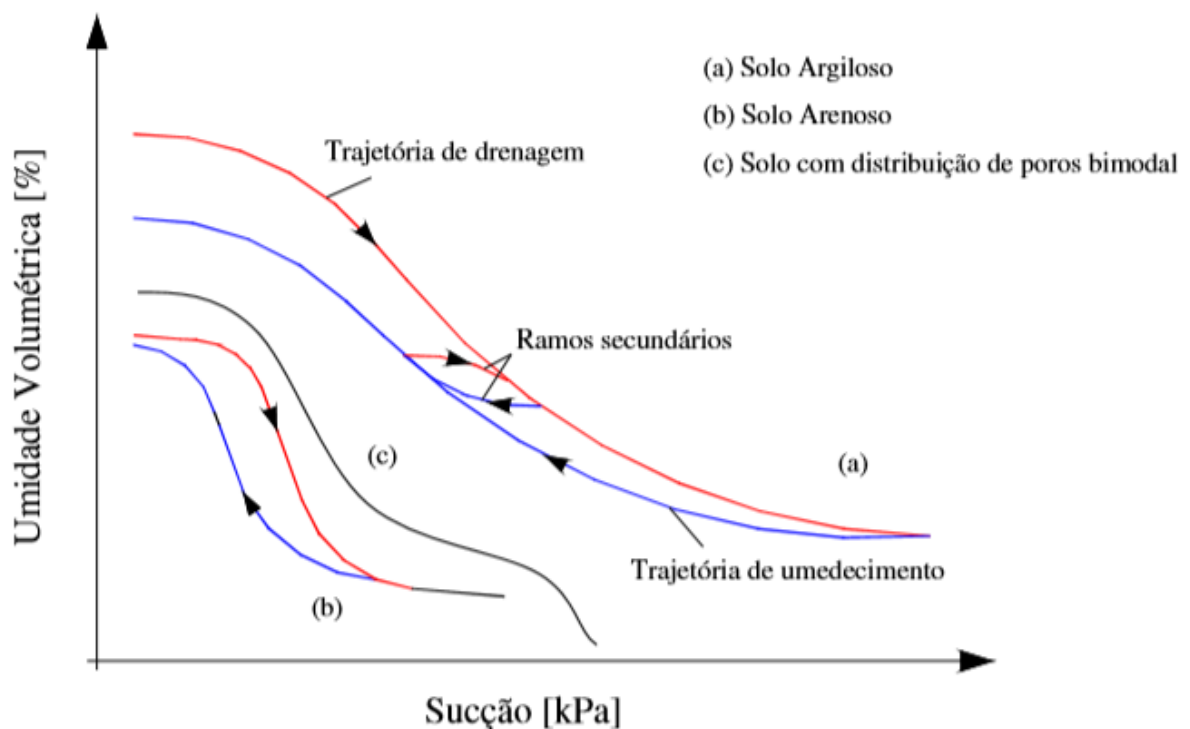
As características do material em estudo inferem diretamente no formato da curva. Isto posto, os solos arenosos propendem a apresentar uma perda abrupta no teor de umidade quando a sucção ultrapassa um determinado valor, em contrapartida, os solos argilosos denotam uma tendência de curvas mais suaves. Soma-se a isto, um comportamento semelhante ao descrito é observado a partir da comparação de curvas características de solos uniformes e solos bem graduados. A Figura 2.5 apresenta curvas características típicas para solos arenosos, argilosos e com distribuição de poros bimodal.

As curvas características com formato unimodal (Figura 2.5; a e b) não representam o comportamento de dessaturação de muitos solos de origem residual ou sedimentar encontrados



em regiões de clima tropical e subtropical (FEUERHARMEL et al., 2006). Em geral, esses tipos de solo apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, sendo compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia (FEUERHARMEL, 2007). Logo, o formato da curva característica desses materiais sugere uma distribuição bimodal do tamanho dos poros (Figura 2.5;c).

Figura 2.5- Curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos e para solos com distribuição de poros bimodal.



Fonte: Rodrigues (2007).

A curva de distribuição bimodal (Figura 2.5; c) é representada pelos macroporos, constituídos pelos vazios entre agregados e/ou grãos maiores, e pelos microporos, formados no interior dos agregados (RODRIGUES, 2007).

As curvas de retenção de água, obtidas nas trajetórias de drenagem e de umedecimento, implementam estados limites da sucção do solo no campo. Os ramos secundários, ilustrados na Figura 2.5, tornam compreensível a trajetória de sucção dos solos em campo ao decorrer das estações do ano. Em síntese, o caminho representado pelos ramos secundários norteia a compreensão dos chamados ciclos de umedecimento e secagem, que incidem num intervalo de

sucção ou de umidade costumeiramente equilibrado com as condições climáticas regionais (RODRIGUES, 2007).

Sendo assim, a determinação da curva de retenção de água assume um papel essencial nas análises relacionadas a solos não saturados. Alguns estudos são utilizados como referências na utilização de *SWRC*, tais como: para a caracterização solos de não saturados (FREDLUND e al, 2002; DOLINAR, 2015).

Em geral, as técnicas mais utilizadas para a obtenção da curva de retenção de água são: método do papel filtro, câmara de pressão e placa de sucção. Contudo, nessa dissertação será utilizado o método do papel filtro, já que ele apresenta como vantagem a simplicidade dos procedimentos a serem aplicados.

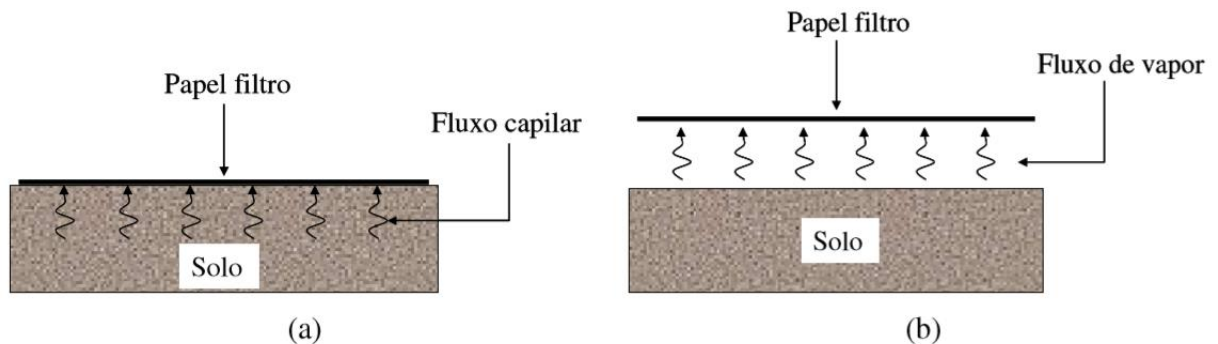
#### 2.3.1.1. Método do papel filtro

O método do papel filtro é fundamentado em um sistema indireto para realizar a quantificação da sucção. Ainda assim, ele apresenta as seguintes vantagens: simplicidade da técnica, baixo custo e a possibilidade de medir grandes intervalos desse parâmetro. Os procedimentos para a utilização dessa ferramenta são regidos pela norma ASTM D 5298-16.

A metodologia consiste basicamente em provocar a transferência de água do solo para um material poroso (papel filtro), até que ocorra o equilíbrio. Sendo a inalterabilidade estabelecida pela igualdade de sucções entre os materiais, contudo com teores de umidade diferentes (MARINHO *apud* VIVIAN, 2008). Por conseguinte, a partir do conhecimento da relação entre a sucção e a umidade do elemento poroso e, por intermédio de uma curva de calibração, é também possível determinar essa relação para o solo em estudo.

Um fator relevante no procedimento técnico é referente ao movimento de umidade entre o papel filtro e o solo, visto que ele pode ocorrer por intermédio de fluxo capilar ou de vapor. Quando o equilíbrio é propenso a ocorrer por meio de contato (fluxo capilar), o teor de água está em concordância com a sucção matricial, conforme apresentado na Figura 2.6 (a). No entanto, quando a constância é alcançada sem contato (fluxo de vapor) o teor de água representa o valor total de sucção do solo, o fenômeno é ilustrado na Figura 2.6 (b).

Figura 2.6- Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro.



Fonte: Marinho *apud* Vivian (2008).

O fluxo de água é determinado mediante a ascensão capilar por meio das partículas de solo e das fibras do papel, sem que haja a perda de continuidade da água. Portanto, em consequência desse fenômeno, ocorre a interação entre o papel filtro e a solução nos poros do solo. De acordo com o estudo de Greacen *et. al.* (1987), ocorre uma absorção acentuada de água nos primeiros minutos e depois ela diminui até atingir o equilíbrio, em torno de sete dias.

Quando o equilíbrio ocorre por intermédio do fluxo de vapor, as moléculas de água têm que superar a sucção matricial e a possível sucção osmótica oriunda da presença de sais absorvidos. A distância entre a água do solo e o papel filtro, ilustrada na Figura 2.6 (b), promove uma barreira para os sais, propiciando apenas o fluxo de vapor da água (MARINHO *et. al.*, 2006). Após o equilíbrio do sistema ser estabelecido, é possível realizar a quantificação do teor de água do disco de papel filtro. Com base na calibração do elemento poroso utilizado é possível converter o teor de umidade gravimétrica em sucção.

#### 2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

O êxito conquistado por Terzagui (1936), ao estabelecer a equação das tensões efetivas na previsão do comportamento dos solos saturados, acabou conduzindo inúmeras pesquisas com a finalidade de validar o modelo apresentado para a classe dos solos não saturados. Todavia, o sistema em análise refletiu em um quadro de alta complexibilidade, já que os poros desse tipo de solo são preenchidos por ar e água, que devido a tensão superficial atingem o equilíbrio por intermédio de diferentes pressões.

Dentre as diversas equações para o estudo das tensões efetivas em solos não saturados, é possível destacar a de Bishop (1959) como uma das mais utilizadas. Logo, o comportamento desse tipo de material em termos de resistência ao cisalhamento é dado pela Equação 2.5.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (2.5)$$

Onde  $(\sigma - u_a)$  equivale a tensão líquida,  $(u_a - u_w)$  corresponde a sucção matricial e o termo  $\chi$  é referente a um parâmetro função do grau de saturação. Sendo  $\chi$  igual a 1 para solo saturado e zero para solo seco. Esse fator é em função da composição estrutural do solo e dos ciclos de secagem e umedecimento.

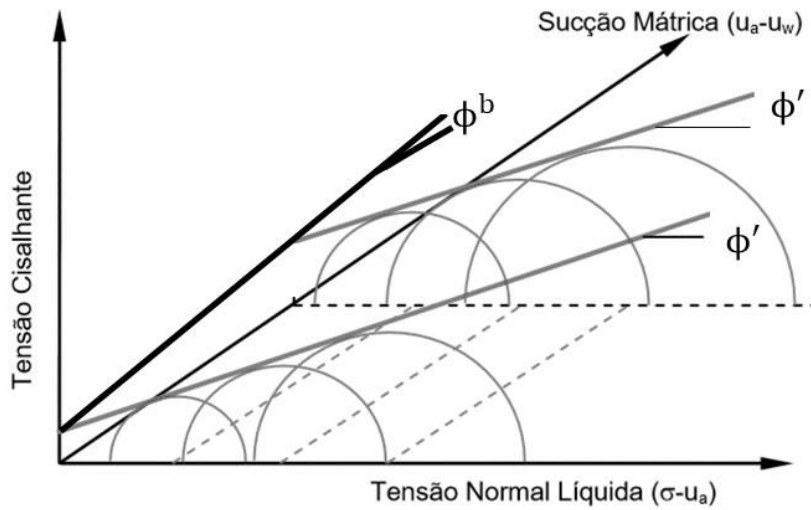
Entretanto, a proposta de Bishop (1959) acaba não representando de maneira adequada o comportamento do solo quanto a compressibilidade e deformações. Por conseguinte, a metodologia não abrange de maneira adequada a representação do comportamento de solos colapsíveis e expansivos.

Tendo em vista que os solos não saturados são constituídos por um sistema trifásico (ar, água e partículas sólidas), é importante enfatizar a complexibilidade da quantificação da tensão efetiva ao ser aplicado determinado carregamento externo. Nesse contexto, para a avaliação da resistência ao cisalhamento, a contribuição das tensões totais e da sucção passou a ser tratada como variáveis de estado de tensões independentes. Essa metodologia foi proposta através da Equação 2.6, demonstrada como alternativa no estudo de FREDLUND et al. (1978).

$$\sigma' = c' (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.6)$$

Em que  $c'$  e  $\phi'$  são parâmetros efetivos de resistência do solo na condição não saturada e  $\phi^b$  corresponde ao ângulo de atrito do solo com relação a sucção matricial, além de quantificar o acréscimo na resistência oriundo do aumento da sucção. Essa forma de análise, utilizando o critério de Mohr-Coulomb, é representada por um diagrama tridimensional, conforme demonstrado na Figura 2.7.

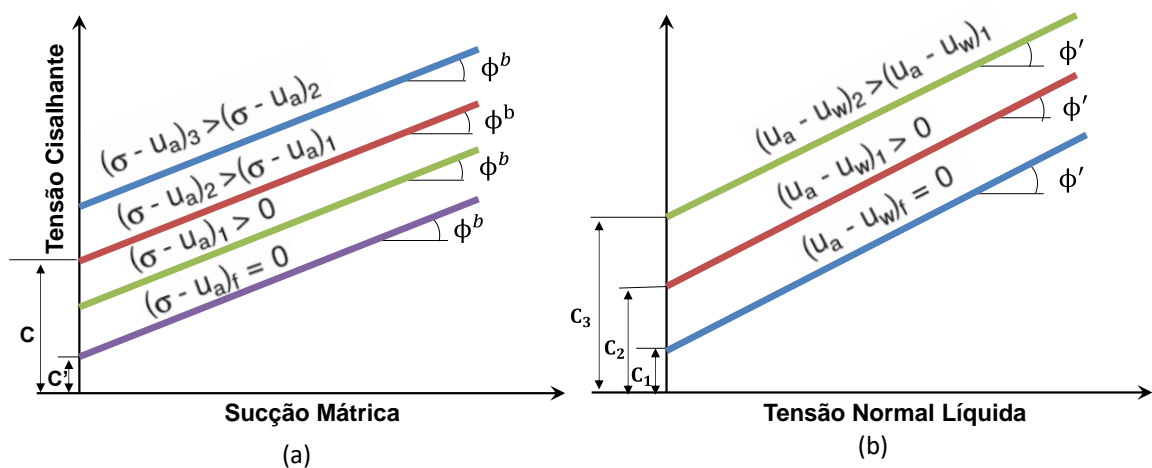
Figura 2.7- Envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado.



Fonte: Adaptado de Fredlund *et al.* (1978).

A Figura 2.8 (a) apresenta a projeção da envoltória de resistência no plano  $\tau$  vs.  $(u_a - u_w)$ , sendo representada por uma reta com inclinação  $\phi^b$  constante. Conforme demonstrado na Figura 2.8 (b) no plano  $\tau$  vs.  $(\sigma - u_a)$  a envoltória é representada por uma reta com inclinação  $\phi'$  constante.

Figura 2.8- Projeções da envoltória de resistência de solos não saturados.



Fonte: Adaptado de Freulund *et al.* (1978).

Quando o solo está na condição saturada a coesão aparente ( $c$ ), definida por Taylor (1948), pode ser considerada equivalente a coesão efetiva ( $c'$ ). Ao assumir  $\phi^b$  constante, essa

coesão aparente tende a aumentar de forma linear conforme ocorre o acréscimo na sucção. Avaliando sobre a perspectiva do meio físico, a resistência a tração do solo não saturado pode ser apontada como “ $c$ ” (CAMPOS e MOTTA, 2015).

A coesão efetiva pode estar correlacionada com a resistência a tração do solo não saturado, geralmente, em consequência da ocorrência de agentes cimentantes nos solos residuais e sedimentares (CAMPOS e MOTTA, 2015).

Tendo em vista a não linearidade da envoltória de resistência, o parâmetro  $\phi'$  não é constante, entretanto ele varia com o nível da tensão normal líquida. Por conseguinte, a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e, em decorrência, a envoltória estendida para solos não saturados, não seriam válidas de um modo geral, contudo, tal não linearidade pode ser contornada para fins de aplicações práticas. (CAMPOS e MOTTA, 2015).

Fisicamente, o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) reflete os efeitos de atrito (por rolamento e/ou deslizamento), de rearranjo de partículas, de quebra de grãos e de dilatância, a qual consequentemente está associada ao grau de embricamento entre os grãos ou grumos de partículas de solo (CAMPOS E MOTTA, 2015). É importante destacar, que existem evidências experimentais de que o atrito decorrente do deslizamento ou rolamento de grãos pode aumentar quando o solo é ensaiado em estado seco em vez de saturado (HORN E DEERE, 1962; SKINNER, 1969; SHIDHARAN et al., 1983; *apud* CAMPOS E MOTTA, 2015).

Além do mais, o incremento no valor do ângulo de atrito efetivo com o aumento da sucção, pode derivar das oscilações oriundas da imposição da sucção na estrutura do solo. Ocorrendo dessa maneira um acréscimo no grau de embricamento dos grãos, sendo esse independente da atuação da tensão normal líquida empregada. Nesse contexto, essa concepção, pode retratar uma tendência maior de dilatância ou menor de contração em um solo não saturado cisalhado. Isso ocorre, tendo em vista, um determinado nível de tensão normal líquida, sob contínuos níveis de sucção constante. (CAMPOS E MOTTA, 2015).

O parâmetro  $\phi^b$  consiste em um ângulo que aponta a razão de aumento da resistência do solo não saturado em relação à sucção (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Contrastando a afirmação de que  $\phi^b$  pode ser considerado invariável, alguns pesquisadores ensaiaram diferentes amostras (naturais e compactadas) e refutaram a premissa adotada anteriormente (FREDLUND *et al.*, 1987; FONSECA *et al.*, 1994; ROHM E VILAR, 1995, entre outros).

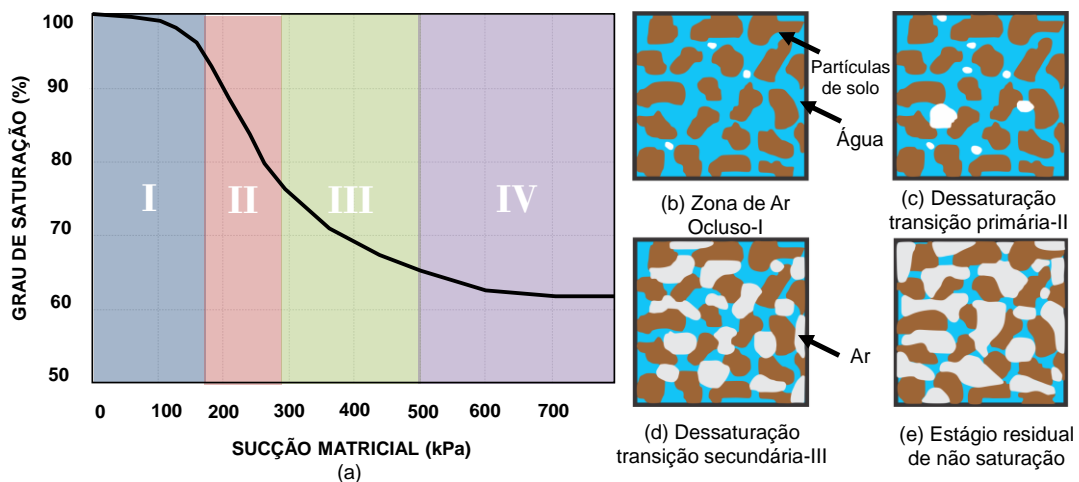
A transição da condição de solo saturado para a de solo não saturado ocorre quando o valor de sucção se iguala à pressão de borbulhamento (pressão de entrada de ar do solo) (BROOKS E COREY, 1964 *apud* CAMPOS E MOTTA, 2015). Na Figura 2.9 (a) é apresentado um modelo físico proposto por VANAPALLI *et al.* (1996). de um solo submetido a um processo de secagem, o qual é relacionado com a curva característica.

Observando a Figura 2.9 (b), é possível avaliar que o solo está na condição de ar ocluso (parcialmente não saturado), o que em termos de resistência ao cisalhamento é denotado como comportamento saturado. De forma resumida, na condição apresentada  $\phi^b = \phi'$ , ou seja, nesse estágio há uma contribuição proporcional da sucção na resistência do maciço terroso.

O menisco formado pela interface ar-água é importante para a compreensão do comportamento de solos não saturados. Em termos de resistência ao cisalhamento, essa característica é avaliada como uma espécie de membrana que liga as partículas de solo, normalmente aumentando a resistência do material. Sendo dessa maneira, refletida no parâmetro  $\phi^b$ . Em outras palavras, ao imaginar um corte na seção transversal de uma amostra, é possível observar que a influência dessa interface, em geral, corresponde diretamente na predominância da sucção na resistência do solo.

As prováveis variações na área de água em diferentes estágios de curva característica são demonstradas na Figura 2.9 (a). Na lateral esquerda há um detalhamento do que ocorre em cada estágio da bipartição da SWRC.

Figura 2.9- Variações na área de água em diferentes estágios de curva característica.

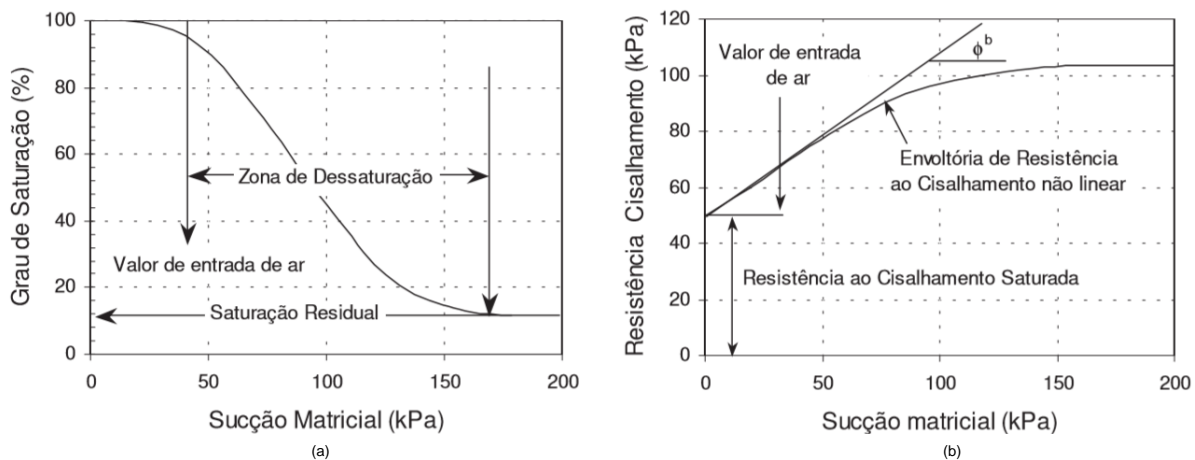


Fonte: Adaptado Vanapalli *et al.* (1996) *apud* Souza Neto (2004).

Considerando as 4 fases apresentadas na Figura 2.9, é possível afirmar que à medida que ocorre um decréscimo no grau de saturação, menor é a área de influência relativa do menisco. É esperado que a sucção perca a influência na resistência ao cisalhamento à medida que o teor de umidade diminui, ou seja, no estágio transição primária e secundária, conforme Figura 2.9 (c e d), há uma redução não linear da contribuição da sucção na resistência, até um valor limite, que correspondente ao estágio residual (Figura 2.9; d), a partir do qual um pequeno valor ou nenhuma contribuição da sucção ocorrerá (SOUZA NETO, 2004).

A Figura 2.10 apresenta a relação entre a resistência e a curva característica. O gráfico, mostrado nessa ilustração, indica formas empíricas de avaliar a entrada de ar (pressão de borbulhamento) e o grau de saturação residual do solo. Por conseguinte, diferente da premissa inicial da teoria, o parâmetro  $\phi^b$  é menor que  $\phi'$ , cuja variação ocorre de forma não linear de acordo com a sucção.

Figura 2.10- (a) Curva característica; (b) Resistência ao cisalhamento associado à curva característica do solo.



Fonte: Vanapalli et al., 1996 *apud* Souza Neto (2004).

Tendo em vista, as formulações alternativas e as avaliações indiretas para a estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, foi possível observar que as equações empíricas consideram de maneira indireta o efeito da área de influência dos meniscos. Ou seja, o cálculo é ponderado a partir de um fator multiplicador na parcela de resistência associada a sucção (SOUZA NETO, 2004).



### 2.4.1. Formulações alternativas e avaliações indiretas da resistência ao cisalhamento

Devido à indisponibilidade de instrumentação apropriada e à dificuldade da avaliação da resistência de solos não saturados, surgiu uma série de equações simplificadoras. Elas são provenientes de resultados de ensaios mais simples. Por consequência, essas formulações ajudam a realizar uma avaliação indireta desse tipo de resistência.

O grau de saturação ( $S$ ) está intimamente relacionado com a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento do solo. O estudo de Öberge e Sällfors (1995,1997), sugere que a equação de Bishop seja utilizada. Entretanto, ou autores indicam que o fator  $\chi$  é igual ao grau de saturação para a obtenção da resistência em estudo. Portanto, os parâmetros  $uw$  e  $S$  são provenientes da curva característica. No entanto, pesquisas demonstraram que essa proposta de cálculo, em geral, não apresenta bons resultados para todos os tipos de solo.

Para valores de sucção superiores ao valor da pressão de borbulhamento, ocorre um decréscimo na contribuição da sucção a resistência do solo com a dessaturação, o que conseqüentemente acarreta uma variação não linear (FREDLUND *et. al.*, 1995). Com base nessa premissa a Equação 2.7 foi proposta:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \tan \phi' \int_0^{(u_a - u_w)} [S_e]^\rho d(u_a - u_w) \quad (2.7)$$

Onde:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (2.8)$$

Sendo  $\rho$  corresponde ao expoente e  $S_r$  ao grau de saturação residual. Os valores correspondentes a  $S_e$  podem ser obtidos por intermédio das metodologias propostas por Brooks e Corey, Mckee e Bumb ou é possível admitir um valor unitário para esse parâmetro (FREDLUND *et. al.*; 1995).

Em geral, na prática da engenharia, muitas obras enquadram-se na zona de transição (dessaturação) da curva característica (Figura 2.10). Desta maneira, foi proposta a Equação 2.9 para essa faixa de valores (BAO *et. al.* 1998 *apud* VANAPALLI e FREDLUND, 2000). Nesta zona, a variação de comportamento da SWRC é linear em um gráfico semi-logarítmico. Os

valores dos parâmetros  $\xi$  (intercepto) e  $\zeta$  (inclinação da parte linear) das curvas são baseados nas Equação 2.10 e Equação 2.11 respectivamente.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)[\xi - \zeta \log(u_a - u_w)]tg\phi' \quad (2.9)$$

$$\xi = \frac{\log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (2.10)$$

$$\zeta = \frac{1}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (2.11)$$

Onde a sucção na condição de teor de umidade residual é dada por  $(u_a - u_w)_r$ . O ajuste dos dados da curva característica pode ser realizado com base na Equação 2.12 (BAO et. al. 1998 *apud* VANAPALLI e FREDLUND, 2000).

$$\xi - \zeta \log(u_a - u_w) = \frac{(\theta_w - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.12)$$

Sendo:

$\theta_w$ - Teor de umidade volumétrico;

$\theta_s$ - Teor de umidade volumétrico saturado;

$\theta_r$ - Teor de umidade volumétrico residual;

A resistência ao cisalhamento nos solos não saturados pode ser obtida mediante a utilização da curva característica e dos parâmetros de resistência na condição saturada (VANAPALLI et al. 1996). Essa metodologia de cálculo é apresentada por intermédio da Equação 2.13.

$$\tau = [c' + (\sigma - u_a)tg\phi'] + [(u_a - u_w)\{(\theta^k)(tg\phi')\}] \quad (2.13)$$

Sendo:

$k$ - Parâmetro de ajuste usado visando a obtenção da adequação entre os valores medidos e os valores preditos;

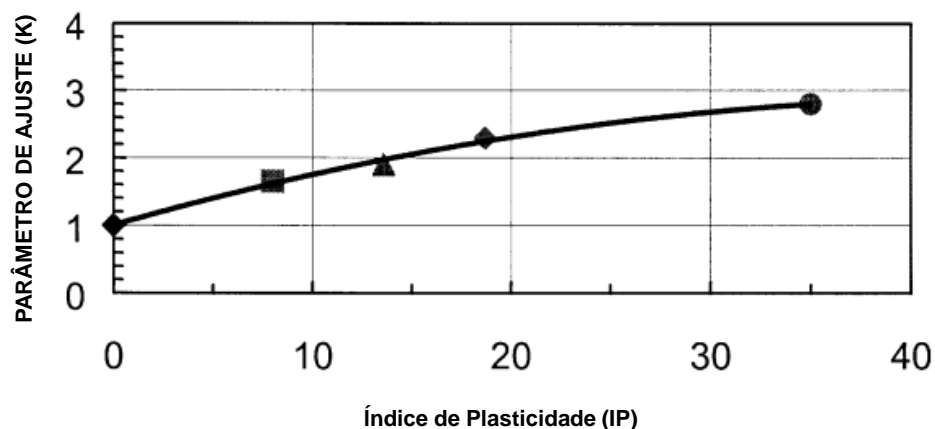
$\theta$ - Umidade normalizada ( $\theta_w/\theta_s$ );

A segunda parte da representa a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento, obtida por intermédio da curva característica, e os parâmetros de resistência efetivos. Já a primeira parte é referente a resistência saturada, ou seja, quando a pressão de ar é igual a de água.

O parâmetro de ajuste  $k$  varia na faixa de 1 a 3 e aumenta conforme o índice de plasticidade do solo (FREDLUND et al., 1995). Ele pode ser estimado através do gráfico apresentado na Figura 2.11, que corresponde a um estudo estático realizado mediante a revisão bibliográfica de solos compactados (VANAPALLI e FREDLUND, 2000). Cabe ressaltar, que não há informações sobre valores representativos do parâmetro de ajuste no caso de solos tropicais indeformados. O cálculo da resistência ao cisalhamento de solos não saturados é demonstrado na Equação 2.14, outra proposta realizada por VANAPALLI et.al. (1996). Essa metodologia, apresentou bons resultados na comparação dos valores obtidos para resistência através de ensaios triaxiais e pelo modelo proposto.

$$\tau = [c' + (\sigma - u_a)tg\phi'] + (u_a - u_w) \left[ \left( \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) tan\phi' \right] \quad (2.14)$$

Figura 2.11: Relação entre o parâmetro de ajuste ( $k$ ) e o Índice de Plasticidade (IP).



Fonte: Adaptado de Vanapalli e Fredlund (2000).

## 2.5. SOLOS NÃO SATURADOS DE COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL

Em geral, um dos problemas poucos conhecidos na prática da engenharia de fundações é o fenômeno de colapso nos solos, desencadeador de diversas patologias. Os solos colapsíveis são definidos como materiais que apresentam uma estrutura metaestável, sujeita ao rearranjo radical de partículas e grande variação (redução) volumétrica devido a saturação, com ou sem carregamento externo adicional (MILITITSKY et al., 2015).

Os solos colapsíveis são caracterizados por sofrerem variação volumétrica quando há a inundação, sem que ocorra uma variação significativa na tensão aplicada. Logo, o fenômeno de colapsibilidade de um solo depende de fatores como a composição da estrutura e a existência de minerais estabilizadores.

Nesse contexto, esses fatores são dependentes da ocorrência e da intensidade do colapso, o que por consequência são diretamente influenciados pela formação e o histórico de tensões a que o solo foi submetido. Tendo em vista os trabalhos científicos de CLEMENCE e FINBARR (1981), REGINATTO e FERRERO (1973), LAWTON, et al. (1992) *apud* SOARES (2018) os solos colapsíveis podem ser divididos em duas subcategorias:

- Os verdadeiramente colapsíveis- são aqueles que não suportam o peso próprio quando inundados;
- Condicionados ao colapso- são os solos, cujo colapso ocorre a partir de determinados níveis de tensões totais.

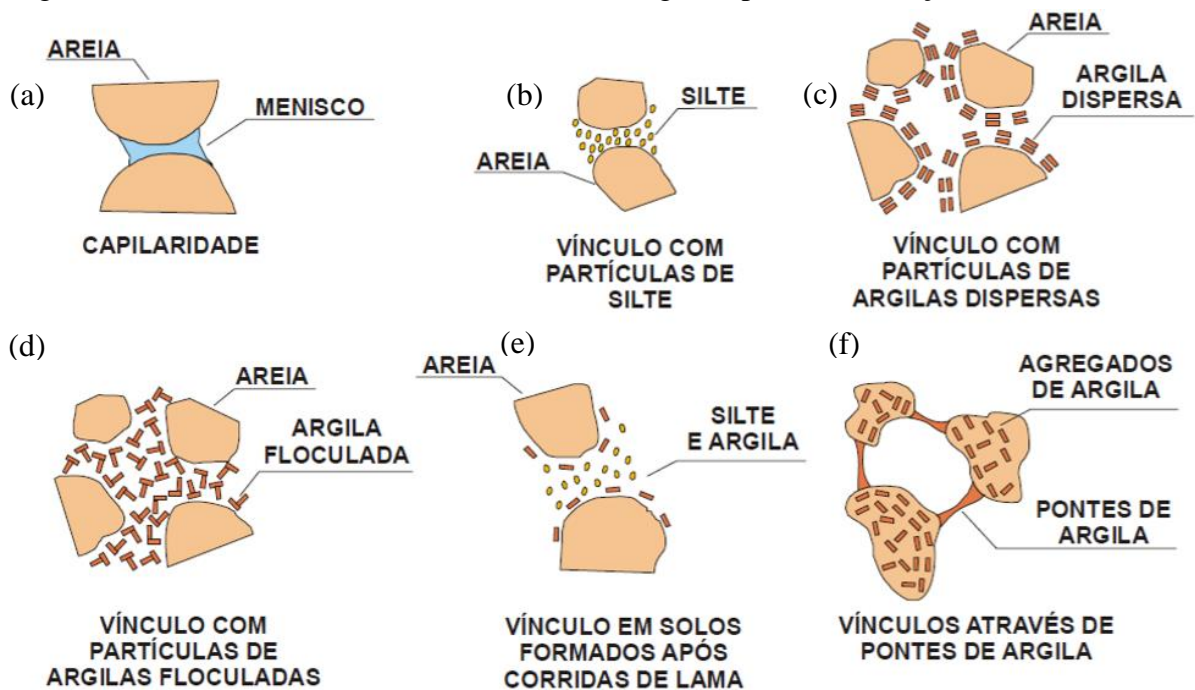
Dentre a classe dos solos colapsíveis enquadram-se alguns tipos de solos porosos tropicais, em particular aqueles que se originam de rochas ácidas. Os solos porosos de camadas superficiais apresentam uma maior tendência a colapsibilidade. Já que, em virtude da elevada permeabilidade e da capacidade da água da chuva percorrer seus vazios sem saturá-los, ocorre um acréscimo no teor de umidade até chegar a um valor crítico (geralmente aquém da saturação), que por conseguinte, gera nesse tipo de solo, o risco de perder a capacidade estrutural de macrovazios acarretando o colapso.

São dois os requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsibilidade em solos naturais: uma estrutura porosa com alto índice de vazios, e um baixo teor de umidade (solo não saturado) (CINTRA, 1998). Mediante ao exposto, é importante destacar que os solos colapsíveis apresentam uma estrutura macroporosa, onde por intermédio de um vínculo

(cimentação e/ou sucção) as partículas mantêm um equilíbrio metaestável. Assim, essa ligação é capaz de proporcionar uma adição na resistência temporária.

As partículas de um mesmo tipo de solo podem apresentar arranjos estruturais diferentes, conforme demonstrado na Figura 2.12. Todavia, essa variabilidade resulta na instabilidade estrutural e resistência temporária de solos colapsíveis. Entretanto, os modelos propostos não representam fielmente a situação encontrada em campo, já que os arranjos estruturais de um solo são a combinação entre as diversas formas apresentadas na imagem (FUTAI, 1997).

Figura 2.12- Estrutura encontrada em solos com algum tipo de cimentação.



Fonte: Adaptado de Ferreira (1995).

Na Figura 2.12 (a) é demonstrada a situação em que a resistência está correlacionada com a capilaridade, essa condição acarreta o aumento da tensão efetiva e da resistência ao cisalhamento. A Figura 2.12 (b) apresenta uma estrutura mantida pela sucção atuante entre os grãos de silte e areia. A Figura 2.12 (c) ilustra as camadas finas e paralelas de argilominerais ao redor dos grãos de areia, já na Figura 2.12 (d) ocorre um arranjo entre argila e areia devido ao resultado da ação da lixiviação, nessa condição as partículas se tornam floculadas. Na Figura 2.12 (e) os grãos de areia se encontram ligados por partículas de argila ou de silte, vínculos em solos formados após corrida de lama (FERREIRA, 1995).

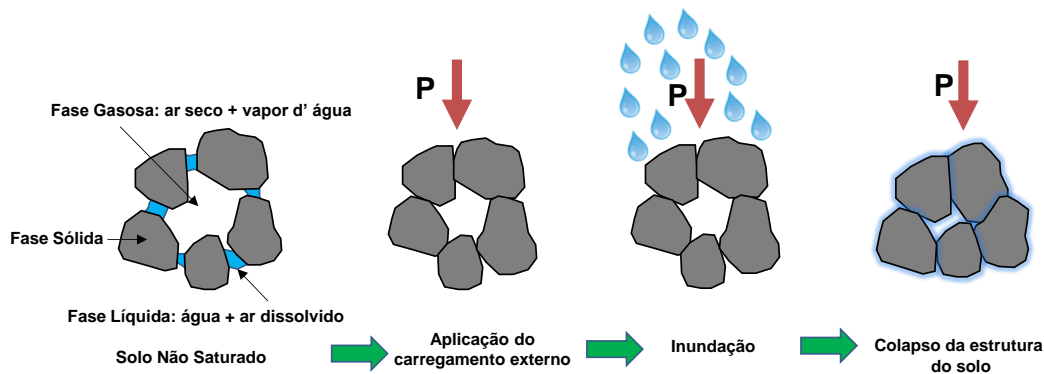
Uma situação comum em solos argilosos colapsíveis é quando os agregados de argila formam grãos que se conectam entre si por pontes de argila (SOUZA NETO, 2004). À medida que ocorre um acréscimo no teor de umidade, com uma alta tensão total aplicada, essa configuração é desestabilizada. O que conseqüentemente conduz os grãos a escorregarem sob o efeito da tensão de cisalhamento gerando uma redução no índice de vazios do solo (Figura 2.12; f).

É frequente nos solos em condição não saturada que as argilas construam ligações entre as partículas maiores. Essas ligações são chamadas cimentação, e podem gerar como consequência a alteração do comportamento natural desse tipo de material, assim é possível descrever comportamentos de resistência e compressibilidade, que em geral, não são explicados de maneira adequada pelo histórico de tensões ou pela quantidade de vazios de um solo (OLIVEIRA et. al., 2011).

Os solos porosos e sem histórico de tensões, decorrentes de solos residuais tropicais, podem apresentar resistência alta quando as cimentações estão intactas e o solo em estado não saturado, mesmo que o solo não seja constituído de minerais cimentantes, as partículas com maior granulometria podem ser estabilizadas pelo efeito da sucção (SOARES, 2018).

A Figura 2.13 apresenta a interação da água intersticial com as partículas de solo. Inicialmente foi aplicado um carregamento (P), posterior a sucção reduz quando o solo sofreu inundação, o que consecutivamente também diminuiu as forças que impedem o cisalhamento relativo entre as partículas. Em síntese, a partir da inundação, o material tem a tendência de fechar os vazios devido as tensões cisalhantes. Por conseguinte, ocorre uma redução no volume do maciço, o que caracteriza o fenômeno de colapso.

Figura 2.13- Fluxograma a respeito da estrutura metaestável típica de solos colapsíveis.

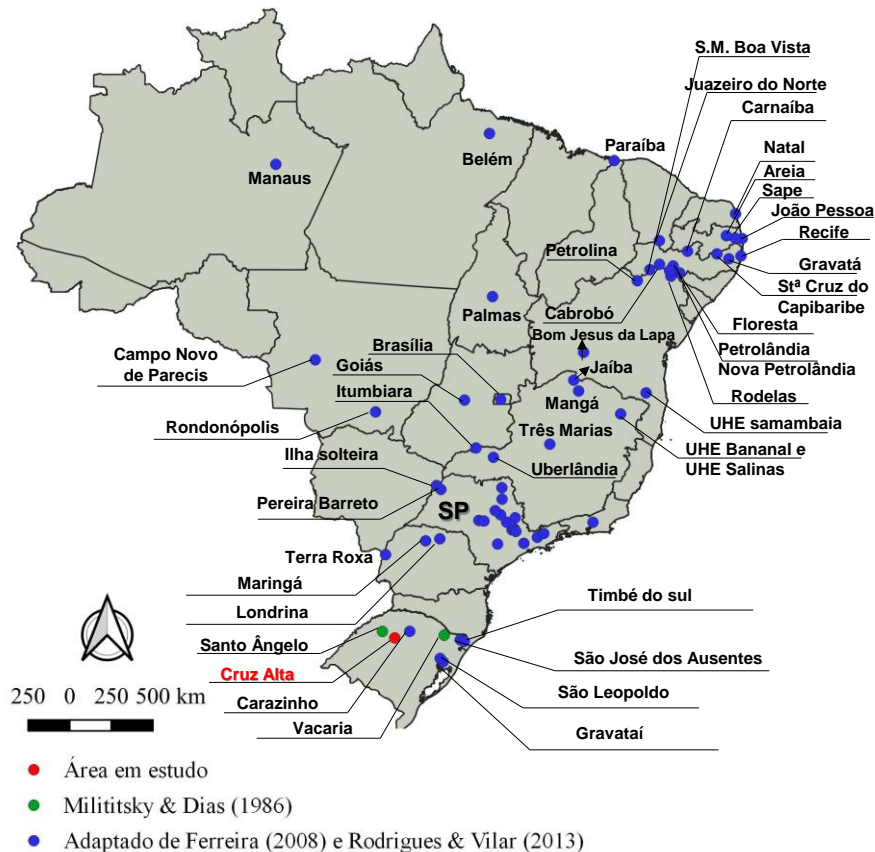


Fonte: Adaptado de Mughal (2012).

No dimensionamento de fundações é importante se preocupar com as estruturas a serem construídas e os danos admissíveis pelas mesmas, visto que os recalques diferenciais devido ao fenômeno de colapso podem gerar danos na estrutura. De acordo com Souza Neto (2004) a velocidade e intensidade dos recalques depende diretamente da estrutura e do tipo do agente responsável pelas ligações. Portanto, quando as ligações são mantidas por intermédio da sucção capilar, a perda da resistência será praticamente instantânea; já quando há a cimentação química a perda de resistência pode ser bastante lenta (BARDEN et al apud SOUZA NETO, 2004).

Logo, tendo em vista os danos oriundos dos recalques, é importante conhecer as regiões com principal incidência de solos colapsíveis. A Figura 2.14 apresenta um mapa onde estão catalogados diversos pontos de solos colapsíveis no território brasileiro.

Figura 2.14- Localização de solos colapsíveis no Brasil.



No mapeamento apresentado na Figura 2.14, foi utilizado os dados apresentados nos estudos de FERREIRA (2008), RODRIGUES e VILLAR (2013) e MILITITSKY e DIAS

(1986). É importante ressaltar que o ponto marcado na região de Cruz Alta- RS corresponde ao campo experimental utilizado na presente dissertação.

Para a identificação de solos colapsíveis vários critérios e metodologias vem sendo propostas. Dentre elas destacam-se os métodos diretos e indiretos, qualitativa ou quantitativamente, sendo baseados nas seguintes condições:

a) Por meio de correlações ou métodos indiretos:

- Limites de Atterberg e índices físicos;
- Microscopia Eletrônica;

b) Por intermédio de medidas diretas;

- Ensaios de laboratório;
- Ensaios de campo;

A maior suscetibilidade da ocorrência de colapso está condicionada com alguns dos seguintes fatores: baixo grau de saturação, baixo peso específico, elevado índice de vazios, baixo estado de tensões inicial e uma baixa plasticidade. Um resumo detalhado baseado em referências bibliográficas, expressões para o cálculo e limites correspondentes da estimativa do colapso baseado nos índices físicos e limites de Atterberg é na Tabela 2-1.

Tabela 2-1: Critérios de identificação de solo colapsível.

Referências	Expressão	Limites
<b>Feda (1996)<sup>1</sup></b>	$k_l = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - W_p}{Wl - Wp}$	Se $S_0 > 80\%$ e $k_l > 0,85$ , o solo é colapsível.
<b>PRIKLONSKIJ (1952)<sup>1</sup></b>	$kd = \frac{Wl - w_0}{Wl - Wp}$	Kd < 0 – altamente colapsível kd > 0,5 – colapsível; Kd > 1,0 – expansivo.
<b>Kassif e Henkin (1967)<sup>1</sup></b>	$K = \gamma_d \times w$	K < 15, colapsível
<b>Handy (1973)<sup>2</sup></b>	Teor de finos (<0,002 mm) <16%	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24%	Provavelmente colapsível
	24 a 32%	Probabilidade de colapso <50%
	>32%	Geralmente não colapsível
<b>LOMMLER e BANDINE (2015)</b>	Densidade natural seca ( $\gamma_d$ )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) < 1,28- alta colapsividade

<sup>1</sup> Vilar e Ferreira (2015)

<sup>2</sup> Futai (1997)



Os parâmetros apresentados na Tabela 2-1 correspondem ao teor de umidade ( $w_0; w$ ), grau de saturação ( $S_0$ ), limite de liquidez ( $Wl$ ), limite de plasticidade ( $Wp$ ) e peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ). Outro método de estimativa é a microscopia eletrônica de varredura, onde é possível observar o arranjo estrutural, forma dos conectores, distribuição dos poros e os contatos entre as partículas. Logo, uma análise qualitativa das imagens pode determinar a ocorrência do fenômeno de colapso, conforme os padrões estruturais apresentados na Figura 2.12.

### **2.5.1. Identificação de solos colapsíveis por meio de medidas diretas- Ensaio de Laboratório**

As investigações em nível macroestrutural, são em geral realizadas por meio de ensaios edométricos. Cujo objetivo é a caracterização do colapso do solo, bem como a avaliação dos fatores externos intervenientes no processo.

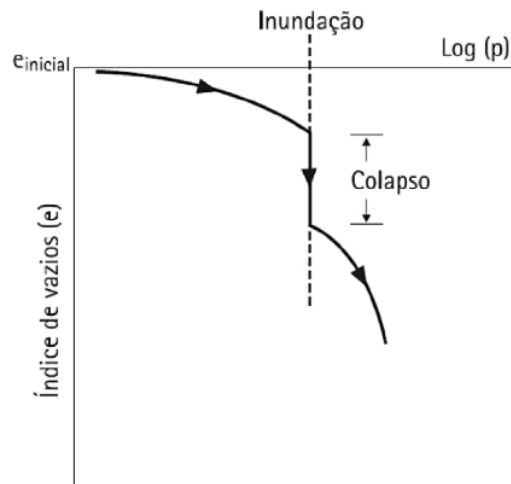
O conceito de colapsibilidade vem sendo abordado desde a década de 1930, quando foi documentado a primeira ocorrência de recalque por inundação do solo de fundação, na região da Ucrânia, cujo solo é do tipo *loess* (CINTRA, 2004). Já no Brasil, provavelmente o primeiro estudo a utilizar ensaios edométricos na condição natural e inundada para entender o comportamento de argilas porosas do terciário de São Paulo foi Vargas em 1953 (MILITITSKY et. al., 2015).

O problema oriundo do colapso foi ficando cada vez mais evidente, gerando assim a necessidade do desenvolvimento de novas técnicas e métodos para a identificação do fenômeno. Os tradicionais trabalhos sobre colapsibilidade são oriundos de observações de comportamento em laboratório. Por consequência, a partir dos ensaios laboratoriais, é possível definir as características, bem como caracterizar qualitativamente a colapsibilidade, conforme demonstrado na Figura 2.15.

O estudo de Vargas (1973, 1974) consistiu em ensaiar amostras inicialmente adensadas na umidade natural sob diversos estágios de carregamento. A partir do momento em que não houvesse mais recalques, as amostras foram inundadas. Com isso, o autor constatou o surgimento de recalques adicionais oriundos da saturação das amostras. A magnitude dos recalques reduziu conforme o aumento das pressões externas aplicadas. Todavia, a partir de um determinado nível de carregamento o colapso não era mais observado. Possivelmente, existe

uma pressão a partir da qual são destruídas as ligações fracas da estrutura, não tendo a saturação efeito na dissolução do cimento ou meniscos capilares que ligam os solos porosos. (VARGAS,1973 *apud* MILITITSKY *et.al.*, 2015)

Figura 2.15- Resultados típicos de ensaios oedométricos para a previsão de colapso.



Fonte: Jennings e Knight (1975).

O método é normalizado pela ASTM D5333-92, e é baseado na realização de um ensaio edométrico com uma amostra do solo na umidade natural de campo para realizar a comparação com um ensaio do mesmo solo só que no estado saturado (ensaio edométrico duplo). Outra metodologia que pode ser realizada diz respeito ao procedimento com o solo inicialmente na umidade natural, e inundá-lo durante o ensaio (ensaio edométrico simples).

De acordo com Milititsky *et. al.* (2015), no colapso edométrico, o anel de confinamento induz a uma variação unidirecional, no sentido vertical do carregamento; sendo assumido o diâmetro constante, a variabilidade volumétrica é expressa em variação de altura da amostra. Logo, o potencial de colapso, pode ser calculado com base na Equação 2.15.

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.15)$$

Onde  $PC$  corresponde ao potencial de colapso,  $\Delta e$  a variação do índice de vazios e  $e_0$  o índice de vazios inicial. Segundo Soares (2018), esse método apresenta como grande vantagem

a capacidade de identificar pequenas variações de volume e índice de vazios a tensões específicas. Por conseguinte, também há a possibilidade de comparação do comportamento de compressibilidade da amostra antes e posterior a inundação. Ainda de acordo com o autor a metodologia pode ser utilizada para a identificação solos pouco colapsíveis ou os que apresentam a colapsibilidade apenas para certos níveis de tensão.

É importante destacar que a grande vantagem entre o ensaio edométrico duplo sobre o simples é a possibilidade de obtenção do potencial de colapso para qualquer tensão de interesse. Já que no ensaio edométrico simples o potencial de colapso é medido somente na tensão onde ocorreu a inundação.

Segundo os autores Jennings e Knight (1975), a Tabela 2-2 apresenta a classificação da gravidade dos problemas gerados pelo efeito de colapso nas obras de engenharia de acordo com o potencial de colapso.

Tabela 2-2- Gravidade dos problemas oriundos do colapso.

<b>PC (%)</b>	<b>Gravidade dos Problemas</b>
0 a 1	Sem problemas
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
>20	Problema muito grave

Fonte: Adaptado de Jennings e Knight (1975).

De acordo com os autores Lutenegger e Saber (1988), o potencial de colapso é definido por meio de um ensaio onde amostra é carregada até uma tensão de 300 kPa, ou outra tensão adequada, onde ocorrerá a inundação e as deformações serão registradas até a estabilização. A Equação 2.16 define o potencial de colapso segundo os autores.

$$I = \frac{\Delta e_c}{1 + e_i} \quad (2.16)$$

Onde  $I$  corresponde ao potencial de colapso,  $\Delta e_c$  a variação do índice de vazios proveniente da inundação a uma tensão de 300 kPa (ou outra tensão adequada) e  $e_i$  o índice de vazios antes da inundação. A gravidade dos problemas oriundos do efeito de colapso pode ser

realizada por intermédio da Tabela 2-3, onde o parâmetro de entrada é o potencial de colapso obtido através da Equação 2.16.

Tabela 2-3- Gravidade dos problemas oriundos do colapso de acordo com o Potencial de Colapso (I).

<b>I (%)</b>	<b>Gravidade dos Problemas</b>
2	Leve
6	Moderada
10	Alta

Fonte: Lutenegeger e Saber (1988).

Entretanto é importante enfatizar que os ensaios edométricos são qualitativos, ou seja, os resultados devem ser utilizados com cautela. Isso ocorre pelo fato que o ensaio é realizado com uma amostra de dimensões reduzidas e alto grau de confinamento, devido ao anel metálico, e submetidas a elevados estágios de carregamento. Cabe ressaltar, que a inundação é realizada de maneira brusca, ou seja, pode não representar as condições de campo.

## 2.6. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A utilização dos conceitos referentes a solos não saturados é rara em projetos de fundações. Dessa forma, as obras assentes nesses terrenos convivem com as incertezas oriundas da metodologia de cálculo utilizada, ou seja, os elementos são dimensionados com base em ensaios laboratoriais e de campo. Por conseguinte, essas premissas adotadas no processo de cálculo, acabam desconsiderando as avaliações quanto à possibilidade de alteração do perfil de umidade.

Os solos não saturados se originam por intermédio dos condicionantes geológicos e geomorfológicos. Face a condição apresentada, as camadas superficiais sofrem com a baixa capacidade de suporte, com uma estrutura porosa e potencial comportamento colapsível (SALES et. al., 2015). Nesse contexto, a oscilação no teor de umidade associado a uma determinada tensão por gerar diversos problemas.

Sob esse espectro, a perda da sucção de cada camada acaba sendo desconsiderada, acarretando assim em diversos problemas patológicos em edificações. Em virtude dessa

questão, diversos estudos ressaltam a importância dos efeitos da saturação do solo na capacidade de suporte e no comportamento das fundações em solos não saturados. Esse item, tem como objetivo apresentar as principais metodologias de cálculo, bem como as avaliações mediante a utilização de provas de carga estática na condição natural e saturada do solo de fundação, demonstrando assim os fatores atenuantes no processo.

### **2.6.1. Estacas Escavadas do tipo Broca**

As estacas escavadas do tipo broca podem ser definidas como um elemento de fundação executado mediante a perfuração com o auxílio de um trado, sem que haja o emprego de revestimento ou fluído estabilizante. Esse método apresenta como vantagem a simplicidade executiva, o baixo custo econômico, além de possuir uma baixa susceptibilidade a problemas oriundos da vibração e barulho no momento da execução.

Entretanto, esse tipo de estaca evidencia como desvantagem a execução apenas acima do nível d'água, além de que a metodologia construtiva só pode ser utilizada em solos que apresentam um certo intercepto coesivo, já que o furo necessita ficar aberto até que seja realizada a concretagem. Em suma, esse elemento de fundação não está sujeito aos esforços de tração ou flexão, ou seja, ele trabalha apenas a compressão.

### **2.6.2. Provas de carga realizadas na condição natural e inundada**

Em síntese, a sucção é avaliada por intermédio da realização de provas de carga na condição natural e inundada. No entanto, há uma variabilidade nos resultados provenientes da metodologia utilizada na inundação do terreno, em geral os métodos mais utilizados são (SALES et. al., 2015):

- I) Inundação mediante a uma cava em torno do elemento estrutural de fundação;
- II) Inundação por intermédio de furos verticais próximo às fundações;
- III) Combinação dos dois métodos apresentados acima.

A maior oscilação no grau de saturação corresponde a técnica apresentada no Item III. O Item I se assemelha as condições reais que condizem a longos períodos chuvosos, ruptura de

tubulações dentre outros. Dentre as opções destacadas acima, os estudos de Carvalho e Souza (1990), Fernandes (1995), Camapum de Carvalho et. al. (1995) utilizaram a primeira metodologia. Entretanto, o terceiro procedimento foi adotado nos trabalhos de Lobo et al. (1991) e Carvalho e Albuquerque (1994).

O tempo de inundação está atrelado ao volume e a profundidade necessários para a saturação do solo. As recomendações encontradas na literatura, orientam que a inundação deve ser realizada em um período de 48 a 72 horas antes da execução das provas de carga.

### 2.6.3. Capacidade de Carga em Fundações

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a interpretação teórica do fenômeno físico caracterizado pela interação entre o solo e as estacas, é em síntese representado pela mobilização das parcelas de resistência de ponta ( $Q_p$ ) e atrito lateral ( $Q_l$ ). Sendo  $Q_p$  definido como a resistência transmitida ao solo por intermédio da ponta da estaca, e  $Q_l$  é referente ao atrito mobilizado mediante a interação entre o fuste do elemento de fundação e o solo circundante. Dessa maneira, a capacidade de carga total ( $Q_u$ ) é o produto do somatório dos componentes supracitados, a Equação 2-17 apresenta essa metodologia de cálculo.

$$Q_u = Q_p + Q_l \quad \text{Equação 2-17}$$

Na prática da Engenharia de Fundações brasileira, não é comum o uso dos conceitos de plasticidade (ex. Teoria de Expansão de Cavidade), por conseguinte, os valores de atrito lateral e resistência de ponta são estimados através de correlações empíricas de natureza estatística, sendo estabelecidas mediante a comparação entre os resultados de provas de carga e as informações oriundas das sondagens SPT (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). No Brasil, são utilizados dois métodos semi-empíricos difundidos no meio geotécnico, sendo elas: o método de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1996).

Estes métodos são amplamente consagrados no meio técnico e consideram empiricamente fatores como: tipo de estaca, procedimentos de instalação, tipo de solo, entre outros, em consequência a aplicabilidade acaba sendo restrita às práticas construtivas regionais

e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

As metodologias de cálculo dos métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978) são meticulosamente detalhadas em Schnaid e Odebrecht (2012). Sendo que o primeiro método citado vem sendo constantemente estudado e, o que, por conseguinte está atrelado a novas sugestões de adequações e modificações para os fatores intervenientes nos cálculos. Essas propostas são validadas a partir da premissa que o comportamento das fundações é sensível as oscilações das condições geológicas/ geotécnica e as características físicas do elemento estrutural. Por conseguinte, é importante ressaltar contribuições difundidas no meio técnico de Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1977) que são compiladas em Velloso e Lopes (2010).

#### **2.6.4. Provas de Carga**

Em geral, visando a quantificação dos recalques para diferentes níveis de carregamento, as provas de cargas são realizadas de maneira análoga aos ensaios edométricos realizados em laboratório, ou seja, com e sem a inundação do solo. Em síntese, as primeiras aplicações dessa metodologia visavam obter a constatação do colapso na carga admissível da fundação.

Todavia, os resultados oriundos da prática demonstraram uma certa inconstância nessa metodologia de ensaios *in situ*, acarretando como conclusão a inadequação da técnica para a apuração da colapsibilidade do solo. Nesse viés, novos estudos demonstraram a necessidade de o solo apresentar um grau de saturação crítico (mínimo), bem como ser submetido a uma carga mínima. De acordo com Cintra (1988), quando não houvesse colapso do solo em uma prova de carga seria necessário que o ensaio prosseguisse para novos estágios até atingir a carga que deflagaria o colapso. Ainda de acordo com o autor, partindo do pressuposto que houve ocorrência de colapso sob carga admissível, o ensaio de prova de carga deveria ser realizado novamente, no entanto, com a inundação do solo subjacente, em estágios menores do que capacidade de carga admissível para quantificar a carga de colapso. Por conseguinte, essa carga corresponde a carga crítica que acarreta o colapso em um solo colapsível inundado (CINTRA, 1988).

#### 2.6.4.1. *Método de Van der Veen (1953)*

O método de Van der Veen consiste em uma proposta de um ajuste de uma curva no formato exponencial ao gráfico original da prova de carga estática. No último trecho a curva apresenta recalques tendendo ao infinito, o que, por conseguinte possibilita a determinação da possível carga de ruptura. O ajuste é realizado por intermédio da Equação 2.18.

$$Q_{ENS} = Q_{ult} \times (1 - e^{-a \times S}) \quad (2.18)$$

Sendo que  $Q_{ult}$  corresponde à capacidade de carga,  $Q_{ENS}$  a carga de ensaio,  $S$  ao deslocamento referente à aplicação da carga ( $Q_{ENS}$ );  $e$  é a base dos logaritmos naturais e  $a$  é o Coeficiente que define o formato da curva.

#### 2.6.4.2. *Método de Van der Veen- Contribuição de Aoki (1976)*

O estudo de Aoki (1976) propôs uma modificação no método original de Van der Veen, sugerindo que a curva ajustada tenha início no eixo das abscissas. Por conseguinte, é adicionado um coeficiente “b”, que resulta na Equação 2.19:

$$Q_{ENS} = Q_{ult} \times (1 - e^{-(a \times S + b)}) \quad (2.19)$$

Onde  $Q_{ult}$  corresponde à capacidade de carga,  $Q_{ENS}$  equivale a carga de ensaio,  $S$  é igual ao deslocamento referente à aplicação da carga ( $Q_{ENS}$ ),  $a$  é o coeficiente que define o formato da curva e  $b$  é o coeficiente relativo ao intercepto no eixo dos recalques.

#### 2.6.4.3. *Método da Rigidez*

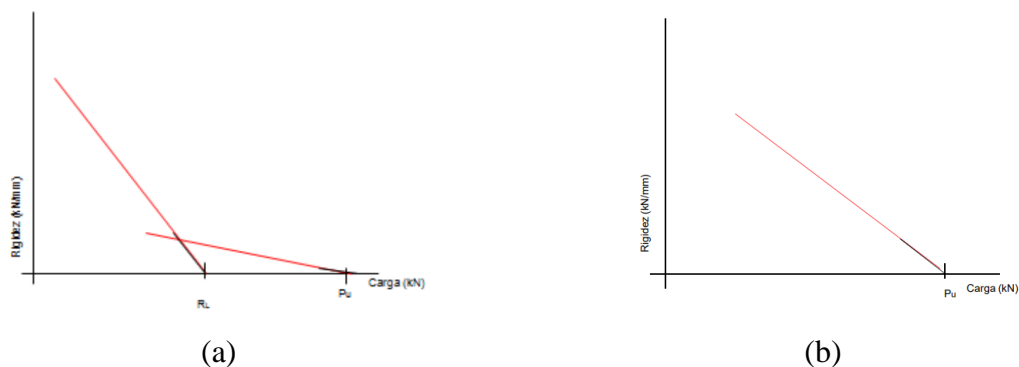
A rigidez de determinado elemento é definida pela razão entre a carga aplicada e o respectivo deslocamento medido. Em sequência, é plotado em um gráfico os valores de rigidez



no eixo das ordenadas e os valores do carregamento no eixo das abscissas. Em suma, não ocorre a ruptura nas estacas escavadas, o que gera a necessidade de extrapolação da curva carga vs. recalque. A interpretação do método sugere faixas de domínios do atrito lateral e da resistência de ponta. Por intermédio do coeficiente de correlação ( $R^2$ ) é possível verificar a qualidade da análise.

Décourt (1998; 2008) relata que há duas situações específicas que podem ocorrer avaliando os gráficos de rigidez. Sendo a primeira correspondente as estacas que não rompem, como as estacas escavadas (Figura 2.16; a). E a segunda corresponde as estacas que rompem, em geral estacas de deslocamento, o gráfico referente a essa situação é demonstrado na Figura 2.16 (b).

Figura 2.16: Método da Rigidez: (a) fundações que não rompem (b) fundações que rompem.



Fonte: Scallet (2013).

De acordo com Melo *et. al.* (2015) se a prova de carga for levada a pequenos valores de rigidez, pode ser utilizada a extrapolação linear ou logarítmica para estimar a ruptura física. Ainda de acordo com a autora quanto menor os valores de rigidez, maior a confiabilidade da carga de ruptura.

## 2.7. MODELAGEM NUMÉRICA

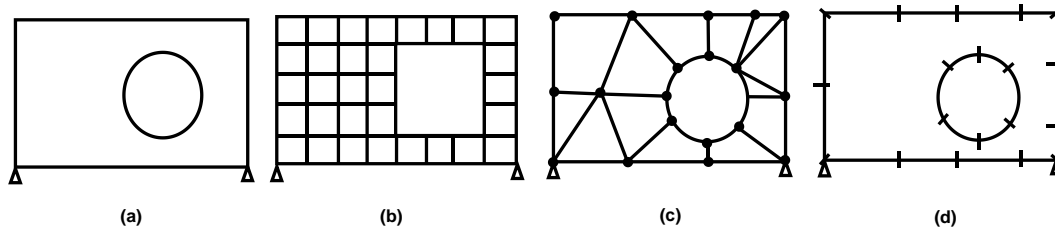
Um processo físico real pode ser avaliado por intermédio de uma simulação matemática, sendo essa a tradicional definição de modelagem numérica. Dentro da engenharia geotécnica,

um exemplo clássico que pode ser citado, refere-se à tensão-deformação em solos. Esse tipo de análise consiste basicamente em modelar matematicamente a oscilação da forma e do volume que o solo pode sofrer com a variação das suas tensões.

Em uma obra geotécnica, a modelagem numérica apresenta como benefício a obtenção de tensões e deslocamentos em qualquer ponto do volume analisado. Logo, os modelos numéricos apresentam como grande vantagem a possibilidade de resolução de problemas teóricos, que são analiticamente difíceis de resolver pela substituição de uma solução numérica aproximada.

Os principais métodos numéricos utilizados no âmbito da engenharia são: Método das Diferenças Finitas (MDF), Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método dos Elementos de Contorno (MEC). A Figura 2.17 apresenta um esquema de solução de um problema por cada um dos métodos supracitados.

Figura 2.17- Esquema de solução de determinado problema geotécnico: (a)- (b) MDF (c) MEF e (d) MEC



Fonte: Adaptado de Lopes (2006).

Segundo Lopes (2006), o MDF “consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim é necessário traçar uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de interseção da malha”. O método é apresentado na Figura 2.17 (b).

O Método dos Elementos Finitos de acordo com Lopes (2006), “Consiste na divisão do domínio do problema em elementos - cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades - conectados apenas em alguns pontos através dos quais interagem entre si”. O aspecto da malha do MEF na Figura 2.17 (c). Ainda segundo Lopes (2006) a diferença entre o MEC e o MEF é na medida, já que apenas a fronteira do domínio

precisa ser dividida em elementos, por consequência o método é intitulado como “elementos de contorno”. O MEC é ilustrado na Figura 2.17 (d).

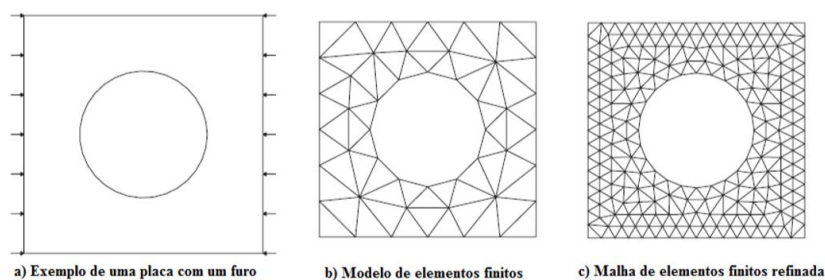
O Método dos Elementos Finitos se destaca por ter inúmeras vantagens sobre os demais. Já que ele trata de casos com geometria complexa, além de que a divisão do domínio pode ser qualquer. Outra característica importante do método é referente aos elementos, uma vez que eles podem apresentar propriedades distintas, o que possibilita a resolução de casos heterogêneos. O MEF hoje é aplicado a inúmeros fenômenos, incluindo os casos não lineares, como a plasticidade, e os dependentes do tempo, como a viscosidade e o adensamento (LOPES, 2006).

### 2.7.1. Método dos Elementos Finitos

No momento atual, o método dos elementos finitos vem sendo amplamente utilizado, já que é possível modelar de forma objetiva o comportamento mecânico dos terrenos e da interação solo-estrutura. Além do mais, o método permite a reprodução de sequências construtivas complexas. Para o caso em estudo, o MEF oferece um meio alternativo para estudar a mobilização das resistências do solo ao redor da estaca e dos mecanismos de ruptura associados.

Em síntese, o método dos elementos finitos consiste em dividir um elemento grande e complexo em vários pequenos e simples elementos, para que seja possível a compreensão. Por conseguinte, o corpo é dividido em elementos conectados por nós, que interagem entre si, conforme apresentado na Figura 2.18.

Figura 2.18- Geometria e malha de elementos finitos.



Fonte: Adaptado de Fish e Belytschko (2007).

O MEF originou-se a partir do Cálculo Matricial de Estruturas. Por conseguinte, a técnica consiste em resolver de forma aproximada um problema oriundo de uma equação diferencial por intermédio de equações algébricas. Sendo que essas resultam na associação de uma variável procurada em um número finito de pontos.

Ao solucionar um problema tensão-deformação é importante destacar que devem ser cumpridas duas condições no domínio de análise: o equilíbrio de forças e dos deslocamentos. Os dois métodos de resolução do problema se diferenciam pela maneira pela qual essas condições são garantidas entre os elementos, conforme apresentado pela descrição das metodologias a seguir:

- Método dos Deslocamentos- os resultados desse método consistem nos deslocamentos nodais, já que a compatibilidade dessa variável é cumprida.
- Método das Forças- a partir do equilíbrio de forças, os resultados fornecem as forças nodais.

Uma função importante na análise pelo método dos elementos finitos é a da interpolação. Por conseguinte, ela consiste em relacionar os deslocamentos de um ponto qualquer situado no interior com as forças nodais. Isso pode ocorrer através de um simples polinômio ou por meio de funções de forma. As funções de forma podem ser definidas como funções cujo valor é nulo em todos os nós do elemento em análise, com exceção do nó avaliado que apresenta um valor unitário (OLIVEIRA, 2015).

Acrescenta-se aos critérios a serem atendidos, além do equilíbrio de forças e a compatibilidade de deslocamentos, a lei constitutiva que relaciona as tensões e deformações do elemento em estudo. Em vista disso, a Lei de Hooke generalizada é utilizada em casos que o material apresenta relação tensão-deformação linear. Todavia, a solução base pelo Método dos Elementos Finitos considera, entre tensões deformações, uma relação linear elástica.

Entretanto, a relação entre tensões e deformações pode ocorrer também de maneira não linear. Por conseguinte, essa condição advém da não linearidade geométrica e/ou a não linearidade do material. O primeiro estado citado refere-se a mudança de geometria do elemento, ou seja, é devido a grandes deformações no material. Já o segundo tipo diz respeito a modificações das propriedades dele.

Por intermédio do Método dos Elementos Finitos, a resolução de problemas com materiais de modelo não-linear, é geralmente realizada por meio dos seguintes algoritmos:

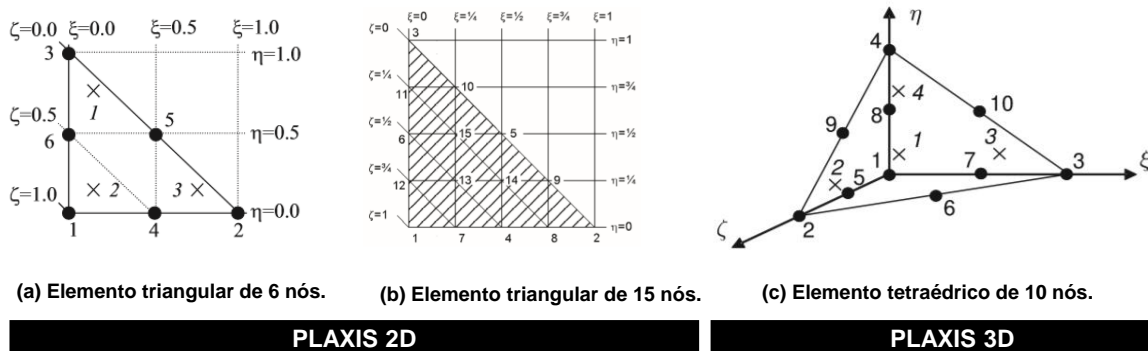
Incremental (Euler-Cauchy e Runge-Kutta), Iterativo (rigidez constante e rigidez variável) e incremental-iterativo. Mediante a questão da não linearidade geométrica, algumas ferramentas computacionais a consideram por meio da atualização da malha de elementos finitos de acordo com a deformação dela. Há também algumas metodologias que calculam as deformações não reversíveis, em outras palavras, elas consideram a plastificação do material (OLIVEIRA, 2015).

Apesar das inúmeras aplicabilidades do MEF na engenharia geotécnica, é importante destacar a necessidade de questionar os parâmetros de entrada no modelo. Tendo em vista que, muitas vezes as investigações em campo e/ou laboratório são limitadas e desta forma repercutem diretamente no modelo estudado, afetando a confiabilidade dele.

### 2.7.2. Ferramenta computacional PLAXIS

Atualmente, diversos programas computacionais que utilizam os métodos dos elementos finitos estão disponíveis comercialmente e são frequentemente utilizados para a realização de análises de problemas geotécnicos complexos. Dentre essas ferramentas destaca-se o PLAXIS, que será utilizado nos modelos numéricos dessa dissertação. Este programa de elementos finitos utilizado para análise de tensões e deformações em solos. As condições de drenagem são controladas por intermédio do tipo de comportamento especificado para cada material. Essa ferramenta possui a versão 2D, utilizada para análises em estado plano de deformação e axissimétricas e a versão 3D. No caso do PLAXIS 2D, o contínuo é dividido em elementos triangulares com 6 nós (Figura 2.19; a) ou 15 nós (Figura 2.19; b), já a versão 3D em elementos tetraédricos com 10 nós (Figura 2.19; c).

Figura 2.19- Numeração e posição dos nós (●) e pontos de integração (x).



Fonte: Adaptado De Brinkgreve (2020).

### 2.7.2.1. Modelos Constitutivos

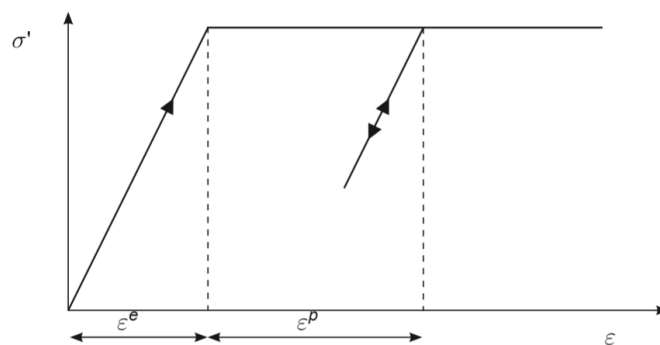
Um dos principais passos do método dos elementos finitos é a formulação de equações matemáticas que representem a relação tensão deformação. Todavia, para os solos essa etapa é complexa devido a possibilidade de o material apresentar um comportamento não linear, não elástico e altamente dependente do nível de tensões aplicado (DUNCAN et al., 1980).

Nos itens a seguir será apresentada uma breve revisão dos modelos constitutivos que serão utilizados nesse estudo. Sendo eles: Modelo Mohr-Coulumb e Hardening Soil.

#### a) Modelo Mohr-Coulumb

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico e apresenta a vantagem de possuir a simplicidade de formular o comportamento do solo. Ele possibilita a modelagem tanto de deformações elásticas (reversíveis) quanto plásticas (irreversíveis) no material (BRINKGREVE, 2020). A Figura 2.20 apresenta o comportamento elástico linear perfeitamente plástico.

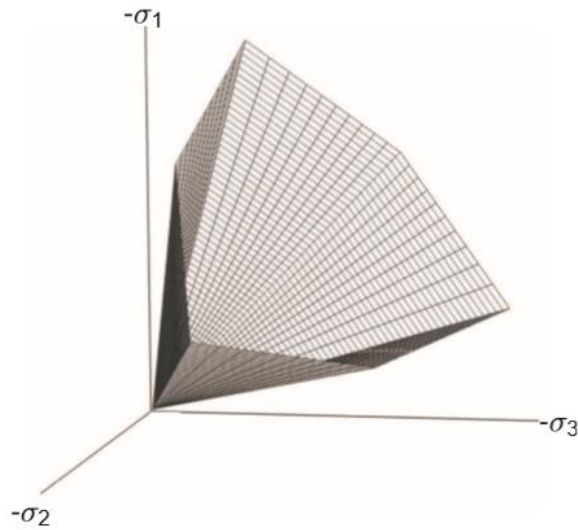
Figura 2.20- Comportamento elástico perfeitamente plástico.



Fonte: Brinkgreve (2020).

A parte linear elástica é fundamentada na lei de Hooke, em contrapartida a parte perfeitamente plástica respeita o critério de resistência de Mohr Coulomb. De acordo com Brinkgreve (2020), a superfície de escoamento, é a superfície de ruptura determinada pelo critério de Mohr-Coulomb, que no espaço  $\sigma'1: \sigma'2: \sigma'3$  é caracterizada por um cone hexagonal, conforme demonstrado na Figura 2.21.

Figura 2.21- Superfície de ruptura determinada pelo critério de Mohr-Coulumb.



Fonte: Brinkgreve (2020).

O modelo requer um total de cinco parâmetros, sendo eles: módulo de deformação ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), dilatância ( $\psi$ ) e tensão máxima a tração ( $\sigma_t$ ). A ferramenta computacional calcula automaticamente o módulo de deformabilidade edométrico ( $E_{oed}$ ) e o módulo de distorção ( $G_{ref}$ ), pela Equação 2.20 e Equação 2.21 respectivamente, relacionando o módulo de deformabilidade ( $E_s$ ) com o coeficiente de Poisson do solo.

$$E_{oed} = \frac{E_s \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2\nu_s)} \quad (2.20)$$

$$G_{ref} = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} \quad (2.21)$$

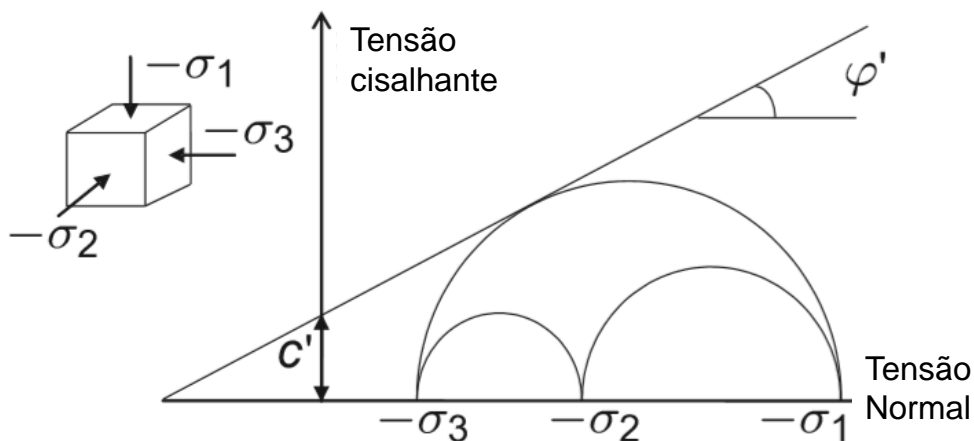
O índice “*ref*” apresentado nos parâmetros a serem inseridos no programa, indica que o comportamento pode ser drenado ou não drenado. Essa opção objetiva a melhor escolha do tipo de comportamento ao qual o solo está sujeito.

Em geral, o ângulo de atrito e a coesão são utilizados pelo modelo em termos de efetivos, conforme apresentado na Figura 2.22. Cabe ressaltar, que essa avaliação pode ser realizada

também se o tipo de comportamento do material estiver definido como não drenado, pois, em ambos os casos, o PLAXIS executará uma análise de tensão adequada.

De acordo com o apresentado na Figura 2.22, a superfície de escoamento/ruptura é definida pelos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$ . Bem como por uma resistência à tração ( $\sigma_t$ ), entretanto essa não pode ser transposta a tensão principal menor. Em síntese, os estados de tensão caracterizados pelos pontos interiores a superfície apresenta comportamento elástico, já os na superfície indicam um comportamento perfeitamente plástico. Cabe ressaltar, que não há a possibilidade de análise para pontos exteriores à superfície. No modelo Mohr-Coulomb a superfície de escoamento é mantida fixa, isso significa que ela não é afetada pelo acréscimo nas deformações plásticas (BRINKGREVE, 2020).

Figura 2.22- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

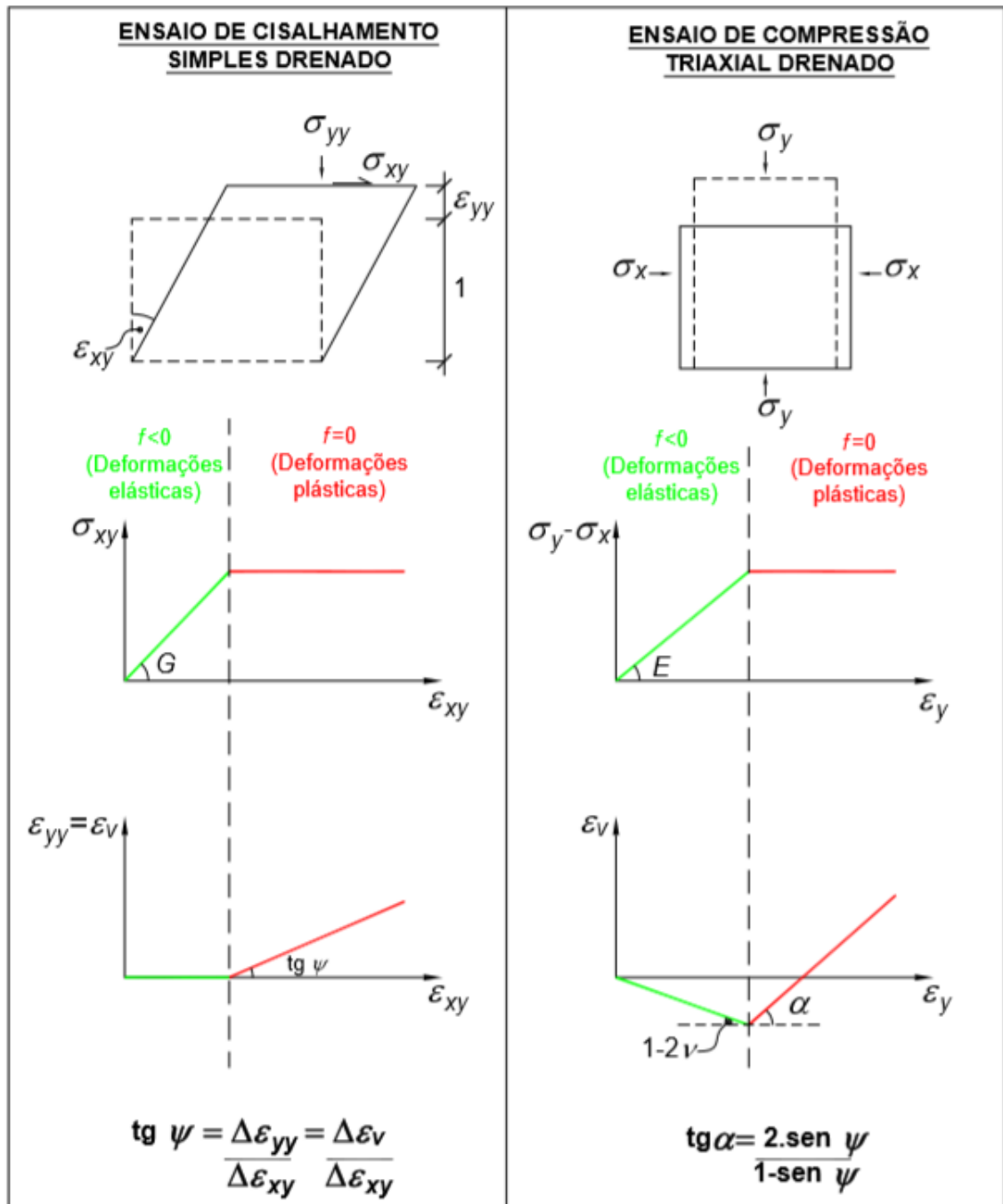


Fonte: Adaptado de Brinkgreve (2020).

O fenômeno que indica a tendência que o solo apresenta de aumentar de volume quando é cisalhado recebe o nome de dilatância. No modelo em estudo, esse efeito ocorre somente quando o material se plastifica, de maneira que no regime elástico as tensões cisalhantes acarretam exclusivamente na distorção. A Figura 2.23 é apresentada por Oliveira (2015) e consiste na influência da dilatância nas deformações volumétricas em ensaios drenados de cisalhamento simples e de compressão triaxial de acordo o Modelo Mohr-Coulomb.



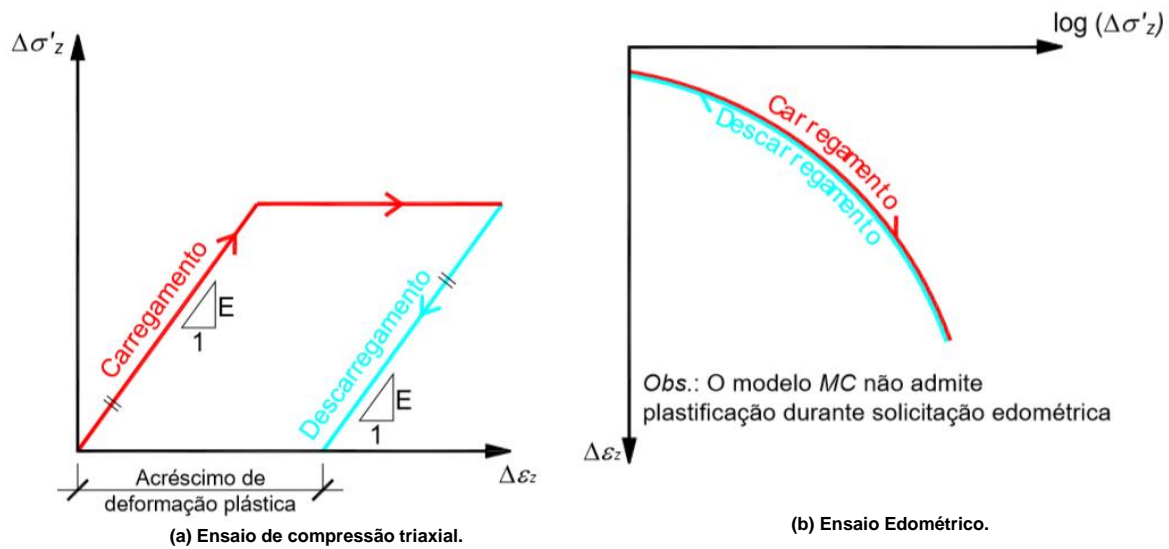
Figura 2.23- Influência do fenômeno de dilatância em ensaios drenados de cisalhamento simples e de compressão triaxial (Modelo Mohr-Coulomb).



Fonte: Schweiger (2011) *apud* Oliveira (2015).

De maneira oposta à real caracterização da dilatância nos solos, o modelo Mohr-Coulomb considera que o aumento do volume devido ao fenômeno tende ao infinito enquanto houver incrementos na deformação cisalhante. Na Figura 2.24 é apresentado de maneira esquemática os resultados do ensaio compressão triaxial e edométrico simulados por intermédio do modelo em estudo.

Figura 2.24- Simulação dos ensaios laboratoriais de compressão triaxial e edométrico pelo modelo de Mohr-Coulumb.



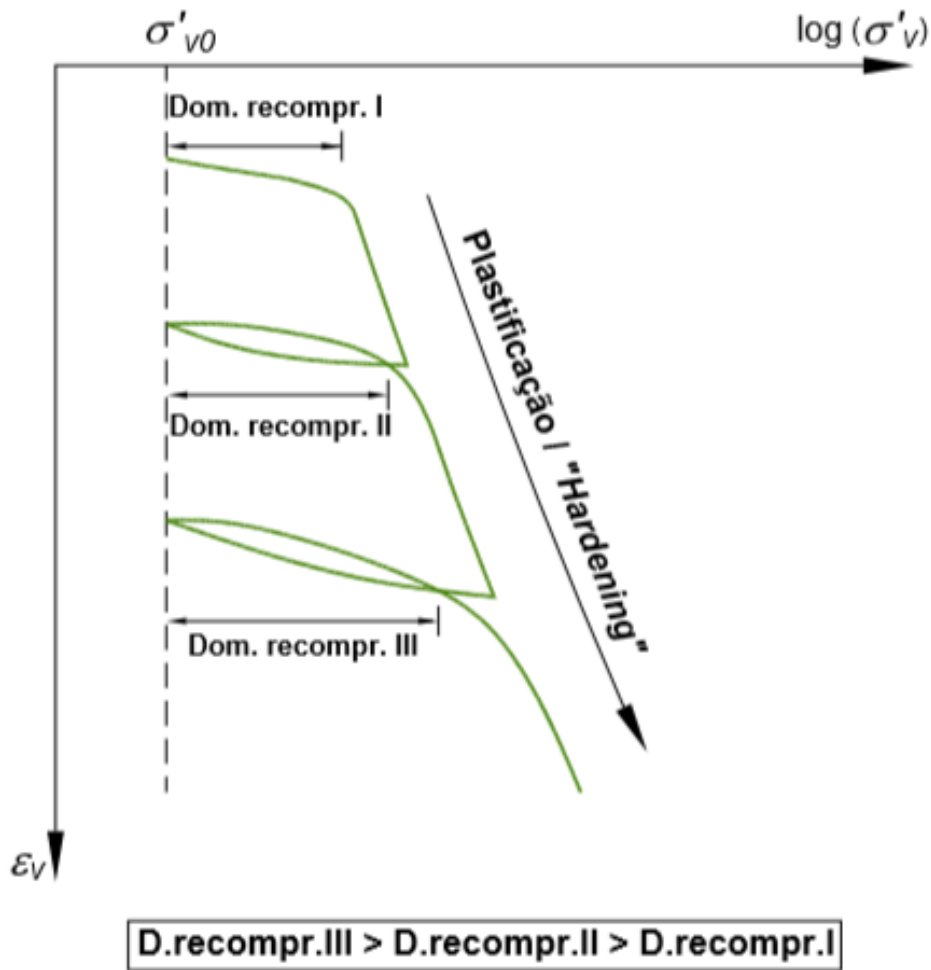
FONTE: Adaptado de Oliveira (2015).

Oliveira (2015) realiza a explicação dos dois ensaios apresentados na Figura 2.24, de compressão triaxial ( $\Delta\sigma'_x = \Delta\sigma'_y = 0$ ) e o edométrico ( $\Delta\varepsilon'_x = \Delta\varepsilon'_y = 0$ ). De acordo com o autor, a imposição de um valor de  $\sigma'_z$  tende a aumentar com o carregamento e diminuir com o descarregamento até o valor inicial ( $\Delta\sigma'_{z\text{final}} = 0$ ). No ensaio de compressão triaxial a ruptura/plastificação é atingida, entretanto no caso da solicitação edométrica, na qual não ocorre a ruptura, o modelo de Mohr-Coulumb não permite a plastificação (OLIVEIRA, 2015).

## b) Modelo Hardening Soil

Em contraste com o modelo elástico perfeitamente plástico, o modelo Hardening Soil apresenta a superfície de escoamento não fixa no espaço da tensão principal, logo ela pode se expandir devido a esforços plásticos. O modelo permite a modelagem tanto de deformações elásticas (reversíveis) quanto plásticas (irreversíveis), além de adotar como avaliação da ruptura uma extensão do critério de Mohr-Coulomb a estados gerais de tensões (OLIVEIRA, 2015). A Figura 2.25 apresenta a curva de compressibilidade esquemática de um solo obtida por intermédio do ensaio de compressão confinada, visando a ilustração do termo “hardening”.

Figura 2.25- Curva de compressibilidade de um solo em ensaio edométrico.



Fonte: Oliveira (2015).

A partir da observação da Figura 2.25 é possível concluir que há duas características principais. Em um primeiro momento é possível observar que no domínio virgem o solo se comporta de maneira menos rígida do que nos domínios de descompressão e recompressão. Já a segunda diz respeito que nos domínios de descompressão e recompressão as deformações são predominantemente elásticas enquanto no domínio virgem predominam as deformações plásticas (OLIVEIRA, 2015).

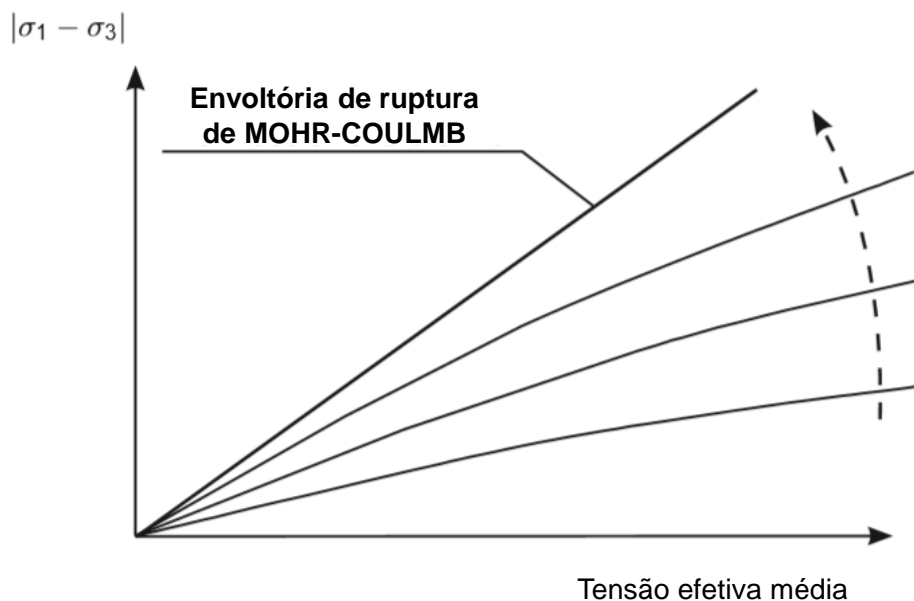
Cabe ressaltar que quanto maior é o incremento do carregamento do solo no domínio virgem, conseqüentemente maior fica o seu domínio de recompressão. De acordo com Oliveira (2015), utiliza-se o termo "hardening" para se referir a este efeito de expansão do domínio de recompressão, ou seja, da faixa de tensões na qual o comportamento do solo é mais rígido e predominantemente elástico, conforme ocorre plastificação do mesmo. Em contraste com o modelo Mohr-Coulumb, o Hardening Soil permite que esse fenômeno seja modelado. Isso

ocorre devido a capacidade de o modelo “armazenar” as máximas tensões que o solo foi submetido e considerar diferentes módulos de rigidez para domínios de descompressão/recompressão e de compressão virgem (OLIVEIRA, 2015).

O modelo Hardening Soil abrange dois tipos de “endurecimento”, sendo eles: compression hardening (endurecimento por compressão) e shear hardening (endurecimento por cisalhamento). O primeiro é utilizado com o objetivo de modelar deformações plásticas oriundas de carregamentos virgens no decorrer de compressões edométricas e hidrostáticas. Já o segundo é usado para modelar deformações irreversíveis devido à carga desviadora primária.

O processo “shear hardening” é apresentado na Figura 2.26, onde é demonstrado sucessivas posições de plastificações de acordo com o aumento das deformações cisalhantes. Cabe ressaltar, que a limitação é a superfície de ruptura de Mohr-Coulumb.

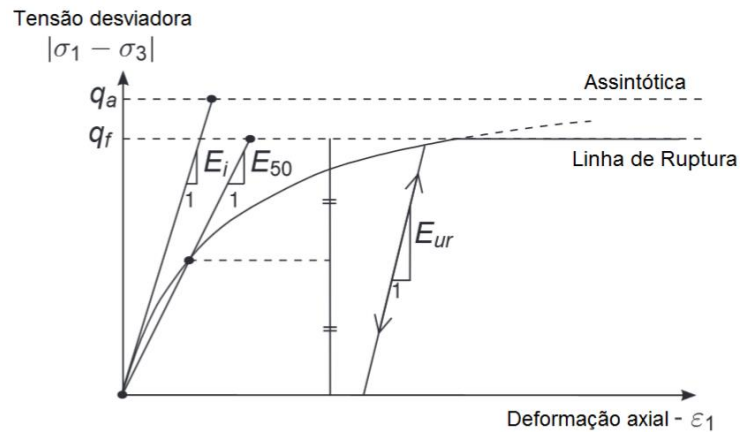
Figura 2.26- Sucessivas posições da superfície de escoamento.



Fonte: Adaptado de Brinkgreve (2020).

Conforme observado em Brinkgreve (2020), o modelo Hardening Soil utiliza a teoria da plasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz a função de plastificação do tipo cap. A Figura 2.27 apresenta a ideia básica do modelo Hardening Soil.

Figura 2.27- Sucessivas posições da superfície de escoamento.



Fonte: Adaptado de Brinkgreve (2020).

A ideia básica da formulação do modelo Hardening Soil é a relação hiperbólica entre a deformação vertical ( $\varepsilon_1$ ) e a tensão desviadora ( $q$ ). Os ensaios triaxiais drenados tendem a produzir curvas que podem ser descritas pela Equação 2.22.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \left[ \frac{q}{1 - q/q_a} \right] \quad \therefore \text{para } q > q_f \quad (2.22)$$

Sendo  $q_a$  correspondente ao valor assintótico da relação tensão deformação e  $E_i$  a rigidez inicial, que está fortemente relacionado com  $E_{50}$  (Equação 2.23).

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.23)$$

O parâmetro  $E_{50}$  é correspondente ao módulo de rigidez referente a 50% das tensões aplicadas (Equação 2.24). Já tensão desviadora última ( $q_f$ ) é baseada na Equação 2.25. E o valor de  $q_a$  pode ser determinada pela Equação (2.26).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (2.24)$$

Sendo  $E_{50}^{ref}$  o módulo de deformação de referência, correspondente à tensão de referência  $p^{ref}$ .

$$q_f = (c \cdot \cot g \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.25)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.26)$$

O parâmetro  $q_f$  é derivado do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A relação entre  $q_f$  e  $q_a$  intitulada no modelo de  $R_f$ , razão de ruptura, como no modelo hiperbólico. O módulo oedométrico é referente ao módulo secante a 50% da tensão desviadora máxima no ensaio edométrico, com a tensão igual a  $p^{ref}$ , e é apresentado na Equação 2.27.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \left( \frac{\sigma_3}{K_0^{nc}} \right) \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.27)$$

De maneira oposta ao abordado pela teoria da elasticidade, o modelo Hardening Soil não envolve uma relação entre o módulo  $E_{oed}$  e o  $E_{50}$ . O módulo de descarregamento e recarregamento pode ser avaliado por intermédio da Equação 2.28.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.28)$$

Sendo  $E_{ur}^{ref}$  correspondente ao módulo de Young de compressão e recompressão correspondente à tensão de referência  $p^{ref}$ . O expoente  $m$  define o nível de dependência da rigidez em relação aos níveis de tensões.

Em vez de utilizar os parâmetros de entrada  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$  a ferramenta computacional permite que os valores utilizados sejam correspondentes ao índice de compressão ( $C_c$ ) e o índice de descompressão ( $C_s$ ) resultantes dos ensaios edométricos. Além de um valor qualquer de tensão de referência  $p^{ref}$ .

Alguns parâmetros do presente modelo coincidem com aqueles do modelo Mohr-Coulumb, tais como: coesão efetiva ( $c'$ ), ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), ângulo de dilatância ( $\psi$ ) e resistência à tração ( $\sigma_t$ ). Os parâmetros básicos para a rigidez do solo são: módulo de elasticidade secante ( $E_{50}^{ref}$ ), módulo de elasticidade de recarregamento e descarregamento ( $E_{ur}^{ref}$ ), módulo de elasticidade oedométrico  $E_{oed}^{ref}$  e módulo expoente ( $m$ ). Os parâmetros avançados correspondem: coeficiente de Poisson para carregamento e descarregamento ( $\nu_{ur}$ ), tensão de referência ( $p^{ref}$ ), coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0^{nc}$ ) e razão de ruptura ( $R_f$ ). Parâmetros alternativos para o cálculo da rigidez do solo: índice de compressão ( $C_c$ ), índice de descompressão ( $C_s$ ) e índice de vazios inicial ( $e_{init}$ ).

## 2.8. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foi apresentada a revisão bibliográfica que dará suporte aos estudos realizados nessa dissertação. Inicialmente foram reunidas contribuições relevantes sobre diferentes tópicos no contexto dos solos não saturados. Enfatiza-se que nos solos não saturados a sucção gera um aumento na tensão intergranular, acarretando assim em uma maior rigidez do solo, entretanto ela reduz rapidamente com a inundação do terreno.

Diversos aspectos sobre os projetos de fundações podem ser explicados por meio do uso dos conceitos sobre os solos não saturados, entretanto essa premissa é pouco frequente. Por conseguinte, o cálculo dessa estrutura é realizado com o auxílio de ensaios de campo e laboratório, no entanto, muitas vezes não é avaliado as consequências da variação do perfil de umidade e das respectivas sucções. Contudo, diversos trabalhos vêm demonstrando o efeito da sucção e dos agentes cimentantes na capacidade de suporte de fundações.

Por fim, foi abordado sobre o método dos elementos finitos e suas aplicações no meio geotécnico. O MEF vem sendo amplamente utilizado devido a sua vantagem de simular o comportamento das inúmeras variáveis inerentes em um problema geotécnico complexo de forma realista. Na presente dissertação a aplicação deste método, por intermédio do Plaxis 2D, visa simular os ensaios de compressão triaxial e os ensaios de provas de carga estática realizados nesta pesquisa e por Masutti (2020).



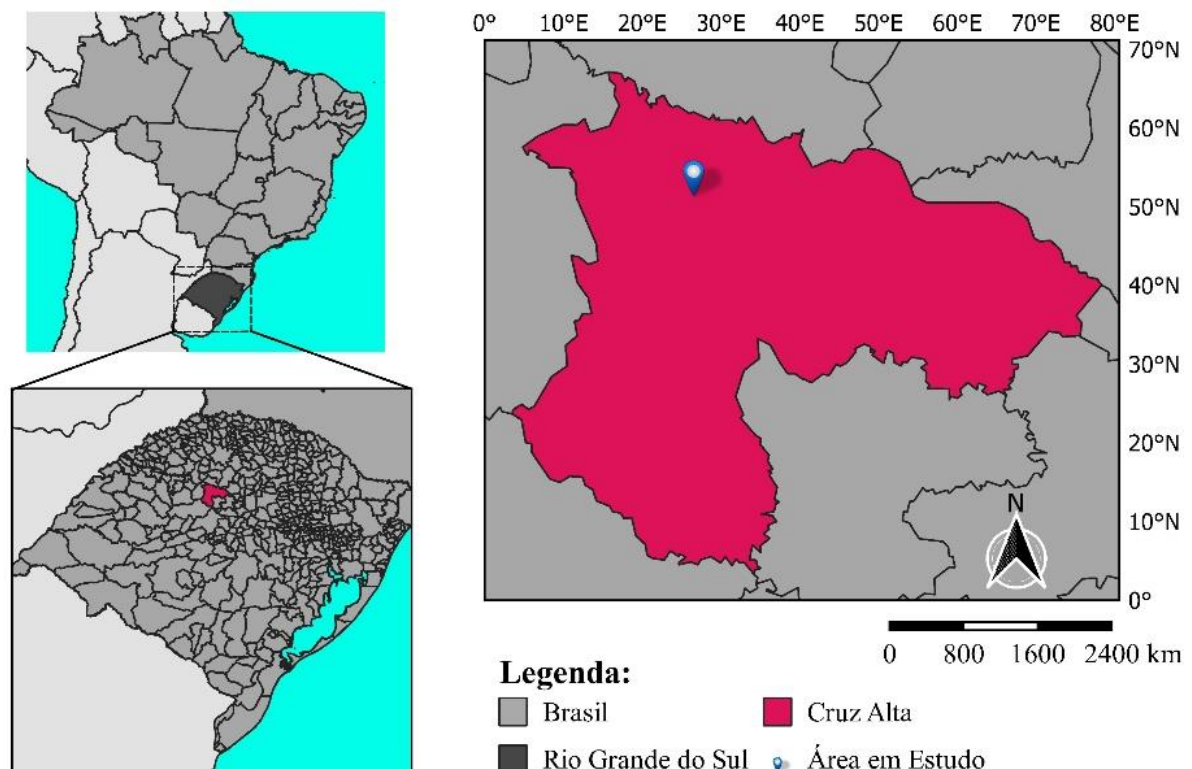
### 3. DESCRIÇÃO DO ESTUDO

O presente capítulo, tem como finalidade inicial abordar sobre os aspectos geológicos, geomorfológicos, climáticos e pedológicos do município de Cruz Alta (RS). Serão expostas as características patológicas em edificações que podem advir do fenômeno de colapso nos solos. Por fim, serão abordadas as principais características das estacas escavadas utilizadas e os resultados provenientes dos ensaios de prova de carga estática na condição natural do terreno.

#### 3.1.LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

A Figura 3.1 apresenta de maneira esquemática a localização do campo experimental em estudo. As estacas foram executadas no campus da Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ). Cujá localização da área em estudo corresponde às coordenadas geográficas de latitude igual a  $28^{\circ}34'7,17''S$  e longitude de  $53^{\circ}37'28,54''O$  de acordo com Sistemas de Coordenadas Datum WGS 84.

Figura 3.1- Localização do campo experimental.

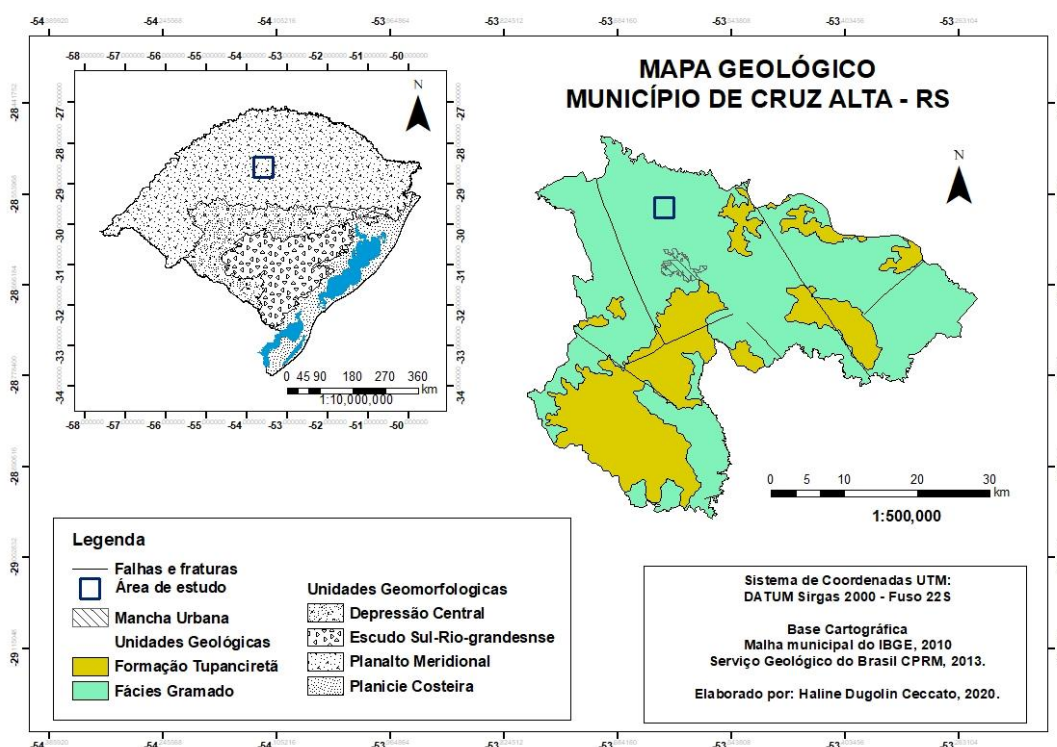


### 3.2. CARACTERÍSTICAS DO MEIO-FÍSICO

O objetivo do estudo a respeito das características do meio-físico, condiz basicamente na tentativa de procurar articular as informações a respeito da geomorfologia, geologia e climatologia, de forma a sistematizar e compreender a dinâmica dos processos que ocorrem no local avaliado. De acordo com mapa Geológico do Rio Grande do Sul representado na escala 1:750.000, disponibilizado pelo Serviço Geológico do Brasil - CPRM (2013), o município de Cruz Alta está subdividido geologicamente entre as Formações Tupanciretã e Serra Geral, representada pela Fácies Gramado (Figura 3.2).

Geomorfologicamente, o município encontra-se no Planalto, mas especificamente na unidade do Planalto de Santo Ângelo. Sendo assim, representado por formas de relevo bastante homogêneas, em um contexto geral por colinas suaves, bem arredondadas, esculpidas pelas rochas básicas da Formação Serra Geral, além das rochas sedimentares da Formação Tupanciretã. A porção mais ao sul do território, é representada por um declive, consequência das estruturas do próprio derrame basáltico.

Figura 3.2- Mapa Geológico do Município de Cruz Alta/RS.



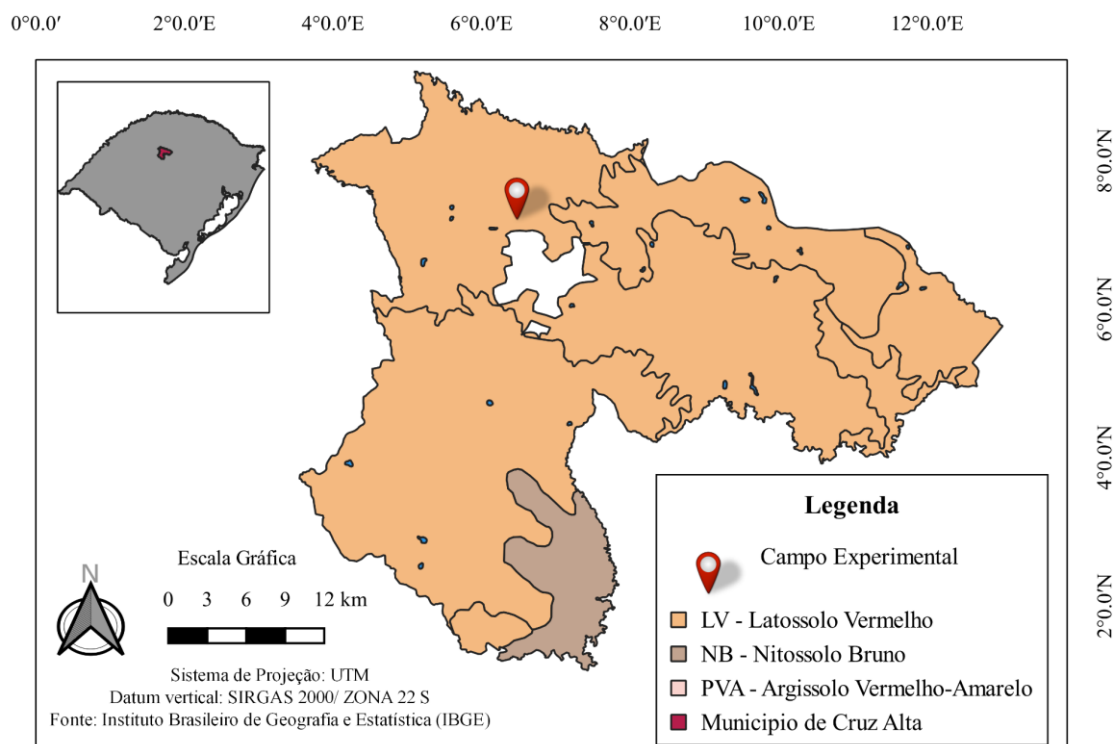
Fonte: Elaborado para essa dissertação pela geóloga Ceccato (2020).

O município de Cruz Alta apresenta clima subtropical, tendo as quatro estações do ano bem definidas. A temperatura máxima pode ser superior a 30 °C nos meses de verão e a mínima inferior a 9 °C na estação de inverno. A cidade apresenta uma grande amplitude térmica, considerando a média anual em torno de 20 °C. O índice pluviométrico é bem distribuído ao longo do ano, com média anual de 1.900 milímetros. Devido à alta porosidade do solo, em geral, a chuva é completamente infiltrada gerando um escoamento superficial pequeno.

### 3.3.PEDOLOGIA

De maneira geral as propriedades de determinado material são provenientes dos resultados da atuação dos fatores de formação do solo, dentre esses é possível citar: o clima, topografia (relevo), organismos, material de origem e o tempo. Com isso a pedologia assume um caráter relevante no estudo dos solos. Essa ciência abrange a descrição/morfologia, gênese, classificação e ecologia do solo. Face ao exposto foi elaborado um mapa pedológico do município de Cruz Alta através das informações disponibilizadas pelo IBGE (2019), sendo esse apresentado na Figura 3.3.

Figura 3.3- Mapa Pedológico do Município de Cruz Alta/RS.



Conforme apresentado na Figura 3.3, no Campo Experimental em estudo, o solo pode ser classificado como Latossolo Vermelho. De acordo com a Figura 3.2 o solo é originado por intermédio do processo de intemperismo das rochas básicas da Formação Serra Geral. A partir do estudo de Brasil *apud* Secco (1997) é possível inferir que o substrato da UNICRUZ é composto por basalto, sendo que esse o material deu origem a formação desse Latossolo. O basalto é uma rocha de origem vulcânica cujo minerais primários são ricos em ferro, cálcio e magnésio.

A intemperização do basalto é lenta e resultará na origem de solos ricos em partículas finas (argila). Na fração argila há a presença de altos teores de ferro, os quais impregnarão sua cor característica ao solo. Quando esse solo for bem drenado será avermelhado, conforme demonstrado na Figura 3.4, que apresenta o perfil de solo por intermédio da abertura de uma trincheira.

Figura 3.4- Visualização do perfil de solo mediante a abertura de uma trincheira.



Avaliando de maneira conjunta as Figura 3.3 e Figura 3.4 é possível inferir que o solo em estudo é um Latossolo Vermelho que apresenta grande homogeneidade ao longo do perfil.

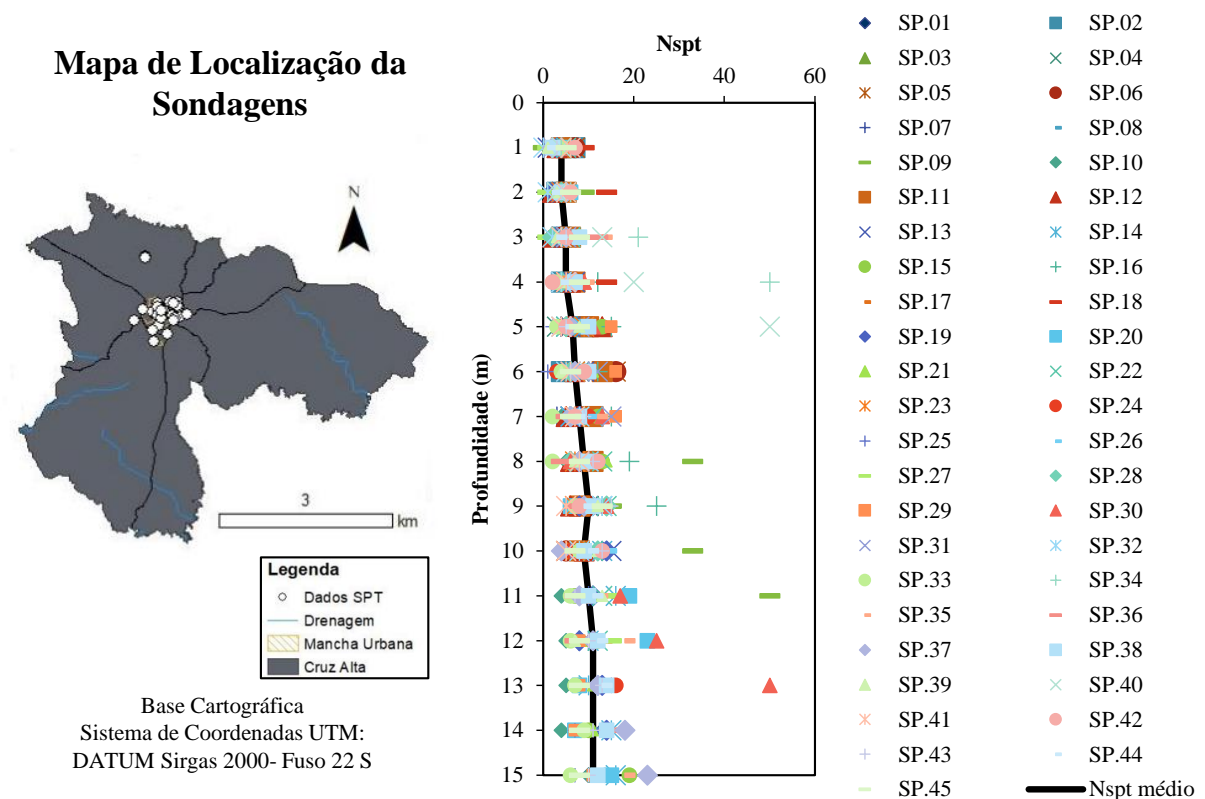
Nesse material a pedogênese foi intensa, já que se trata de um solo espesso com minerais fortemente intemperizados e acúmulo de óxidos. A coloração vermelha indica que há condição de boa drenagem e aeração do solo. Em geral, essa cor é relacionada com a presença de hematita. A classificação desse solo quanto a textura é argilosa (Brasil *apud* Secco, 1997).

Em suma, a origem dos latossolos está associada a intensos processos de lixiviação que resultam no enriquecimento dos óxidos de ferro e/ou alumínio. Ao passo que esse processo culmina nas agregações das partículas acarretando elevada porosidade.

### 3.4. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Masutti (2020) reuniu dados de 44 sondagens SPT realizadas com avanço por gradagem e sem circulação de água no município de Cruz Alta (RS). Os resultados foram adaptados e são apresentados na Figura 3.5 em conjunto com a sua localização.

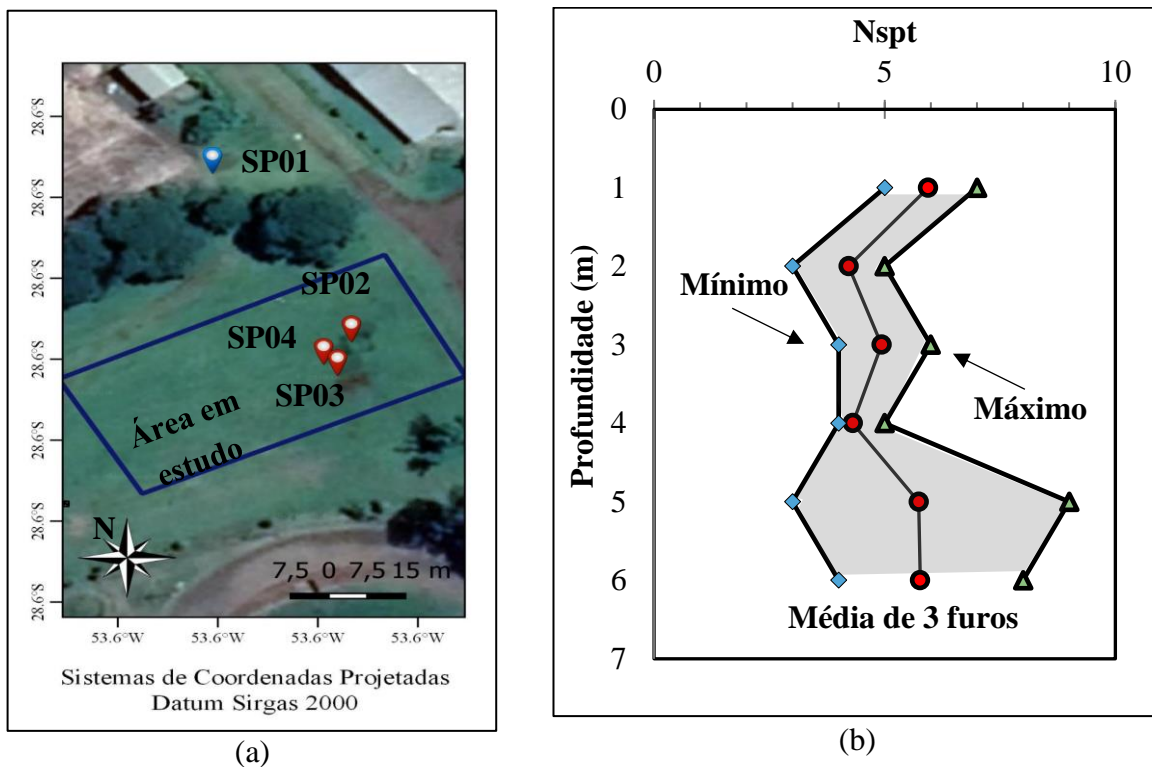
Figura 3.5- Resultados das sondagens SPT realizadas no município de Cruz Alta (RS).



Fonte: Resultados adaptados de Masutti (2020).

Os resultados apresentados na Figura 3.5 serão utilizados no Capítulo 5 para aferir empiricamente se o solo do município é susceptível ao colapso. O principal objetivo das sondagens de simples reconhecimento nessa pesquisa é avaliar a variação espacial do perfil, bem como o índice de resistência a penetração ( $N_{spt}$ ). Por conseguinte, na área em estudo foram realizados três furos de sondagem SPT, cuja localização é demonstrada na Figura 3.6 (a). O número de golpes plotado contra a profundidade está apresentado na Figura 3.6 (b). Cabe ressaltar, que os boletins de sondagem, bem como todas as coordenadas geográficas podem ser encontrados na dissertação de Masutti (2020). Salienta-se que essas sondagens foram realizadas sem a circulação de água.

Figura 3.6- Sondagens SPT sem circulação de água na área em estudo: (a) localização dos furos (b) resultados das sondagens.



Tendo em vista os resultados provenientes do programa de investigação conduzido, através de sondagem de simples reconhecimento, o perfil típico do subsolo encontrado na área, por meio da identificação tátil-visual, é uma argila arenosa de coloração vermelho escuro com espessura de 6 m. De acordo com as indicações presentes na normativa ABNT NBR 6484/2001, as medidas do índice de resistência a penetração oriundas dos ensaios realizados apontam que o solo apresenta consistência muito mole a média.

Conforme apresentado nas Figura 3.5 e Figura 3.6, o perfil geotécnico do município e da área em estudo refletem em uma baixa resistência a penetração, indicando um solo com baixa capacidade de suporte. A variação apontada no perfil é oriunda da própria variabilidade das condições geotécnicas do subsolo, logo para cada projeto é necessário avaliar separadamente as implicações da adoção dos valores médios ou mínimos de resistência.

A partir do contexto apresentado, na prática da Engenharia de Fundações, os valores médios de penetração podem servir como indicação qualitativa a previsão de problemas. À vista disso, como exemplo, os valores de índice de resistência a penetração inferiores a 5 resultam na indicação que o solo estudado é compressível e pouco resistente, e não devem ter a solução produzida com base unicamente em sondagens de simples reconhecimento (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

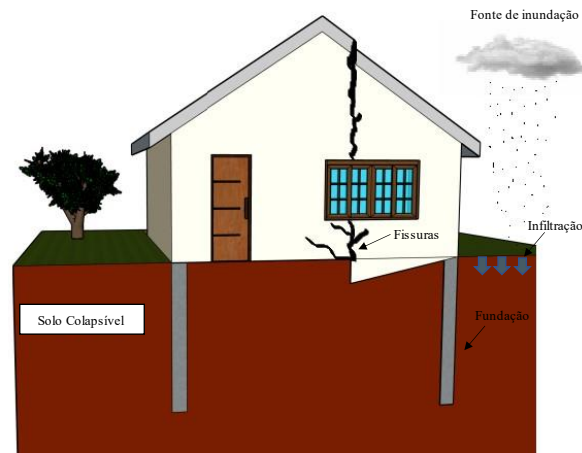
### 3.5. POSSÍVEIS DANOS GERADOS PELO COLAPSO DO SOLO NO MUNICÍPIO DE CRUZ ALTA (RS)

Partindo do pressuposto que uma fundação é o resultado da inevitabilidade de transmissão do carregamento de determinada estrutura para o solo, torna-se notória a importância de seu estudo. A identificação da presença de solos sensíveis à variação do grau de saturação também é outro fator importante. O aumento de umidade em um solo colapsível, estando carregado (Solo Condicionado ao Colapso) ou não (Solo Verdadeiramente Colapsível) pode apresentar uma variação brusca do volume e do rearranjo de sua estrutura (BORGES et al., 2016).

A inundação do solo pode ser oriunda da excessiva infiltração durante fortes precipitações, variações do lençol freático, irrigação, vazamento de dutos de água e esgoto, entre outros (PEREIRA et al., 2019). Nesse âmbito, o acréscimo no teor de umidade do solo somado ao carregamento imposto pelas fundações promove a quebra das cimentações entre as partículas e a redução da sucção, acarretando recalques de grandes magnitudes ou colapso.

Em outras palavras, o fluido ao infiltrar no solo gera o aumento do grau de saturação gerando a instabilidade no terreno e conseqüentemente provocando recalques imediatos, os quais são responsáveis pelas patologias nas edificações, conforme demonstrado na Figura 3.7.

Figura 3.7- Demonstração das patologias geradas pelos recalques oriundos da colapsibilidade do solo.



O fenômeno de colapso nos solos pode provocar recalques, que acaba acarretando graves patologias tanto na supraestrutura quanto na infraestrutura. Esses danos ocorrem devido ao surgimento de tensões não calculadas na fase de projeto (ex: flexão composta e torção). Em edificações que utilizam concreto armado, o colapso do solo pode gerar prejuízos nas instalações prediais e elétricas, bem como a dificuldade no fechamento das esquadrias. Contudo, em obras realizadas em alvenaria estrutural, os deslocamentos e recalques nos elementos de fundação, formarão trincas que afetam a estabilidade da estrutura. É comum a ocorrência de patologias em obras civis no município de Cruz Alta- RS após algum fenômeno que resultou na inundação do solo, conforme apresentado na Figura 3.8. Salienta-se que a prática regional de fundações consiste em estacas escavadas curtas e de pequeno diâmetro.

Figura 3.8- Trincas em edificações possivelmente geradas pelo fenômeno de colapso no solo.



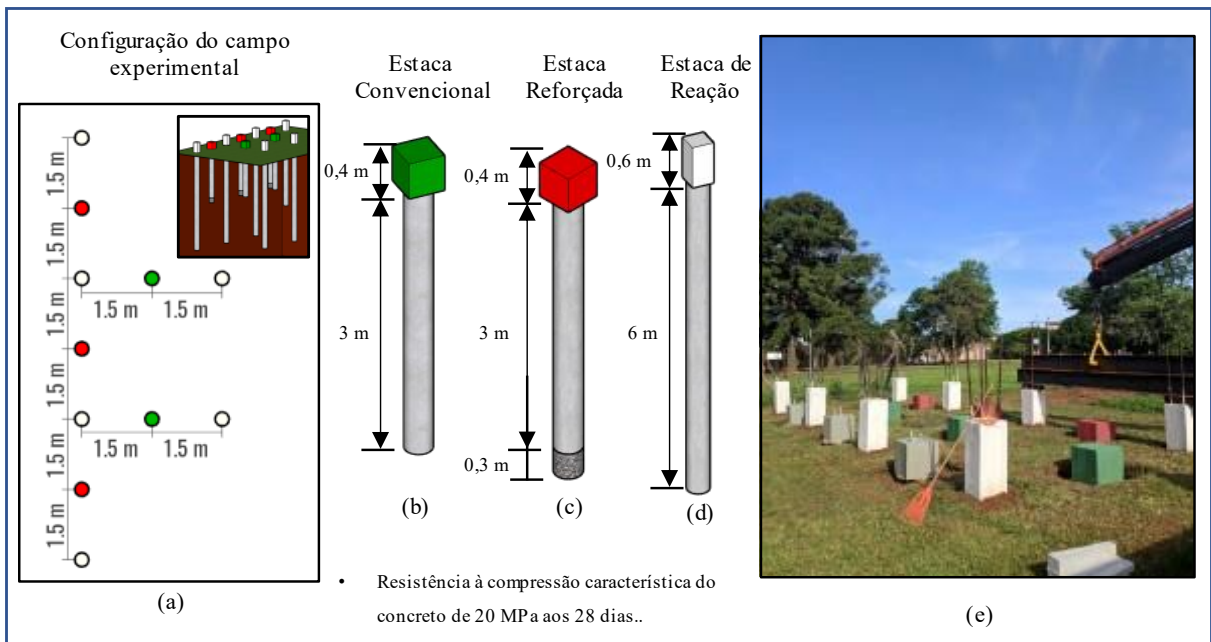


O estudo do comportamento colapsível para a área em estudo é justificado pelas inúmeras fissuras que as edificações do município possuem. Outro argumento para essa pesquisa é devido a magnitude do fenômeno e a distribuição dos carregamentos, já que, as patologias geradas podem ser desde desaprumos, fissuras, trincas até mesmo a instabilidade global da edificação.

### 3.6. CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA EM CRUZ ALTA (RS)

A configuração do campo experimental é demonstrada na Figura 3.9 (a) em conjunto com a obra finalizada. Foram executadas três estacas escavadas convencionais com diâmetro de 30 cm e comprimento de 3 m (Figura 3.9; b). Embora a primeira tipologia seja representativa da prática local, foi proposta a inserção de uma camada de pedra britada compactada no fundo da perfuração com espessura de 30 cm (Figura 3.9; c).

Figura 3.9- Características das estacas em estudo: (a) configuração do campo experimental (b) estaca convencional (c) estaca reforçada (d) estaca de reação (e) obra executada.



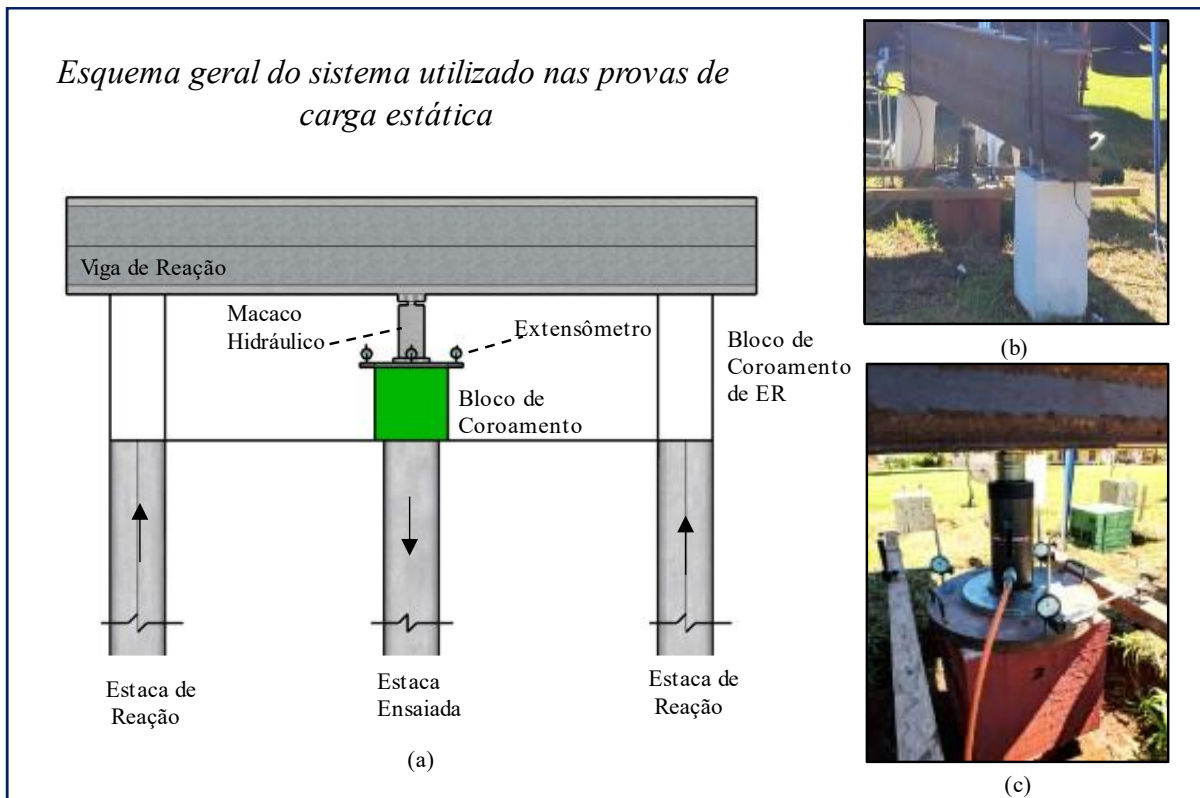
Por fim, o sistema de reação foi composto por seis estacas com comprimento de 6 m e diâmetro de 30 cm (Figura 3.9; d). As informações a respeito dos materiais e métodos utilizados

na execução desse projeto é meticulosamente detalhado na dissertação de Masutti. (2020). Salienta-se ainda que no projeto inicial foram realizadas três estacas flutuantes com comprimento igual a 3 m e diâmetro de 30 cm. No entanto, tais estacas foram exumadas não sendo possível sua reutilização para os ensaios da presente dissertação.

### 3.7.RESULTADOS PRÉVIOS DO ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Para a realização do ensaio de prova de carga nas estacas escavadas foram utilizados um sistema de reação que permitiu aplicar as cargas de compressão (Figura 3.10; a). Esse sistema constituiu-se de duas estacas (ER), localizadas entre a estaca a ser ensaiada, porém, no mesmo alinhamento, unidas por uma viga metálica de reação formada por dois perfis metálicos na forma “I” sobrepostos.

Figura 3.10-. Prova de carga estática: (a) detalhe esquemático (b) representação em campo dos elementos utilizados; (c) disposição dos defletômetros.



De acordo com Masutti (2020), foram utilizados perfis estruturais em aço ASTM A 572 Grau 50, tensão de escoamento  $3,45 \text{ tf/cm}^2$  do tipo “I”, laminados, bitola W 250 x 44,8, com 266 mm de altura e 148 mm de largura da aba. O perfil superior é composto por duas peças com aproximadamente 1,89 m cada, unidas com solda do tipo MIG, além de reforço central executado com chapa metálica de espessura  $\frac{1}{2}$ ” soldada no ponto de união entre os perfis. O perfil inferior é composto por três peças com aproximadamente 1,31 m cada, unidas por solda do tipo MIG. O conjunto possui comprimento total de 3,78 m (superior) e 3,93 m (inferior). Na Figura 3.10 (b) é demonstrado o ensaio de prova de carga estática sendo realizado. Os defletômetros foram instalados nas estacas de compressão mantendo uma disposição triangular, ou seja, o posicionamento ocorreu em três pontos distintos da face (Figura 3.10; c).

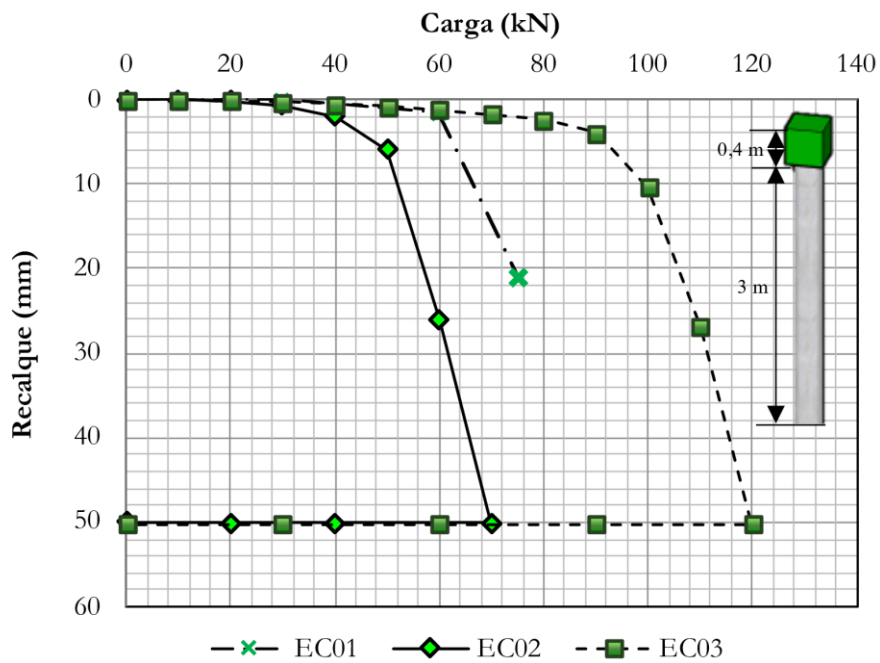
Os ensaios de prova de carga foram executados seguindo as recomendações da normativa NBR 16903 (2019). A metodologia empregada consiste em ensaios de prova de carga estática com carregamento lento (S.M.L). Nessa situação, o recalque é considerado estabilizado quando a leitura do seu incremento entre dois tempos sucessivos não ultrapasse 5% do recalque medido naquele estágio de carga. Os instrumentos de medidas utilizados foram os seguintes:

- ❖ Macaco hidráulico com capacidade para 500 kN da marca Europress;
- ❖ Bomba hidráulica com manômetro, capacidade de até 700 MPa da marca Wille Geotechnik®;
- ❖ Conjunto de apoios metálicos cilíndricos;
- ❖ Placa metálica para apoio dos defletômetros com diâmetro de 50 cm;
- ❖ Três defletômetros da marca Insize analógicos e com precisão de 103 mm e curso de 50 mm.

Os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga estática foram plotados em curvas de *carga vs. recalque*. Na Figura 3.11 é apresentado os resultados obtidos para as estacas convencionais. Já as curvas correspondentes as estacas reforçadas são demonstradas na Figura 3.12.

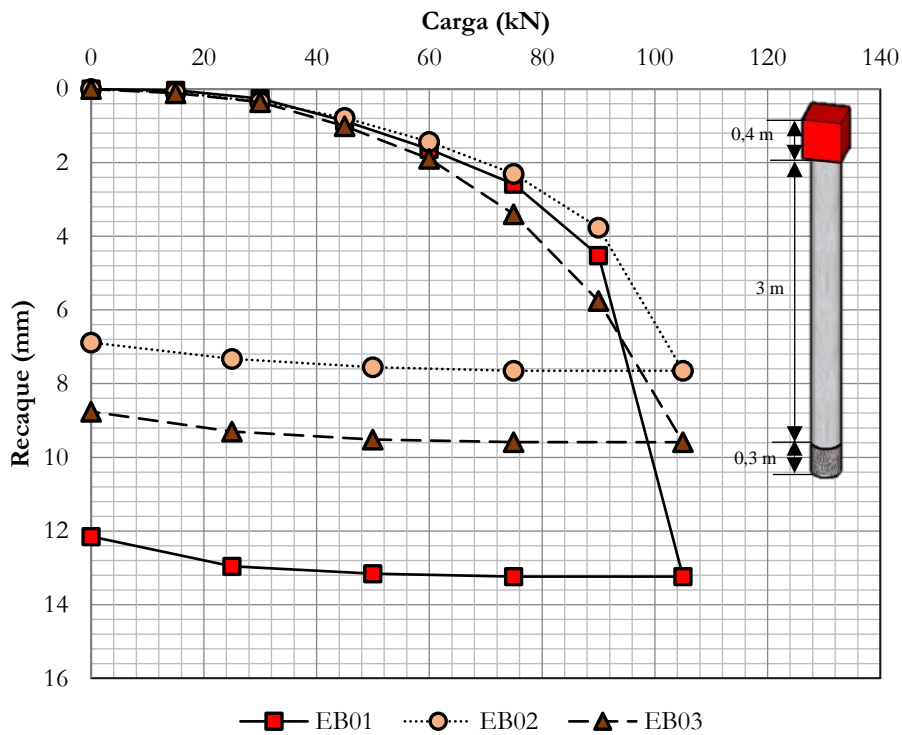
Na presente dissertação, apenas foram levados em consideração os deslocamentos verticais (recalques) e as respectivas cargas, para poder realizar a comparação com as curvas *carga vs recalque* obtidas por intermédio da ferramenta computacional PLAXIS.

Figura 3.11- Curva Carga vs. recalque para as três estacas convencionais (EC01, EC02 e EC03).



Fonte: Adaptado de Masutti (2020).

Figura 3.12- Curva Carga vs. recalque para as três estacas reforçadas (EB01, EB02 e EB03).



Fonte: Adaptado de Masutti (2020).

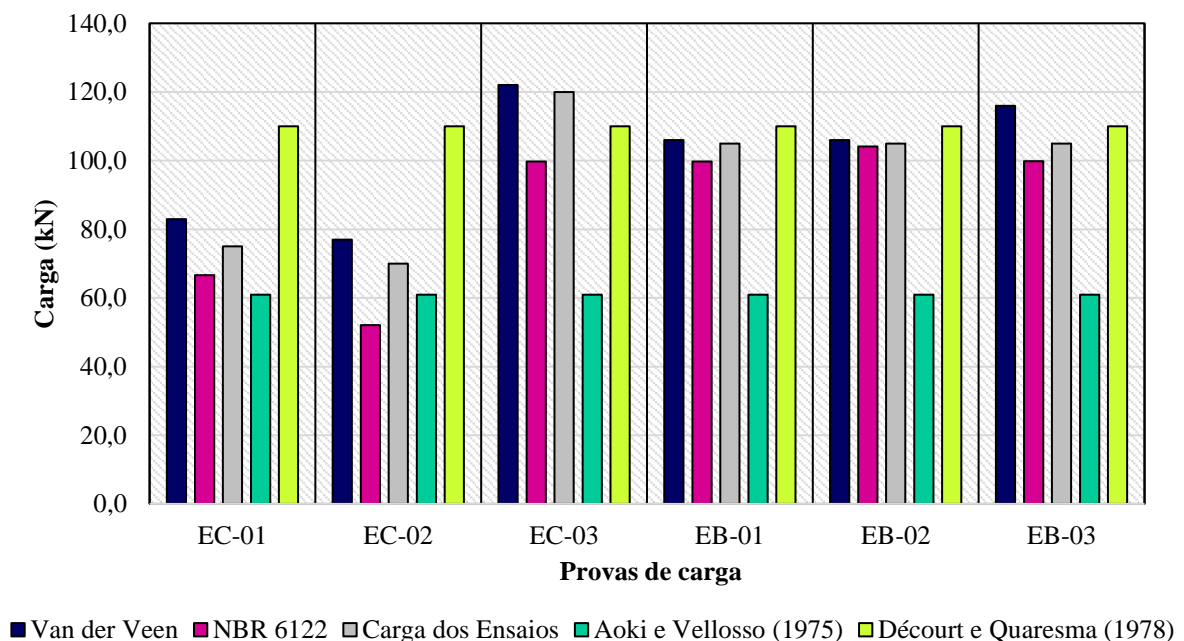
### 3.7.1. Capacidade de carga

No estudo de Masutti (2020) foi realizado duas abordagens distintas para a previsão da capacidade resistente última das estacas ensaiadas, sendo elas:

- Previsão da capacidade resistente última das estacas por intermédio de métodos de extrapolação da curva *carga vs. recalque* obtidas nos ensaios de prova de carga estática;
- Avaliação da capacidade resistente última das estacas por meio de métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978).

É importante ressaltar, que esses métodos já foram utilizados por Masutti (2020). Nesta dissertação, apenas é realizada referência aos resultados obtidos para efeitos de comparação, apresentando-se estes na Figura 3.13.

Figura 3.13- Capacidade de carga última para as estacas escavadas.

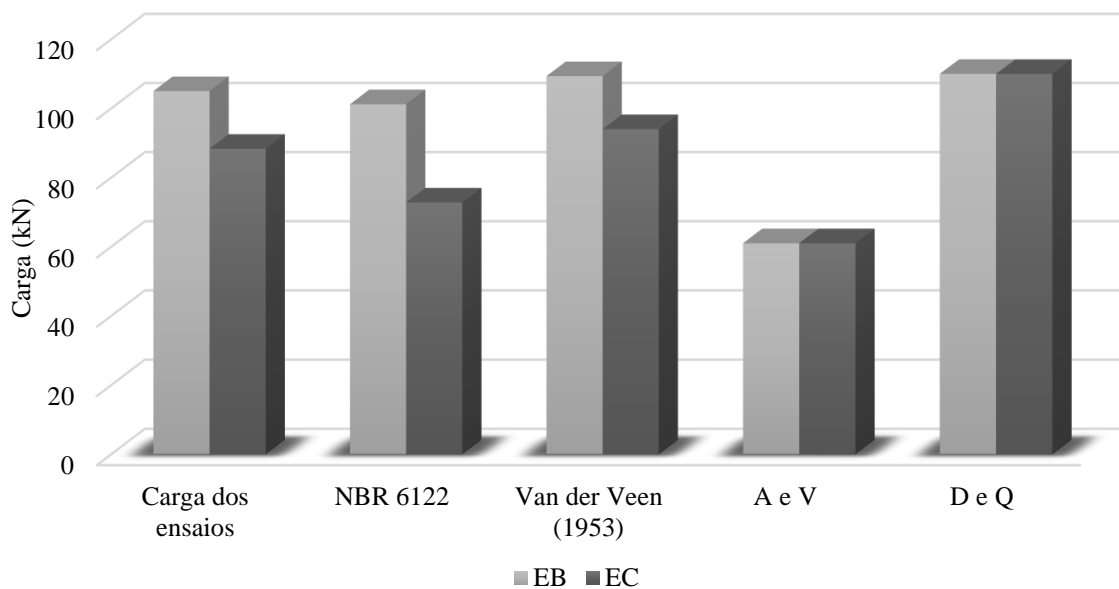


Fonte: Adaptado de Masutti (2020).

Por conseguinte, os valores obtidos nos ensaios de provas de carga estática foram compilados levando em consideração os métodos de interpretação das curvas *carga vs. recalque* e os métodos semi-empíricos. Dentre os resultados apresentados na Figura 3.13 é possível concluir que para os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Van der Veen (1953), os valores

são superiores aos obtidos pelos demais métodos. Entretanto, a única exceção foi à estaca EC03, a qual atingiu a maior resistência dos ensaios. O método de Aoki-Velloso (1975) apresentou o menor valor entre os métodos, sendo assim o mais conservador. Por fim, esses valores foram compilados em seus valores médios para cada método (Figura 3.14 ).

Figura 3.14- Comparativo entre os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos e as médias dos valores encontrados nas provas de carga.



### 3.8.COMENTÁRIOS FINAIS

Nesse capítulo, foi apresentada de maneira detalhada as principais características que fundamentam a pesquisa realizada nesta dissertação. A região norte do estado do Rio Grande do Sul é caracterizada por verões quentes e invernos frios. Por conseguinte, a climatologia favorece a lixiviação do solo. O substrato da UNICRUZ é composto por basalto, em consequência essa rocha deu origem ao solo em estudo. Pedologicamente o solo pode ser classificado como latossolo vermelho.

As sondagens de simples reconhecimento (SPT) foram realizadas sem a circulação de água, e os resultados obtidos denotam um solo com baixa capacidade de suporte ( $N_{spt} < 5,0$ ). No que diz respeito as curvas carga versus recalque, as estacas EC apresentaram uma elevada dispersão oriunda da estaca EC-03 que apresentou capacidade de carga máxima

cerca de 50 kN superior as demais. A carga máxima não apresenta dispersão para as três estacas EB, já que todas atingiram 105 kN como resistência máxima medida.

A compactação de 0,30 m de pedra britada no fundo da perfuração contribuiu para o incremento de resistência das estacas ER. Essa tipologia apresentou capacidade de carga 35,50% superior aos resultados obtidos pelas flutuantes e 18,90% maior quando equiparada às convencionais.

Face ao panorama apresentado e tendo em vista os diversos fatores intervenientes no estudo, para uma avaliação mais fundamentada a respeito da capacidade de carga última das estacas será utilizado o método dos elementos finitos. Portanto, as estacas serão modeladas no programa PLAXIS, levando em consideração todas as hipóteses levantadas ao longo desse capítulo, objetivando obter condições mais próximas possíveis da realidade, de modo que os resultados possam ser comparados com os obtidos no estudo de Masutti (2020).

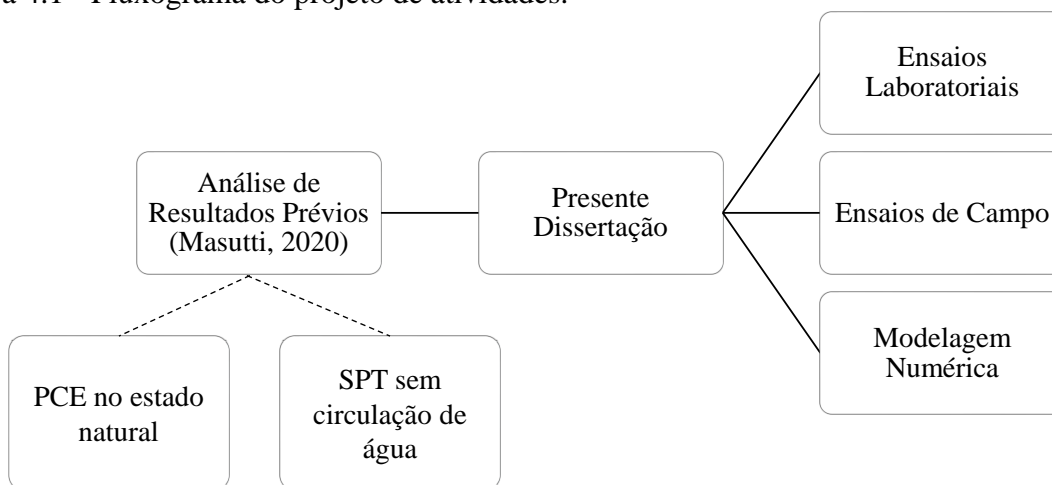
## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo descreve os materiais e equipamentos que foram utilizados para a realização dessa dissertação. Assim como, a metodologia empregada nas etapas laboratoriais, de campo e modelagem numérica.

### 4.1. PROGRAMA DE ATIVIDADES

Por intermédio da avaliação dos tópicos apresentados na revisão bibliográfica, o programa de atividades do presente estudo é apresentado na Figura 4.1. O fluxograma está dividido em 4 fases com a finalidade de demonstrar detalhadamente os passos que foram necessários para a concretização do trabalho.

Figura 4.1 - Fluxograma do projeto de atividades.



Na Figura 4.1 o grupo denominado “Análise dos Resultados prévios” consiste em avaliar os dados obtidos por Masutti 2020. O estudo contém os relatórios técnicos de quatro sondagens de simples reconhecimento da área, bem como a metodologia utilizada na construção das estacas escavadas e os resultados oriundos da execução das provas de carga estáticas no estado natural realizadas nos dois tipos de estacas avaliadas (convencional e com a ponta reforçada). Essas informações estão resumidas no Capítulo 3 desta dissertação.

Para complementar os resultados oriundos das sondagens do tipo SPT e estudar de maneira detalhada o solo, o programa experimental de laboratório tornou-se fundamental.

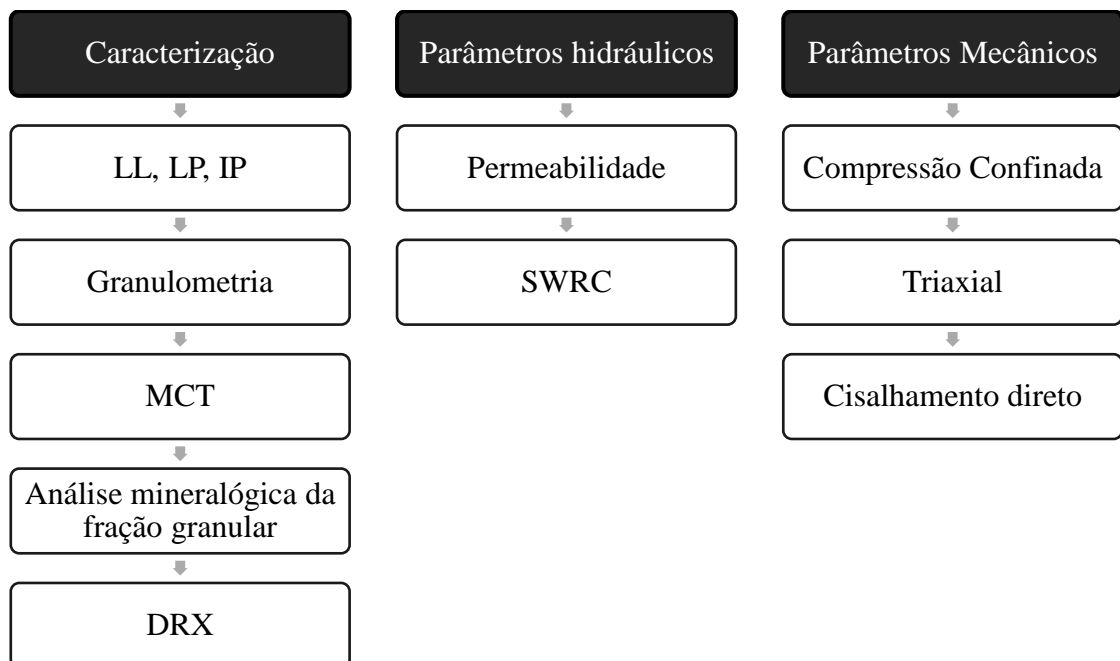


Dessa maneira, o grupo intitulado “Ensaio Laboratoriais” (Figura 4.1) trata dos ensaios propostos para a pesquisa. Parte das atividades dessa seção estarão voltadas para a caracterização do solo, considerando a sua condição não saturada. No presente capítulo, será detalhado os materiais e métodos que foram necessários para concluir essa etapa. Os ensaios de campo realizados foram sondagens SPT com circulação de água e novas provas de carga estática de carregamento lento na condição inundada. A última etapa do programa de atividades da presente dissertação consistiu na modelagem numérica das estacas do campo experimental. Nesse capítulo, será apresentado os modelos a serem utilizados nas análises pelos programas PLAXIS 2D.

#### 4.2. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E ETAPA EXPERIMENTAL

A etapa experimental deste estudo envolve a caracterização do solo, a determinação dos parâmetros hidráulicos e mecânicos, bem como a realização de sondagens com circulação de água no local. A Figura 4.2 apresenta um esquema referente aos ensaios laboratoriais que foram realizados durante o desenvolvimento dessa pesquisa.

Figura 4.2- Ensaio laboratoriais realizados nesta pesquisa.



#### 4.2.1. Amostragem

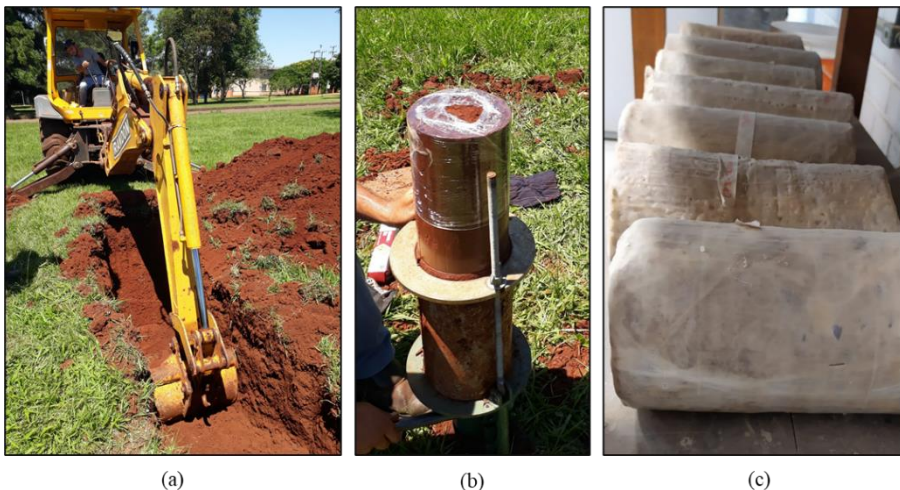
O êxito na obtenção dos parâmetros que realmente representa o solo é diretamente afetado pela qualidade da técnica de amostragem. Face a essa condição, é importante destacar que a história de tensões pode ser mascarada pelo efeito do amolgamento do solo nos parâmetros de resistência e compressibilidade.

A escolha do local da vala de exploração para a amostragem é justificada pela proximidade das estacas onde foi realizado os ensaios de prova de carga estática. Visando assim, a seleção adequada dos parâmetros geotécnicos para uma previsão congruente do comportamento do material em estudo. A escavação até a profundidade determinada foi realizada com o auxílio de uma retroescavadeira, conforme demonstrado na Figura 4.3 (a).

A amostragem foi realizada por intermédio de tubos de paredes rígidas, com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, e extraídas em campo com o auxílio de um extrator (Figura 4.3; b). Isto posto, as amostras foram retiradas a 2 m de profundidade a partir da cota do terreno. Posteriormente, elas foram revestidas com espessas camadas de papel filme e alumínio.

Cabe ressaltar os cuidados com o transporte de aproximadamente 2h:30 mim. Com isso, as amostras foram envoltas por camadas de filme PVC, alumínio e plástico bolha, e então cuidadosamente armazenadas no veículo. As amostras coletadas chegaram a Santa Maria apresentando pouca perturbação e então foram imediatamente parafinadas (Figura 4.3; c).

Figura 4.3- Procedimentos realizados durante a amostragem.



(a)

(b)

(c)

Cabe ressaltar, que visando os ensaios de caracterização, as amostras deformadas foram retiradas a cada 0,50 m ao longo do fuste da estaca. Após a realização da etapa de campo, as amostras extraídas foram designadas para cada ensaio proposto. Por conseguinte, as amostras indeformadas foram utilizadas nos ensaios triaxiais, cisalhamento direto, oedométricos e nos procedimentos necessários para a realização do método do papel filtro. Para os demais ensaios foram utilizadas amostras deformadas.

#### **4.2.2. Ensaio de caracterização**

Após a coleta das amostras deformadas, o processo de caracterização geotécnica do material começou a ser conduzida por intermédio dos seguintes ensaios convencionais: análise granulométrica, determinação do peso específico real dos grãos (ensaio de picnômetro) e determinação dos limites de Atterberg. Bem como, foi realizado ensaios de compactação visando a obtenção da umidade ótima e peso específico aparente máximo, já que há a necessidade de um indicativo desses valores para a realização dos ensaios propostos pela metodologia MCT, pela qual o solo foi classificado. O presente estudo realizou a avaliação do solo através da análise mineralógica da fração granular e pela técnica de Difração de Raio X (DRX).

##### *4.2.2.1. Ensaio de caracterização física*

Os ensaios de caracterização física foram executados com secagem prévia ao ar até atingir a umidade higroscópica das amostras de 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 e 3,0 m de profundidade. Nessa etapa, foram executados os ensaios atendendo as seguintes normativas: ABNT NBR 7181/16 (Solo – Análise Granulométrica). Cabe ressaltar, que para o ensaio de granulometria, além do procedimento prescrito na norma citada, os ensaios foram também realizados sem o uso do defloculante, mantendo o restante do procedimento idêntico ao prescrito em norma.

A ABNT NBR 6508/84. foi utilizada para a obtenção do peso específico real dos grãos. Para os limites de Atterberg foram utilizadas as normas ABNT NBR 6459/16 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez) e a ABNT NBR 7180/16 (Solo – Determinação do Limite de Plasticidade).

#### 4.2.2.2. Classificação MCT

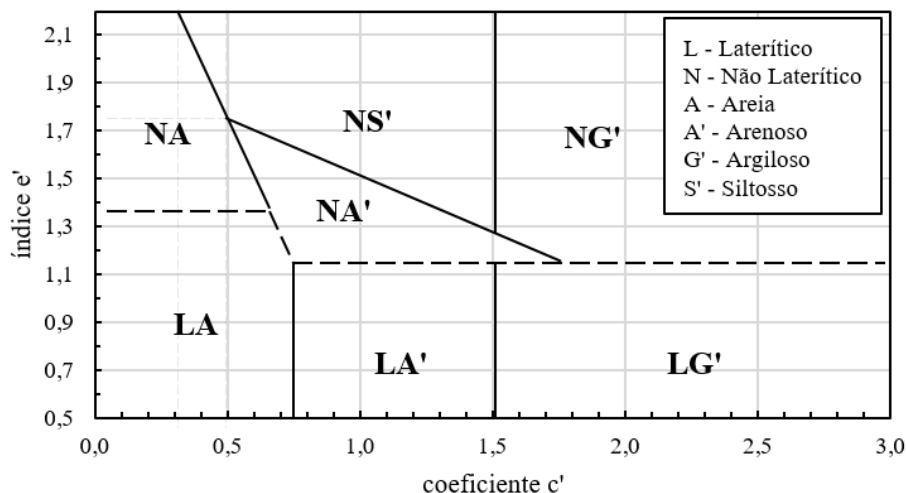
O sistema de classificação MCT, sugerido por Nogami e Villibor (1981) propõe que os solos sejam classificados de acordo com as suas características, portanto eles são divididos em dois grupos, sendo elas a dos solos de comportamento laterítico (L) e a dos solos de comportamento não lateríticos (N). Em 1985, os autores subdividem esses dois grupos em sete classes, sendo elas: areias lateríticas (LA), solos arenosos lateríticos (LA'), solos argilosos lateríticos (LG'), areias não lateríticas (NA), solos arenosos não lateríticos (NA'), solos siltosos não lateríticos (NS') e solos argilosos não lateríticos (NG').

O método MCT consiste na compactação de corpos de prova em dimensões reduzidas. Já classificação de acordo com os grupos supracitados é realizada por intermédio do ábaco apresentado na Figura 4.4. Sendo que é necessária a determinação do índice  $e'$  (Equação 4.1) e do coeficiente  $c'$  obtido por meio do ensaio denominado Mini-MCV.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}} \quad (4.1)$$

Sendo que  $d'$  corresponde ao coeficiente angular do trecho mais inclinado do ramo seco da curva de compactação equivalente a 12 golpes no ensaio de compactação mini-MCV e  $P_i$  é o índice de perda de massa por imersão sendo obtido através do ensaio de perda por imersão.

Figura 4.4- Ábaco de Classificação MCT.

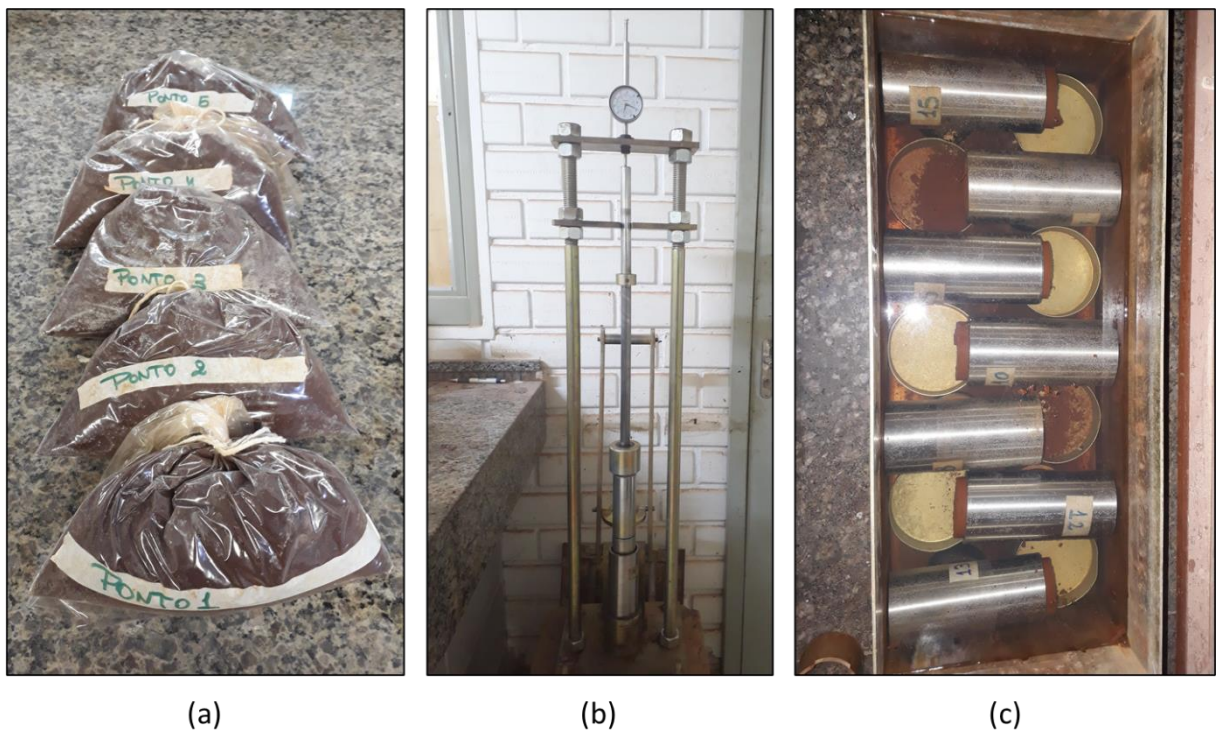


Fonte: Adaptado de Nogami e Villibor (1981).

Os ensaios realizados por intermédio desta classificação seguiram as recomendações expostas na normativas DNER-ME 256/94 e DNER-ME 258/94. Isto posto, as amostras deformadas, retiradas a 2 m de profundidade, foram preparadas com material passante na peneira nº 10 (abertura de 2 mm). Cada amostra de foi devidamente misturada com a quantidade de água calculada, posteriormente elas foram ensacadas por um período de 24 horas, esse último passo visou garantir a homogeneização de cada amostra (Figura 4.5; a).

Após esse período, foi realizada moldagem dos corpos de provas em cilindros de 50 mm de diâmetro e 130 mm de altura. Por conseguinte, foi realizado a compactação dos corpos de prova controlando o número de golpes e os critérios de parada previstos em norma (Figura 4.5; b). Posterior a essa etapa, as amostras foram submersas em água por um período de 24 horas, sendo assim possível a determinação da perda de massa por imersão (Figura 4.5; c).

Figura 4.5- Procedimento realizado nos ensaios da metodologia MCT.



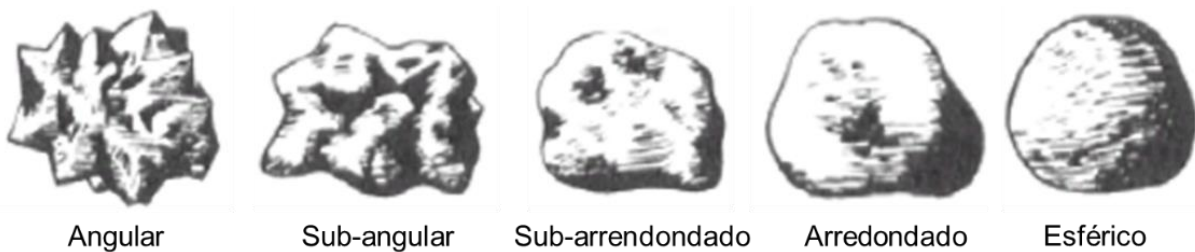
#### 4.2.2.3. *Análise mineralógica da fração granular*

Algumas propriedades geotécnicas podem ser fortemente influenciadas pela mineralogia (tipo de mineral) e o formato dos grãos da fração granular de um solo. Por exemplo, uma areia que possui mica como mineral predominante apresenta menor resistência e maior

compressibilidade do que uma areia do mesmo grupo na classificação unificada, e mesma compacidade, composta por quartzo ou feldspato (SOUZA NETO, 2004).

Em geral, em um projeto geotécnico, as informações a respeito da mineralogia não são utilizadas. Entretanto, a análise mineralógica pode ser compreendida como um alicerce no projeto, sendo capaz de auxiliar na interpretação de ensaios de campo e laboratório. Tendo como foco a análise da fração granular, a mesma pode ser realizada com o auxílio da observação através de um microscópio. É ilustrado na Figura 4.6 uma classificação dos grãos da fração arenosa, em função do seu formato, o que conseqüentemente depende do processo de formação do depósito.

Figura 4.6- Forma das partículas granulares.



Fonte: Adaptado de Almeida (2005).

A análise mineralógica da fração areia (areia grossa e areia fina) dos horizontes do perfil foram realizados por intermédio de um microscópio digital. Nesta etapa, é possível por intermédio da análise visual, extrair informações quanto aos minerais presentes à medida que a profundidade vai aumentando, bem como quanto ao formato, esfericidade e arredondamento dos grãos. Sendo que, estas informações podem ser correlacionadas com o grau de intemperismo que esse solo vem sofrendo.

Ao todo serão realizadas 6 análises ao longo dos 3 metros de profundidade, com intervalos de 0,5 metros cada. Foi separado uma porção representativa do ensaio de granulometria, que foi inicialmente imersa em uma solução defloculante por um período de 24 horas. Essa etapa teve como objetivo gerar a desagregação do solo, tendo em vista a análise somente da fração granular. Posteriormente, a amostra deverá ser lavada na peneira #200 e seca em estufa.

#### 4.2.2.4. *Análises dos argilominerais por meio da utilização da técnica DRX*

O fenômeno de colapso pode ser fortemente influenciado pela natureza mineralógica da fração fina (silte e argila). A difração de raios X (DRX) é um instrumento utilizado visando obter as características dos minerais policristalinos. A DRX é baseada na dispersão de um feixe de raios X pelos átomos que constituem a rede cristalina dos minerais, as posições e intensidades relativas dos picos de BRAGG permitem identificar a estrutura, além de quantificar as fases cristalinas presentes e a composição, já a largura dos picos, permite a determinação do tamanho dos cristalitos e das distorções na rede cristalina (BATISTA, 2008).

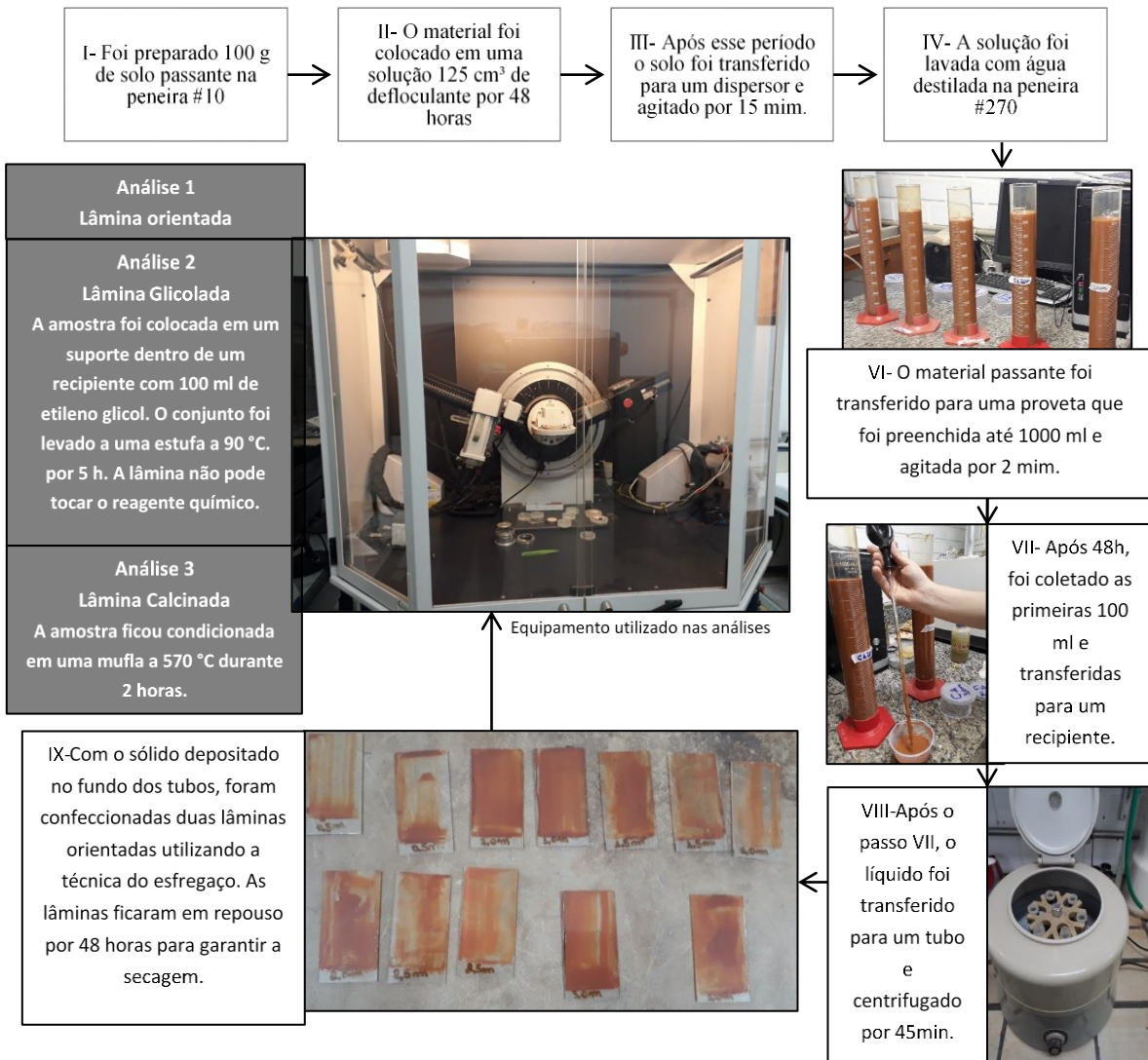
Para a presente pesquisa, a caracterização mineralógica com a DRX objetivou identificar os minerais presentes em cada amostra, com o intuito de verificar se houve mudança dos constituintes, bem como sua influência na formação das estruturas e no processo de colapso. Sob essa perspectiva, a avaliação da composição mineralógica do material em estudo será realizada mediante a uma parceria com os laboratórios de Sedimentologia e com o Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos, ambos situados no campus da Universidade Federal de Santa Maria. Para essa análise, foi utilizado um difratômetro da marca Siemens- modelo D 5000, com velocidade do goniômetro de 1°/min e tubo de cobre ( $\lambda=1,542 \text{ \AA}$ ).

As amostras deformadas a serem avaliadas foram coletadas a cada 0,5 m ao longo do fuste da estaca, totalizando 3 m. Nesse sentido, essa análise se torna imprescindível para a avaliação comportamental do elemento da fundação. Com a finalidade de avaliar de maneira clara os argilominerais as lâminas serão realizadas na condição natural orientada, glicolada e calcinada.

A glicolagem foi realizada baseada na premissa que alguns tipos de argilominerais apresentam em sua estrutura ligações com álcoois, e estes, por conseguinte com a água. Nesse sentido, a solvatação com etilenoglicol permite verificar se ocorreu o aumento da distância interplanar referente à direção (001). Já a calcinação objetiva eliminar as moléculas de água adsorvidas nos argilominerais, o que repercute na diminuição da distância interplanar relacionado com à direção (001). Em cada difratograma foi obtido picos que representam as distâncias interplanares, em que os minerais podem ser identificados.

A Figura 4.7 apresenta os procedimentos metodológicos necessários para a confecção das lâminas. Bem como os tratamentos realizados em cada uma para a obtenção dos difratogramas.

Figura 4.7- Fluxograma dos procedimentos utilizados para a análise da DRX.



#### 4.3. ENSAIO PARA A DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA

No caso do estudo de solos não saturados, a curva característica assume um papel essencial na análise comportamental do material, já que ela representa de maneira gráfica a capacidade de retenção de água do solo. Sob esse espectro, para a pesquisa em questão, a curva característica do solo será obtida por intermédio do método do papel filtro.

Devido a simplicidade, a técnica do papel filtro é difundida no meio técnico. O objetivo é a obtenção das curvas de secagem e umedecimento. Entretanto, cabe enfatizar que o fenômeno representativo de colapso é oriundo do último processo citado.



A partir dos corpos de prova provenientes da amostragem a 2,0 m de profundidade, foram talhadas as amostras para a realização do ensaio para a obtenção da curva característica, esse processo é demonstrado por intermédio da Figura 4.8. Dessa maneira, os anéis utilizados possuíam dimensões conhecidas (50 mm de diâmetro e 25 mm de altura), visando o melhor ajuste possível da amostra em um corpo de prova padrão, ou seja, com área e volume conhecidos. Cabe ressaltar, que no procedimento de esculpir as amostras, elas foram cuidadosamente arrasadas para evitar possíveis corrugações que interfeririam no contato do papel filtro com o solo. Os pontos da curva de retenção foram estimados mediante ao cálculo dos índices físicos das amostras.

O método de papel filtro foi realizado por intermédio da utilização do papel *Whatman n° 42*. A metodologia consiste em colocar o papel filtro supracitado em um ambiente hermético unido com a amostra de solo. Por meio do contato, o papel é apto a reter a umidade do solo, por conseguinte ocorre a migração de água até que seja estabelecido o equilíbrio potencial. Dessa maneira, a sucção do solo é obtida através da curva de calibração do material poroso. Os materiais necessários para a realização da técnica são: pipeta com pipetador tipo pera, recipiente de isopor com tampa, anéis metálicos, discos de PVC, pedra porosa, tesoura, pincel, pinça, estilete, espátula, fita, etiquetas, balança eletrônica com precisão de 0,0001g, paquímetro, cápsulas, filme de PVC, papel filtro *Whatman n°42* e luvas.

Figura 4.8- Procedimento para a talhagem dos corpos de prova das amostras indeformadas.

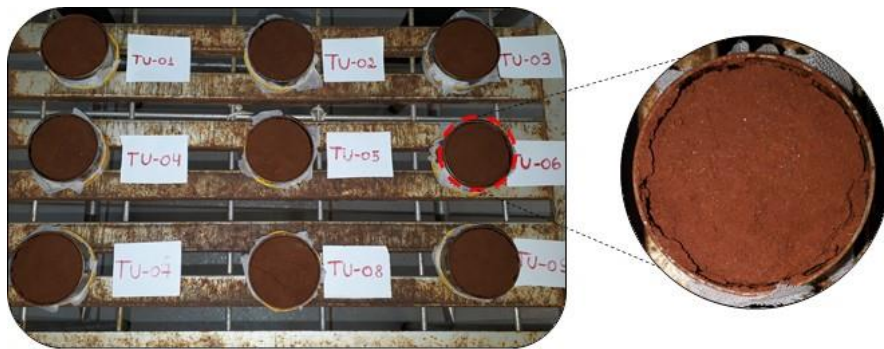


Após o processo de talhagem das amostras, os corpos utilizados na trajetória secagem, foram dispostos sobre pedras porosas parcialmente submersas em água destilada e deaerada em

uma bandeja, onde permaneceram por um período de 24 horas. Os CPs destinados à trajetória de umedecimento estiveram em contato com o ambiente até atingir um peso pré-definido.

No processo de secagem foi observado uma alta contração do solo, conforme apresentado na Figura 4.9. Sob essa perspectiva, o surgimento de trincas, originados mediante a secagem das amostras ao ar, prevê a necessidade da avaliação da sucção nesse material. Essa variação volumétrica, foi monitorada com o auxílio de um paquímetro digital, para eventuais correções nos seus índices físicos. É importante destacar que amostras foram protegidas pela base com o auxílio de um tecido permeável, com a finalidade de evitar uma eventual perda do material.

Figura 4.9- Demonstração da contração das amostras.



Após a saturação por capilaridade, cada amostra foi retirada da bandeja para secagem ao ar, sendo que cada corpo de prova foi recorrentemente pesado até adquirir uma massa anteriormente definida por meio de seus índices físicos. Posteriormente, na trajetória de umedecimento, cada CP foi umedecido por gotejamento com o auxílio de uma pipeta até que a massa pré-definida fosse atingida.

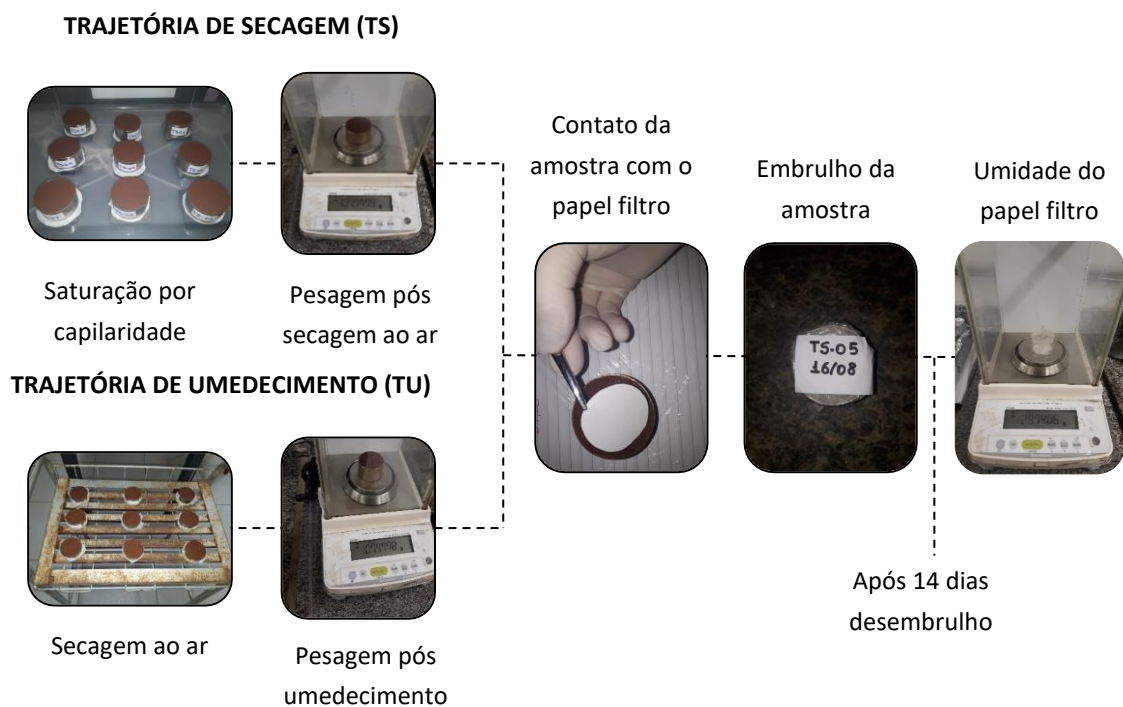
Cada corpo de prova foi posicionado em contato pelo topo com dois papéis filtro *Whatman n° 42*, que foram recortados com diâmetro ligeiramente menor que o da amostra. Em sequência, os CPs foram envoltos com filme PVC e pressionados por meio de discos de PVC, tendo como objetivo garantir o contato do solo com o papel. E então, o conjunto foi embalado com fita adesiva e revestido com uma camada de papel alumínio, e posteriormente armazenado por cerca de 14 dias, ou seja, o período necessário para garantir o equilíbrio de fluxo de umidade entre o solo e o meio poroso.

Posterior ao período de 14 dias, o conjunto foi cuidadosamente desmontado. A seguir, o meio poroso do topo foi retirado com o auxílio de uma pinça metálica e as partículas sólidas aderidas no papel foram removidas com a ajuda de um pincel e imediatamente o mesmo foi pesado em uma balança eletrônica de precisão de 0,0001 g. E então, colocados em cápsulas e levados a estufa para a secagem. O teor de umidade foi determinado através do método da estufa por meio do solo retirado dos anéis metálicos. Após 24 horas, os papéis filtro e solo foram devidamente pesados para a determinação das suas respectivas umidades. Como será utilizado papel filtro do tipo *Whatman n°42*, que permite determinar sucções de 0 a 29 MPa, o modelo proposto é o de Chandler *et al.* (1992), apresentado Equação 4.2.

$$\begin{aligned} \psi &= 10^{(6,05 - 2,48W_p)} & W_p > 47\% \\ \psi &= 10^{(4,84 - 0,0622W_p)} & W_p \leq 47\% \end{aligned} \quad (4.2)$$

Sendo  $\psi$  correspondente a sucção e  $W_p$  ao teor de umidade do papel filtro em porcentagem. A Figura 4.10 apresenta um fluxograma com o objetivo de sistematizar os procedimentos realizados para obtenção das trajetórias de secagem e umedecimento.

Figura 4.10- Fluxograma dos procedimentos realizados para a determinação da *SWRC*.



#### 4.4. ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Na Figura 4.11 é demonstrado os procedimentos realizados para a determinação do coeficiente de permeabilidade. A amostra indeformada foi moldada em um cilindro metálico de parede rígida com diâmetro de 5 cm e ponta biselada. Após essa etapa, com um paquímetro foi aferida as medidas do corpo de prova.

Figura 4.11- Fluxograma dos procedimentos realizados para a determinação do coeficiente de permeabilidade.



Conforme apresentado na Figura 4.11 o molde foi disposto em uma placa porosa e vedado com uma rolha de borracha que está interligada com um tubo flexível em conjunto com uma bureta de vidro graduada. O CP foi percolado com água destilada axialmente no sentido que a amostra foi retirada em campo, para facilitar a eliminação de bolhas de ar. Após garantida a constância da vazão, foi realizada as leituras das alturas inicial e final na bureta e o tempo decorrente. Além de ser medida a temperatura da água que percolou no corpo de prova. O procedimento foi realizado até que quatro valores medidos fossem constantes. O ensaio foi conduzido a carga variável e o coeficiente de permeabilidade foi calculado através da lei de Darcy (Equação 4.3).

$$K = \frac{L \cdot a}{A \cdot (t_f - t_i)} \cdot \ln \frac{h_i}{h_f} \quad (4.3)$$

Sendo que  $k$  corresponde ao coeficiente de permeabilidade em cm/s,  $A$  é referente a área do corpo de prova em cm<sup>2</sup>;  $L$  é igual à altura do corpo de prova em cm;  $t_f$  e  $t_i$  são os tempos final e inicial respectivamente em segundos,  $h_i$  é a carga hidráulica no instante “ $t$ ” em cm;  $h_f$  carga hidráulica no instante  $t_f$  em cm e  $a$  é a área interna da bureta de vidro em cm. É necessário realizar a correção do coeficiente de permeabilidade em função da temperatura, já que ele deve ser apresentado fazendo referência a uma temperatura de 20 °C (Equação 4.4).

$$K_{20} = R_T \cdot K \quad (4.4)$$

Onde  $K_{20}$  é referente ao coeficiente de permeabilidade tendo em vista uma temperatura de 20°C e o  $R_T$  corresponde a relação de viscosidade da água na temperatura em que foi realizado o ensaio e a viscosidade com a temperatura corrigida de 20°C.

#### 4.5. ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

De modo geral, dois ensaios são tipicamente empregados para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, sendo eles: ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial. Os procedimentos para a realização de ambos os ensaios serão descritos nos dois itens a seguir.

##### 4.5.1. Ensaio de Compressão Triaxial Convencional

Em síntese, o ensaio de compressão triaxial convencional corresponde na aplicação de um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre uma amostra cilíndrica de solo. No caso de solos argilosos, os ensaios podem ser realizados na condição drenada, que são lentos, ou não drenados que devem ser rápidos o suficiente para impedir a saída de água.

O ensaio adensado drenado (CD) é caracterizado pela drenagem permanente do corpo de prova. Em suma, a partir da aplicação da tensão confinante é esperado um período necessário para a dissipação da pressão neutra. Logo após, é realizado lentamente incrementos na tensão

axial com a finalidade de ocorrer a drenagem da água sob pressão. Se a amostra estiver saturada, a quantidade de água que sai do CP durante a etapa de carregamento pode ser medida, isso indica a variação de volume.

As amostras indeformadas foram talhadas a partir dos cilindros extraídos durante a fase de campo. Após a talhagem, as dimensões médias de todos os corpos de prova foram em torno de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Por fim, foram realizadas medidas e a pesagem da unidade, bem como determinação do teor de umidade a partir do solo que foi retirado durante o arrasamento da amostra. O processo descrito é demonstrado por intermédio da Figura 4.12.

Figura 4.12- Detalhamento da montagem do equipamento de compressão triaxial.

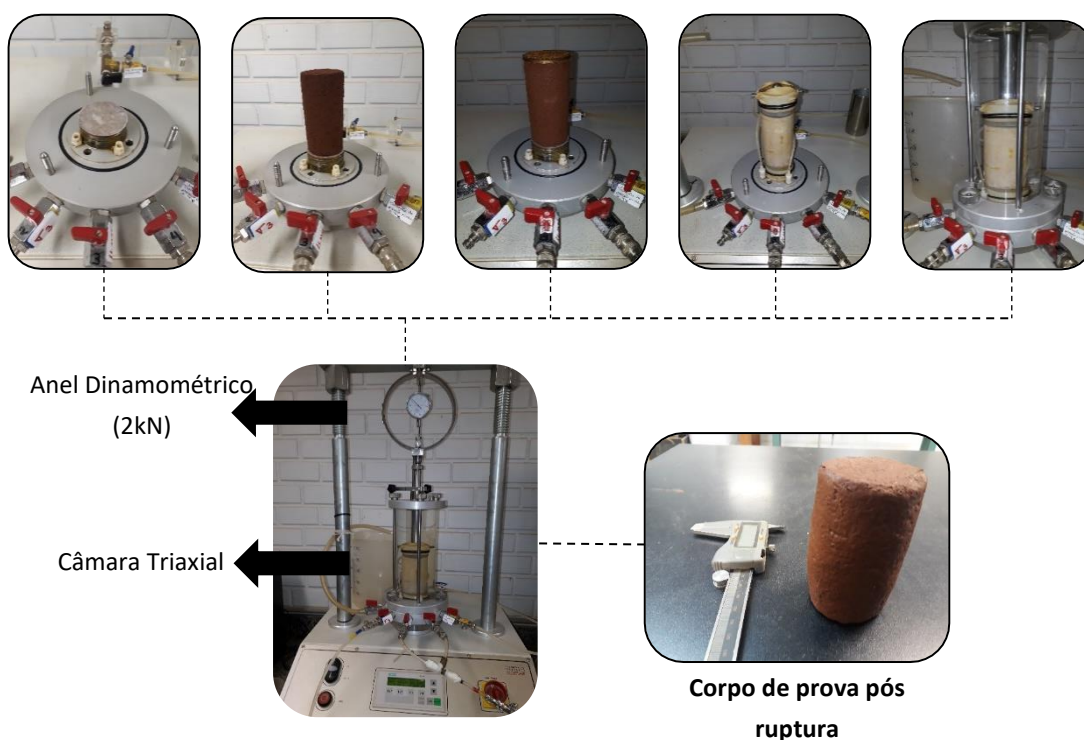


As tensões confinantes utilizadas receberam os valores de 25, 50 e 100 kPa para todas as envoltórias. O experimento foi realizado seguindo quatro etapas distintas, sendo elas: montagem do equipamento, saturação do corpo de prova, adensamento e cisalhamento. O equipamento de ensaio de compressão triaxial que será utilizado na realização dos ensaios é da marca *WILLE GEOTECHNIK*, disponível no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM. O ensaio foi realizado de maneira analógica, sendo utilizado um anel dinamométrico de capacidade de carga igual a 2 kN e resolução de 0,01 mm.

Primeiramente, a amostra foi posicionada sobre o pedestal da câmara. Cabe ressaltar que em ambas as extremidades foi utilizada uma pedra porosa com a finalidade de uniformizar o fluxo de água para o corpo de prova. Foi utilizado papéis filtro entre o CP e as pedras porosas

para evitar o carreamento de partículas de solo para o equipamento. O revestimento do material ocorreu através de uma membrana de borracha que foi colocada com o auxílio de um cilindro de metal conectado a uma mangueira. Essa conexão objetivou succionar a membrana de tal forma que ela se tornasse aderente a parede do tubo, possibilitando que o CP seja envolto sem que ocorresse perturbação na amostra de solo. Para garantir a vedação da película foi colocado em ambas as extremidades o-rings. Após essa etapa, as mangueiras de drenagem foram conectadas e a câmara fechada. Por fim, foi instalado o anel dinamométrico, já que o ensaio foi realizado de forma analógica. A Figura 4.13 sintetiza esses procedimentos.

Figura 4.13- Detalhamento da montagem do equipamento de compressão triaxial.



Cada amostra passará pelo processo de percolação ascendente, controlada mediante a uma saída de água posicionada acima do corpo de prova. A saturação do CP será realizada por contrapressão. Este procedimento consiste basicamente em manter uma tensão efetiva constante aplicada ao solo à medida que a contrapressão é incrementalmente aumentada, a cada acréscimo a válvula que permite a drenagem do CP é fechada, e então é realizado o incremento da tensão confinante (SOARES, 2018). Com isso, é possível medir a variação da poropressão que esse

aumento de confinante acarreta. O critério de saturação que será utilizado é parâmetro  $B$  de Skempton, calculado com base na Equação 4.5.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.5)$$

Onde  $B$  corresponde ao parâmetro de Skempton, em que os valores acima de 0,95 assume-se a saturação do solo;  $\Delta u$  é a variação da poropressão; e  $\Delta \sigma_3$  o incremento de confinante. Cabe ressaltar, que esse processo pode variar com o tempo, pressão neutra, grau de saturação inicial e o tipo do solo.

A velocidade do cisalhamento adotada para todas as amostras foi de 0,006 mm/mim. As leituras nessa etapa foram realizadas a cada 30 s até os primeiros 15 minutos do início do ensaio e posteriormente a cada 15 minutos até a ruptura da amostra. Assim sendo a ruptura do corpo de prova, seja por cisalhamento ou deformação, o critério de parada do ensaio.

Cabe destacar, que posterior ao ensaio o corpo de prova foi pesado e as suas medidas foram tomadas com a finalidade de avaliar a amostra pós cisalhamento. Após a realização do ensaio, a sucção proveniente do corpo de prova será avaliada por intermédio da técnica de papel filtro em decorrência que esse parâmetro não foi controlado em tais corpos de prova.

#### 4.5.2. Ensaio de Cisalhamento Direto

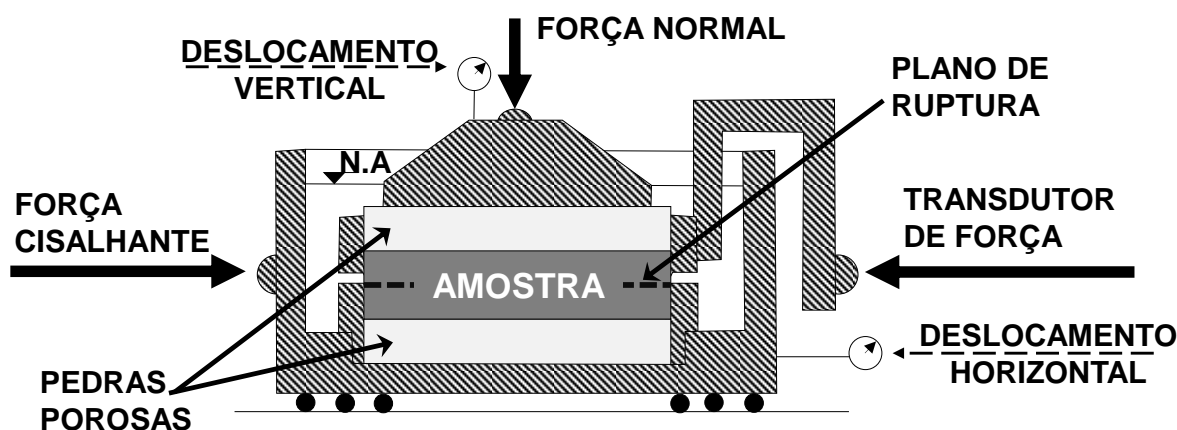
O ensaio de cisalhamento direto é uma ferramenta antiga que visa a determinação da resistência ao cisalhamento, baseado no critério de Coulumb. A metodologia consiste na aplicação de uma tensão normal em um plano e então é medida a respectiva tensão cisalhante que provoca a ruptura. Esse procedimento é normatizado pela *American Society for Testing and Materials* por meio da ASTM D3080/ 2004, cujo detalhamento é apresentado na Figura 4.14.

A preparação dos corpos de prova foi realizada por meio das amostras indeformadas, cujo procedimento foi a moldagem dos anéis metálicos a partir dos cilindros extraídos durante a fase de campo. A porção de solo que foi amostrada teve faces regularizadas chegando nas dimensões de 5 cm x 5 cm x 2 cm (comprimento x largura x altura). Por fim, foi realizada as medidas e



pesagem dos CPs, bem como a umidade foi determinada a partir do solo que foi retirado durante o arrasamento da amostra.

Figura 4.14- Detalhamento do Ensaio de Cisalhamento Direto.

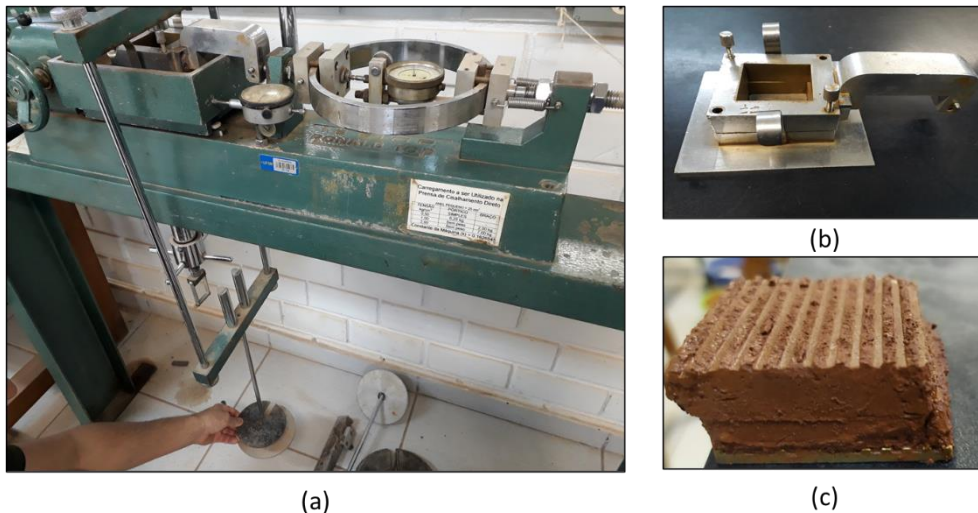


O equipamento utilizado para execução dos ensaios foi uma prensa de cisalhamento direto produzida pela Ronald Top S/A, apresentada na Figura 4.15; a. A amostra foi colocada em um recipiente (célula) formado de dois moldes iguais e superpostos. Visto que, uma das partes é mantida fixada na prensa e a outra é livre para se movimentar e conseqüentemente aplicar tensões cisalhantes ao solo (Figura 4.15;b). Sobre o corpo de prova são empregadas tensões normais que se conservam constantes até o final do procedimento, sendo que, essas tensões são alteradas para cada CP. A partir do momento da aplicação da tensão normal é necessária a estabilização das deformações (variação de altura), para então aplicar a tensão cisalhante através da imposição do deslocamento horizontal sobre a amostra, até a ruptura. Com isso, é possível traçado da envoltória de ruptura. As leituras foram realizadas de forma manual com o auxílio de extensômetros. Já a força horizontal, foi determinada através de um anel dinamométrico com capacidade de 200 kgf.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados na umidade natural das amostras e com inundação. As envoltórias de resistência foram definidas a partir de ensaios de tensões normais de 50, 100, 150 e 200 kPa. Posteriormente a realização das leituras, para a obtenção dos dados foi necessário o auxílio da planilha eletrônica *Microsoft Excel*. Sendo assim, possível a determinação dos gráficos de tensão cisalhante versus deformação horizontal, variação volumétrica versus deformação horizontal e respectivas envoltórias de ruptura de cada

corpo de prova em estudo. Cabe ressaltar, que os valores de tensão cisalhante de ruptura adotados se referem aos valores de pico. A Figura 4.15 (c) demonstra uma das amostras após a ruptura.

Figura 4.15- Ensaio de Cisalhamento Direto.



#### 4.6. Compressibilidade do Solo Colapsível

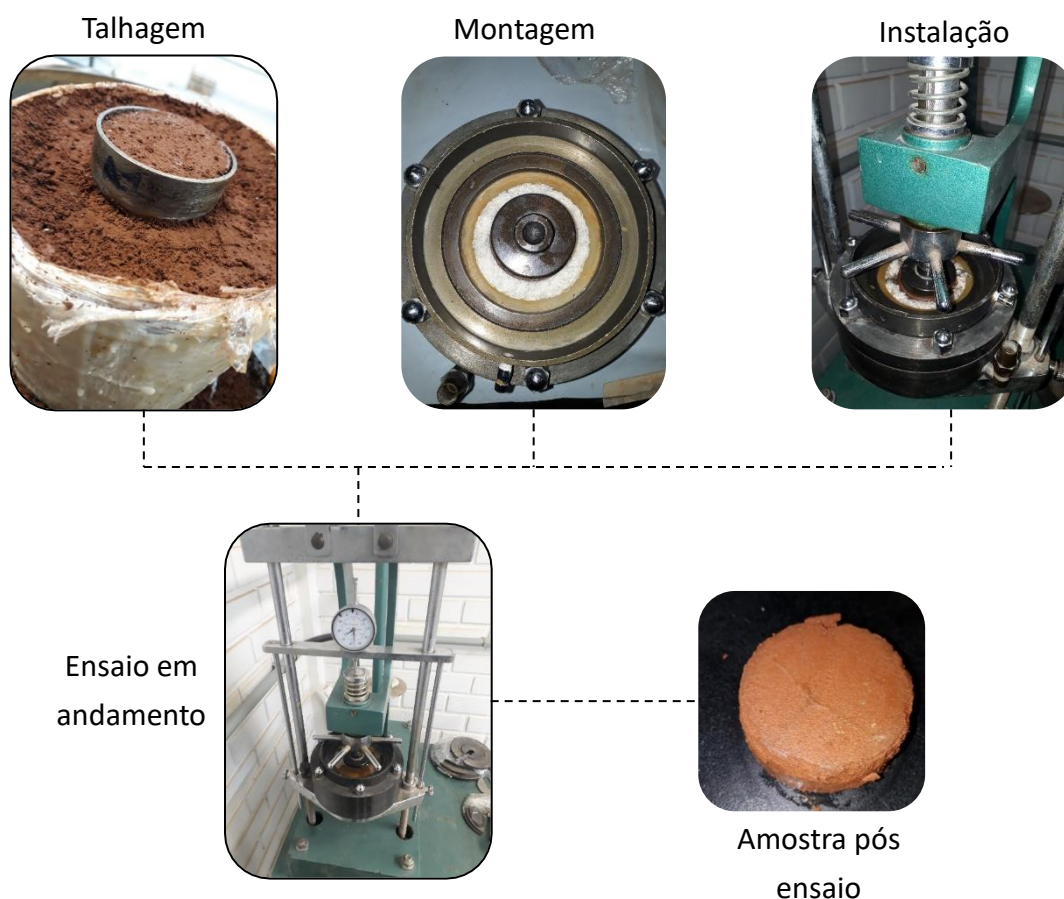
Avaliando uma construção hipotética que tem início no final de um período chuvoso, é possível inferir que ocorrerá um decréscimo da compressão do solo no restante da etapa construtiva. Todavia, somente uma porcentagem da deformação pelo fenômeno de colapso, ocorrerá durante a implantação da estrutura. A parcela remanescente do evento tenderá a ocorrer ao longo das estações chuvosas ou devido a algum processo de infiltração no solo. Face ao panorama apresentado e devido a relatos de patologias em edificações após sofrer algum processo de umedecimento no município de Cruz Alta/RS, é imprescindível a execução de ensaios do tipo edométrico para entender o real comportamento do solo.

Tendo em vista a obtenção dos parâmetros de deformabilidade relacionadas ao colapso, foram realizados ensaios edométricos simples e duplos. Na preparação dos corpos de prova foram utilizadas as amostras indeformadas, cujo procedimento foi através da moldagem de anéis metálicos e por meio de cravação estática.

Os ensaios edométricos foram realizados no *LMCC* da *UFSM*, sendo utilizado uma prensa do tipo *Bishop*, convencional com sistema de carregamento através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10, e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações devem ser acompanhadas por intermédio de extensômetro com sensibilidade de 0,01mm.

Inicialmente, o corpo de prova moldado no anel foi disposto sobre o papel filtro, assente sobre a pedra porosa (seca ao ar) e o conjunto, montado na célula edométrica. Na fase de inundação dos ensaios, foi utilizado como meio permeante a água destilada. A Figura 4.16 sintetiza os procedimentos para realização dos ensaios edométricos.

Figura 4.16- Procedimentos realizados para o Ensaio Edométrico.



No ensaio edométricos simples, as tensões verticais foram aplicadas de maneira incremental, sendo o corpo de prova inundado em tensões pré-definidas (25, 50, 100 e 200 kPa).

O tempo de duração de cada estágio de tensão foi de 24 horas. A inundação foi realizada lentamente da base para o topo da célula e houve a necessidade de acompanhar até a estabilização as deformações decorrentes desta. Ao final do ensaio, é necessário que a célula seja drenada e desmontada e o corpo de prova pesado.

Em síntese, nos ensaios edométricos duplos, duas condições de carregamento devem ser utilizadas, sendo elas: com a umidade natural e com o corpo de prova previamente inundado. O ensaio edométrico na umidade natural é frequentemente mencionado como *WC* (umidade constante) por alguns autores, como por exemplo: Futai (1997). Entretanto, essa consideração tem como objetivo descomplexificar o método, já que sempre ocorrerá uma perda no teor de umidade da amostra. Com a finalidade de minimizar essa redução da umidade, foi utilizada estopas levemente umedecidas ao redor da amostra.

Para a amostra natural, foi realizada toda a sequência supracitada, exceto a fase de inundação. Na segunda condição, o corpo de prova foi submetido a uma tensão mínima determinada, para então ocorrer a inundação, as deformações foram acompanhadas até a estabilização. Posterior 24 horas da submersão, foi iniciado os estágios de carregamento mediante a aplicação das tensões verticais de forma incremental. Após 24 h do último estágio de carregamento, foi realizado lentamente os descarregamentos das tensões.

#### 4.7. ENSAIOS DE CAMPO

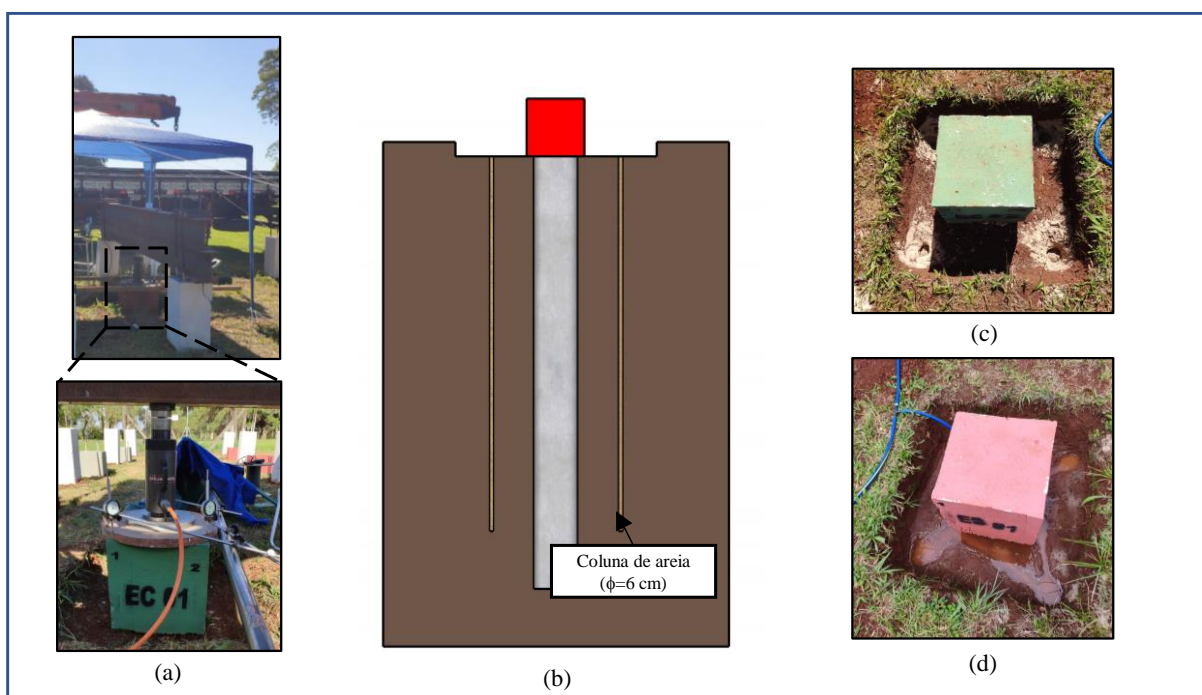
##### 4.7.1. Sondagem de Simples reconhecimento com circulação de água

As sondagens iniciais realizadas por Masutti (2020) foram realizadas na condição natural do terreno. Com o objetivo de aferir a influência da sucção nos resultados do ensaio, foram realizadas mais 3 sondagens SPT, com comprimento de 6 m, utilizando o sistema de circulação de água. Essas investigações geotécnicas foram guiadas pelas recomendações apresentadas na NBR 6484:2001 e os resultados são apresentados no capítulo 5 desta dissertação.

#### 4.7.2. Provas de carga estática realizadas na condição inundada

Salienta-se que a primeira campanha de ensaios de prova de carga estática realizada foi na condição natural por Masutti (2020). Cada uma das cinco estacas escavadas em estudo foi submetida a dois ensaios distintos de prova de carga estática de carregamento lento, um na condição natural e outro sob a inundação artificial do terreno. Ou seja, as estacas foram carregadas e descarregadas na condição natural e posteriormente o mesmo processo foi realizado nas estacas sob inundação. Ao total foram obtidas dez curvas de carga *versus* recalque. O sistema de reação e os equipamentos necessários foram apresentados no item 3.7. Na Figura 4.17 (a) é apresentado o ensaio sendo realizado.

Figura 4.17: Sistema utilizado na presente pesquisa: (a) equipamentos e execução das provas de carga estática; (b) projeto utilizado para a inundação do solo; (c) pós-execução das colunas de areia; (d) inundação da cava ao redor do bloco de coroamento.



Posteriormente foi executado um sistema de inundação do subsolo. Nessa conjuntura, o projeto consistiu em uma pequena cava ao redor do bloco de coroamento, seguido de quatro furos com 6 cm de diâmetro cada, preenchidos com areia. Sendo que duas colunas têm comprimento de 2,50 m e as demais de 2,60 m. Tal processo executivo teve como finalidade

acelerar e garantir a inundação, já que a coluna de areia apresenta elevada permeabilidade. A Figura 4.17 (b; c) demonstram as metodologias empregadas. O solo foi pré-inundado por cerca de 96 horas antes da realização do ensaio. Na Figura 4-17 (c) é demonstrado inundação da cava ao redor do bloco de coroamento. Destaca-se, nesse caso, que a curva carga versus recalque não irá apresentar o degrau característico do colapso. No entanto, é demonstrado claramente a redução da capacidade de carga oriunda da inundação do solo.

#### 4.8. COMENTÁRIOS FINAIS

Nesse capítulo foram apresentados os materiais e métodos que deram suporte ao presente estudo. Apresentou-se a metodologia empregada na coleta e armazenamento das amostras, ensaios de caracterização, difração de raio-X, análise da fração granular, método do papel filtro, compressão confinada, compressão triaxial e cisalhamento direto. Por foram, foi explicado os procedimentos realizados nos ensaios SPT e de prova de carga estática com inundação do solo subjacente.

Os materiais e métodos utilizados nas simulações através da ferramenta computacional PLAXIS serão apresentados no Capítulo 7, em conjunto com os resultados. Tal abordagem tem como objetivo simplificar o entendimento das considerações adotadas nos modelos.

## 5. AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INUNDAÇÃO NO SOLO LATERÍTICO EM ESTUDO

No município de Cruz Alta é comum a ocorrência de problemas patológicos nas estruturas após algum processo que resultou na inundação do solo subjacente. Nesse espectro, no presente Capítulo serão apresentados os resultados laboratoriais conduzidos no solo coletado no Campo Experimental. Foram realizados ensaios de caracterização, análise da fração granular, difração de raio-X, curva característica, permeabilidade, compressão triaxial, cisalhamento direto e adensamento oedométrico. Além de sondagens SPT com circulação de água. A partir dos resultados, a susceptibilidade ao colapso foi avaliada mediante formulações analíticas e empíricas.

### 5.1. INFLUÊNCIA DA SUCCÃO NOS RESULTADOS DE ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

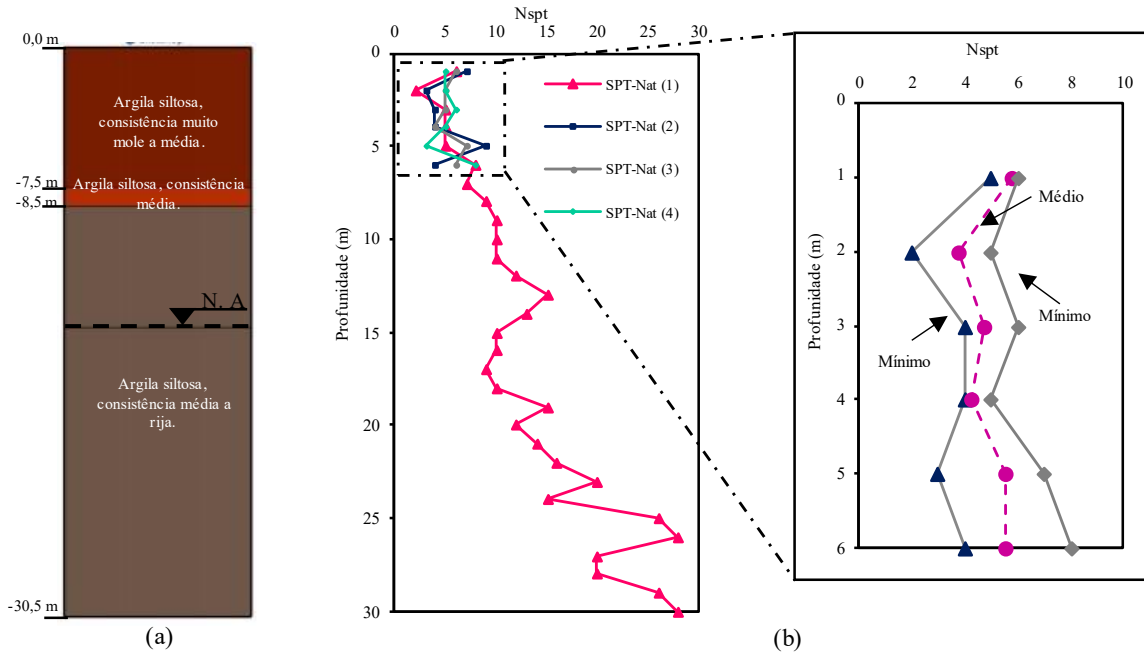
Por intermédio de sondagens do tipo SPT é possível estimar a variação espacial do perfil do subsolo, bem como a variação do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). A primeira campanha de ensaios consistiu em quatro sondagens SPT sem circulação de água (nomeado SPT-Nat), realizadas por Masutti (2020). Já a segunda consistiu em três ensaios SPT realizados com circulação de água (nomeado SPT-In).

O norte do estado do Rio Grande do Sul é caracterizado por verões quentes e invernos frios. Por conseguinte, a combinação dos condicionantes climatológicos e geológicos geram perfis de solo com o lençol freático mais profundo. O resultado da sondagem SPT (1) valida essa teoria, já que o nível de água está localizado a 14,50 m de profundidade (Figura 5.1; a). Confirmando também a sua condição não saturada. A partir da identificação tátil-visual, o solo é classificado como uma argila siltosa até 30 m de profundidade. O índice de resistência à penetração é crescente com a profundidade (Figura 5.1; b).

A primeira camada apresenta consistência mole a média (Figura 5.1; a), estima-se que essa condição seja oriunda de períodos chuvosos que favorecem a lixiviação do solo. Sendo que esse processo resulta em um material poroso e de baixa resistência à penetração. A Figura 5.1 (b) apresenta os resultados na condição natural (SPT- Nat) com seus valores mínimos,

médios e máximos. Salienta-se que esses ensaios foram realizados sem a circulação de água. A sondagem SPT-Nat (1) foi realizada aproximadamente 50 metros das SPT-Nat (2;3;4).

Figura 5.1- Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT sem circulação de água.



Os resultados demonstrados nas Figura 5.1 foram compilados na Tabela 5.1. As profundidades de 1, 3 e 4 m apresentaram a menor faixa de variação, indicando dados mais homogêneos. Entretanto, para as profundidades de 2, 5 e 6 m, a faixa de variação foi maior, indicando dados heterogêneos.

Tabela 5.1- Resultados das sondagens SPT realizadas para a condição natural do terreno.

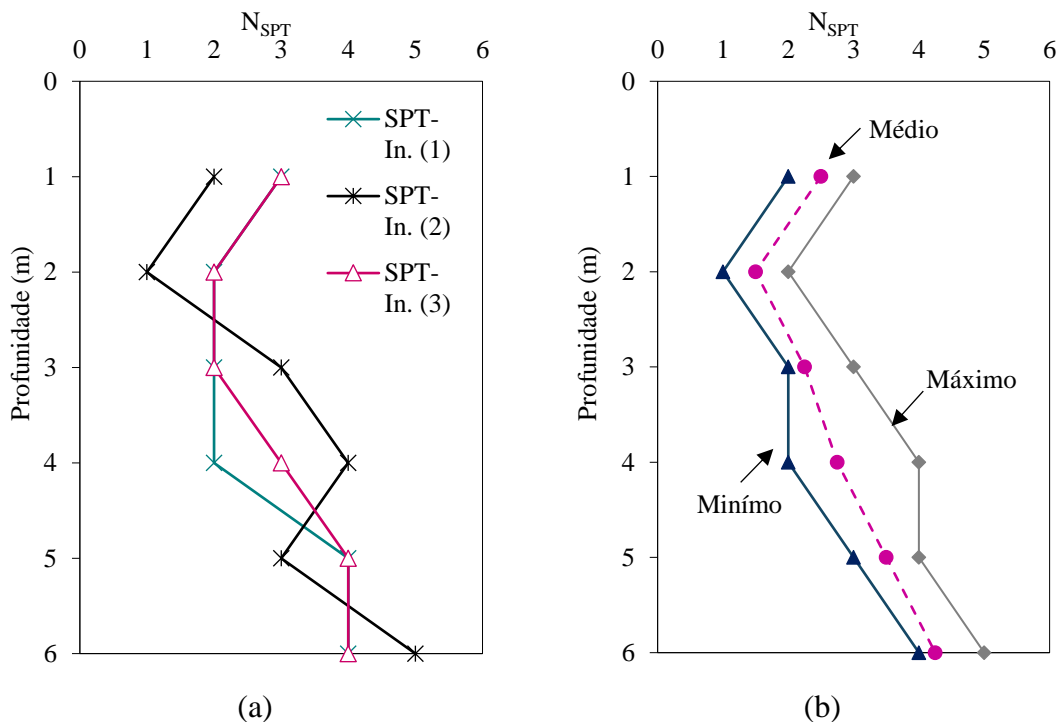
Prof.(m)	N <sub>SPT-Nat (1)</sub>	N <sub>SPT-Nat (2)</sub>	N <sub>SPT-Nat (3)</sub>	N <sub>SPT-Nat (4)</sub>	N <sub>SPT-médio</sub>	N <sub>SPT-max.</sub>	N <sub>SPT-mim.</sub>	Faixa de Variação
1	6	7	6	5	6	7	5	5-7
2	2	3	5	5	4	5	2	2-5
3	5	4	5	6	5	6	4	4-6
4	5	4	4	5	5	5	4	4-5
5	5	9	7	3	6	9	3	3-9
6	8	4	6	8	7	8	4	4-8

Fonte: Adaptado dos boletins de sondagem apresentados por Masutti (2020).



Com o objetivo de avaliar a perda da capacidade de suporte com a inundação do terreno, foram realizadas três sondagens SPT com circulação de água. Tais resultados são demonstrados por meio da Figura 5.2 (a). Já os valores mínimo, médio e máximo são apresentados na Figura 5.2 (b).

Figura 5.2- Perfil do subsolo e resultados das sondagens SPT com circulação de água.



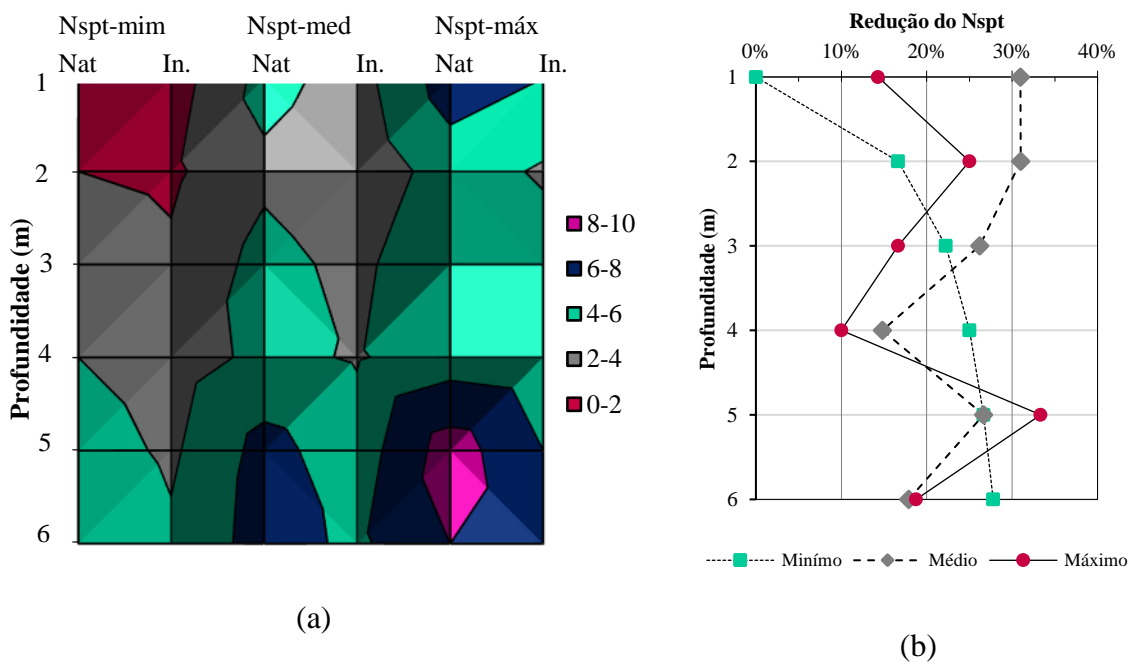
Os resultados demonstrados na Figura 5.2 foram compilados na Tabela 5.2. Em geral, a faixa de variação dos valores mínimos e máximos de índice de resistência a penetração é de 1. Sendo exceção a profundidade de 4 m, na qual é observado uma diferença de dois golpes.

Tabela 5.2- Resultados das sondagens SPT realizadas para a condição de inundação do terreno.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub> -In (1)	N <sub>SPT</sub> -In (2)	N <sub>SPT</sub> -In (3)	N <sub>SPT</sub> -médio	N <sub>SPT</sub> -máx	N <sub>SPT</sub> -mim	Faixa de variação
1	3	2	3	3	3	2	2-3
2	2	1	2	2	2	1	1-2
3	2	3	2	3	3	2	2-3
4	2	4	3	3	4	2	2-4
5	4	3	4	4	4	3	3-4
6	4	5	4	5	5	4	4-5

Avaliando os ensaios realizados na condição natural e com inundação, é possível inferir que em ambas as situações, os resultados apresentaram uma faixa de variação entre os resultados de  $N_{SPT}$ . A Figura 5.3 (a) apresenta os resultados médios, mínimos e máximos plotados ao longo da profundidade, nas duas condições estudadas (natural e inundada). Já a Figura 5.3 (b) apresenta um gráfico de dispersão com os valores de redução do  $N_{SPT}$ .

Figura 5.3- Comparação entre os resultados de SPT com e sem a circulação de água.



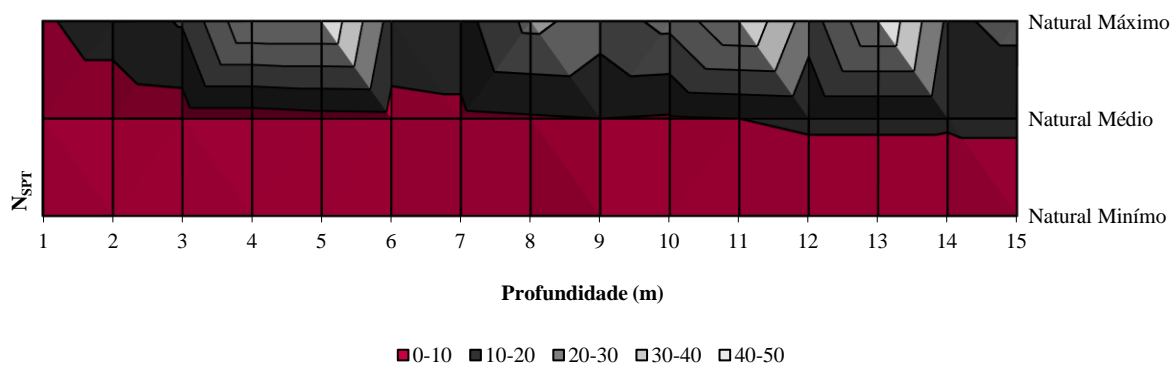
A partir da análise da Figura 5.3 (a), é possível inferir que o solo apresenta baixos valores de  $N_{SPT}$  nos primeiros metros. Conciani et al. (2015) descreve que esses resultados são característicos de solos lateríticos devido a sua porosidade. Conforme apresentado na Tabela 5.4, o solo em estudo apresenta cerca de 58% para esse parâmetro. Por intermédio da saturação do terreno, o  $N_{SPT}$  tende a diminuir com o acréscimo do teor de umidade. Os resultados desse ensaio indicam que o comportamento mecânico do solo é diretamente afetado pela sucção. A Figura 5.3 (b), apresentou os valores de redução do  $N_{SPT}$  com a inundação do solo. Para os valores mínimo a tendência de redução foi crescente com a profundidade. Os valores médios de  $N_{SPT}$  apresentaram uma maior redução nos três primeiros metros de profundidade. Em síntese, comparando as sondagens com e sem circulação de água a faixa de redução variou de 0 a 33% de  $N_{SPT}$ .

A realização de sondagens duplas (solo natural e inundado) foi importante para verificar a influência da sucção no perfil estudado. Com isso, essa prática pode ser considerada uma

ferramenta sugestiva para a verificação da redução dos valores de  $N_{SPT}$ . Ademais, tais parâmetros são utilizados para o dimensionamento de fundações, ou seja, a adoção dos valores de  $N_{SPT}$  vão repercutir na confiabilidade da estimativa da capacidade de carga geotécnica.

Não é reconhecido publicamente um critério para a identificação da colapsibilidade a partir de ensaios SPT. Entretanto, alguns estudos em solos reconhecidamente colapsíveis indicam valores de  $N_{SPT}$  menores que 10 (CARVALHO E SOUZA, 1990; FERREIRA et. al., 1990; CONCIANI, 1997; CAMAPUM DE CARVALHO et. al., 2001; BARBOSA E CONCIANI, 2000, LOMMER e BANDINI, 2015; BRIZOLARI et al., 2018). Avaliando os resultados da Figura 5.6 os valores de  $N_{SPT}$  são inferiores a 10, tanto na condição natural, quanto na inundada. Tal fator pode indicar a possibilidade da ocorrência de solos colapsíveis na área em estudo. Acrescenta-se a essa análise os resultados mínimo, médios e máximos de 45 sondagens do tipo SPT realizadas no estado natural do solo no município de Cruz Alta (Figura 5.4). Salienta-se que a distribuição dessas sondagens e os resultados são apresentados no Capítulo 3 da presente dissertação.

Figura 5.4- Sondagens do tipo SPT no estado natural do solo realizadas em Cruz Alta/RS.

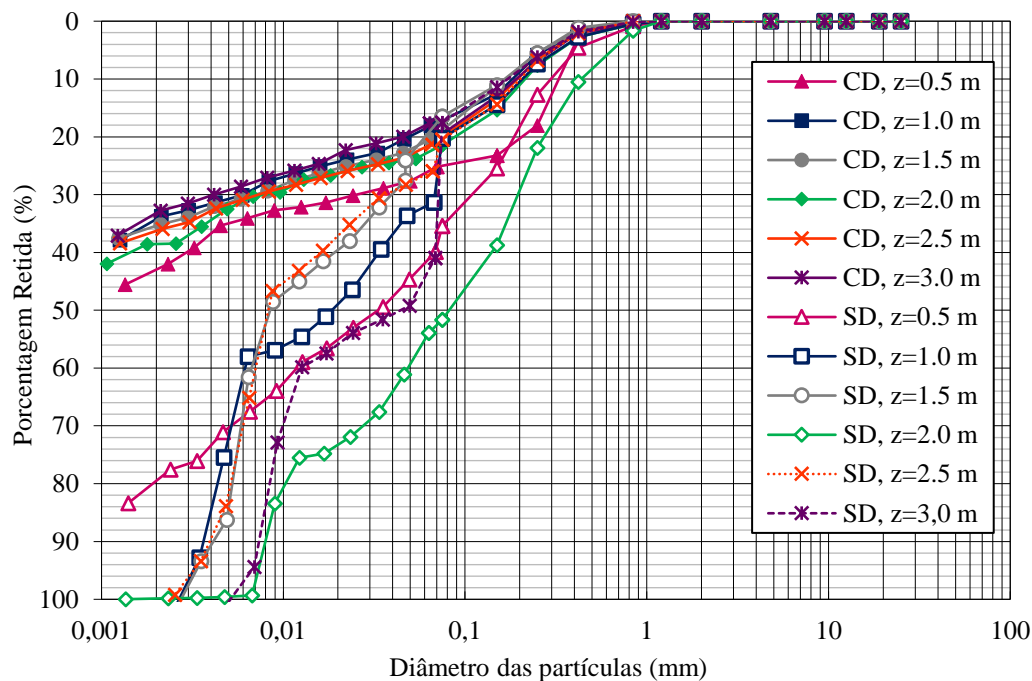


O gráfico de superfície demonstrado na Figura 5.4 subdivide os valores de  $N_{SPT}$  em faixas que variam de 10 em 10 golpes. Para a profundidade de 0 a 15 metros, os valores mínimos de  $N_{SPT}$  são inferiores a 10. Para os valores médios de  $N_{SPT}$  essa ocorrência é identificada até 8 metros. Tais resultados são um indicativo que o município apresenta uma susceptibilidade ao colapso do solo. Entretanto, ressalta-se que essa metodologia de análise é apenas sugestiva. Para identificar o colapso é necessário a realização de outros ensaios, como por exemplo, os oedométricos comumente utilizados para esse fim.

## 5.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Com a finalidade de conhecer a evolução dos parâmetros geotécnicos no perfil de subsolo, os ensaios de caracterização foram realizados a partir das amostras deformadas retiradas a cada 0,5 m ao longo dos três primeiros metros de profundidade. Os ensaios de caracterização granulométrica foram realizados com a utilização de hexametáfosfato de sódio (nomeado CD) e sem a utilização do dispersante (nomeado SD). A Figura 5.5 apresenta as curvas granulométricas obtidas pelas duas metodologias.

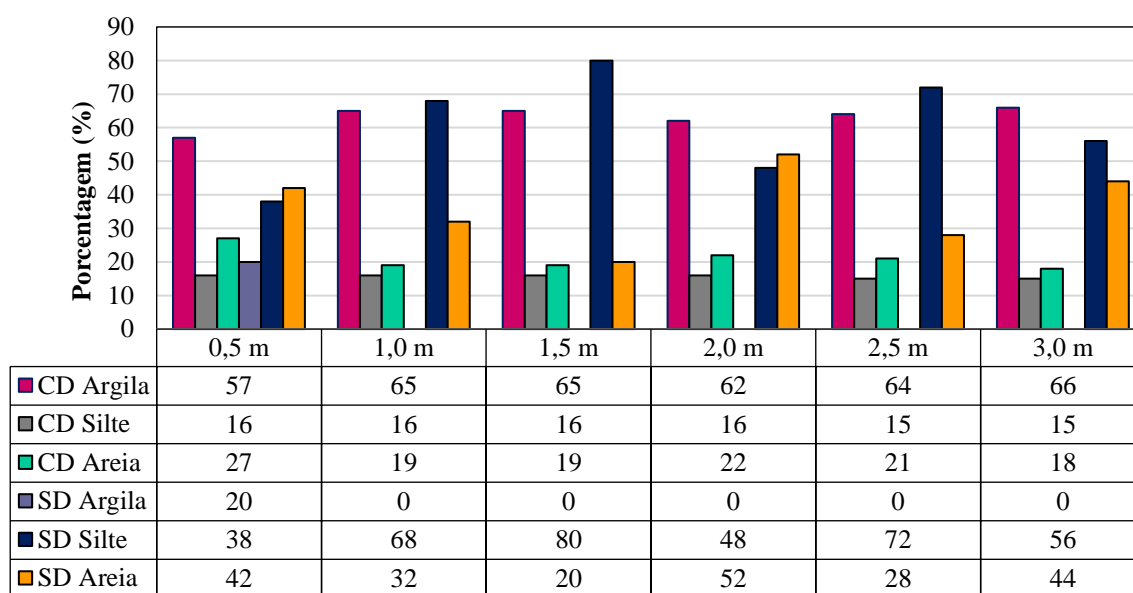
Figura 5.5- Curvas granulométrica com defloculante (CD) e sem o dispersante (SD) ao longo da profundidade.



De acordo com as curvas granulométricas CD (Figura 5.5) até 3 metros de profundidade, o solo em estudo é uma argila areno-siltosa de coloração vermelha. Já as curvas SD indicam que a classificação do solo varia entre areia siltosa e silte arenoso. A Figura 5.6 apresenta um gráfico de barras com as porcentagens de cada fração tabeladas, tal metodologia foi utilizada com a finalidade de facilitar a visualização da distribuição granulométrica ao longo da profundidade. Ao considerar apenas os resultados com as curvas obtidas com o auxílio de defloculante, a fração fina ( $\phi < 74 \mu\text{m}$ ) corresponde a mais de 70% da composição do solo. A

fração predominante corresponde a argila com percentual variando entre 57 a 66%, enquanto a fração areia varia no intervalo de 18 a 27%, com maior concentração a 0,5 m. Já a fração silte mantém-se aproximadamente constante ao longo da profundidade estudada, variando entre 15 e 16%.

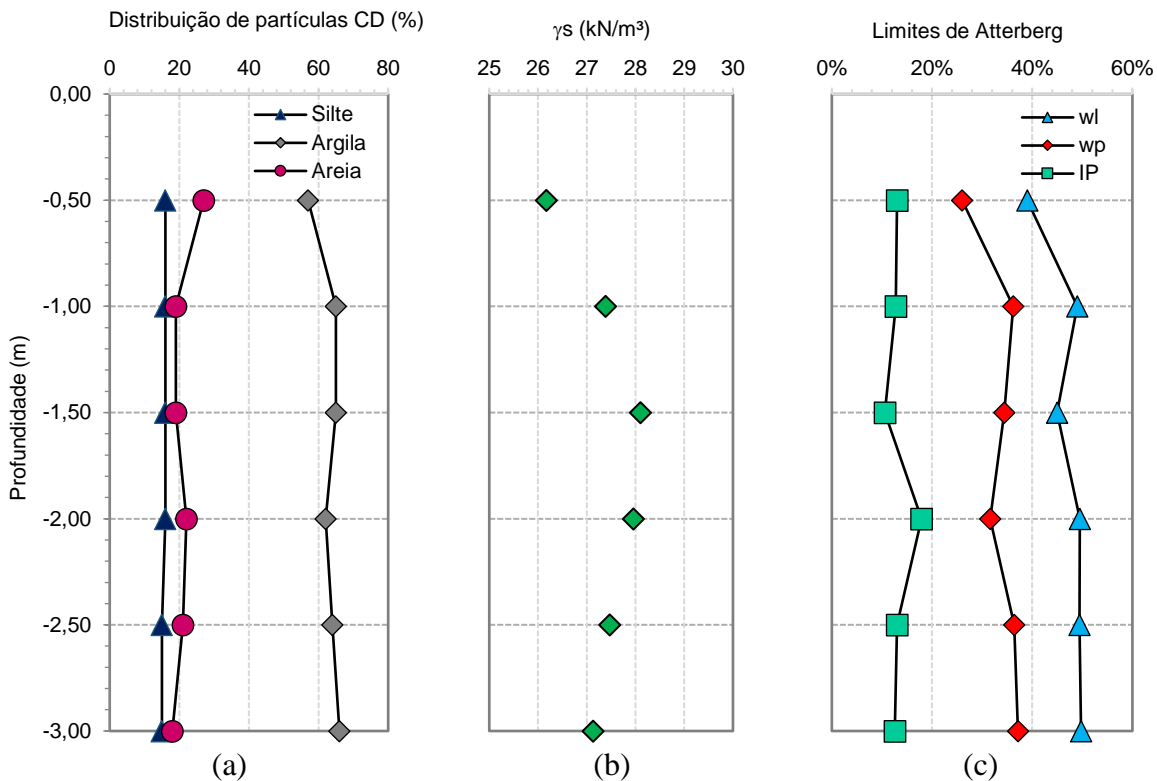
Figura 5.6– Valores da porcentagem das frações granulométricas com defloculante (CD) e sem o dispersante (SD) ao longo da profundidade.



Ao considerar os resultados sem a utilização de dispersante (Figura 5.6), as partículas da fração argila ( $\emptyset < 2 \mu m$ ) não estão presentes, sendo o material composto apenas por silte e areia, exceto para a profundidade de 0,5 m, onde obteve-se 20 % dessas partículas. Logo, essa é uma indicação de agregação das partículas da fração fina do solo ensaiado. A microagregação confere um comportamento peculiar aos solos lateríticos. Salienta-se que os ensaios de distribuição granulométrica a 2 m foram refeitos com a finalidade de aferir tais propriedades.

Na Figura 5.7 (a) é demonstrado a composição granulométrica com defloculante. A Figura 5.7 (b) apresenta os resultados do ensaio de peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ). A Figura 5.7 (c) traz os resultados dos limites de liquidez ( $W_L$ ), limites de plasticidade ( $W_p$ ) e Índice de Plasticidade ( $I_p$ ). Ressalta-se que todos os resultados foram plotados ao longo da profundidade.

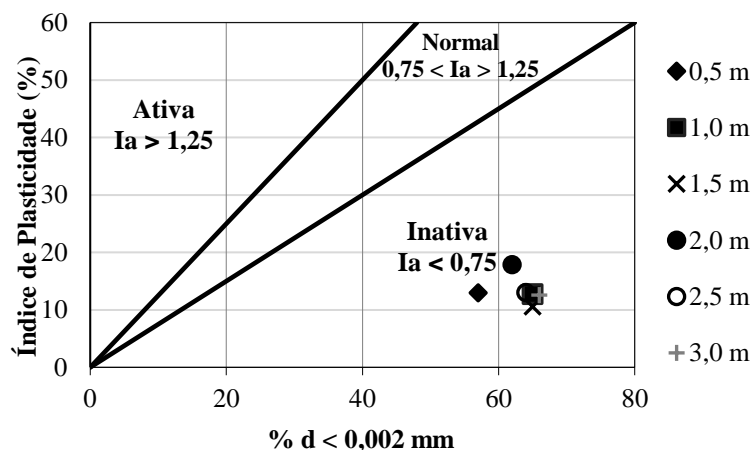
Figura 5.7– Resumo das propriedades geotécnicas ao longo da profundidade: (a) distribuição das partículas; (b) peso específico real dos grãos; (c) Limites de Atterberg.



Conforme apresentado a Figura 5.7 (b), o peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ) varia de 27,13 kN/m<sup>3</sup> a 28,10 kN/m<sup>3</sup>, tais valores são justificados em virtude do solo ser rico em óxidos de ferro. Exceto para a profundidade de 0,5, cujo valor desse parâmetro assume 26,17 kN/m<sup>3</sup>, o que pode ser justificado em virtude de ser uma amostra de solo superficial (maior teor de matéria orgânica) e com maior quantidade porcentagem fração areia (cerca de 27%). Os valores de limite de liquidez e plasticidade apresentam uma pequena amplitude de variabilidade ao longo da profundidade, sendo levemente inferiores aos demais na profundidade de 0,5 m. O índice de plasticidade se situa na faixa de 10,00 a 13,04% indicando um solo medianamente plástico. Com exceção para a profundidade de 2 m, já que para esse ponto o solo apresenta  $I_P > 15$  indicando um solo altamente plástico.

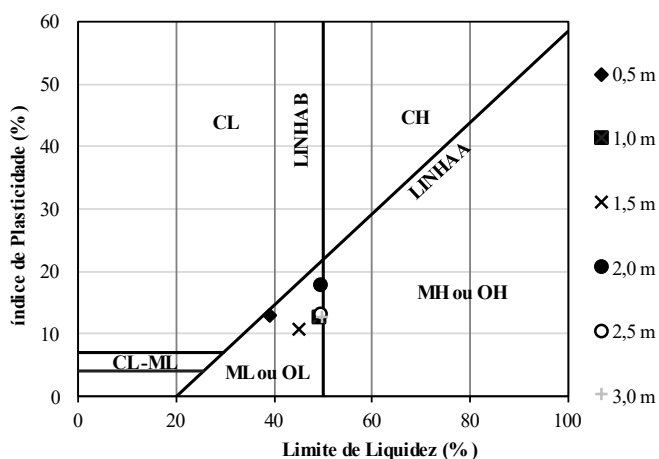
A Figura 5.8 apresenta os valores do índice de atividade de Skempton ( $I_a$ ) ao longo da profundidade. Os resultados foram inferiores a 0,75, sendo o solo caracterizado como inativo. Esse fator respalda o indicativo que o solo é composto por argilominerais do grupo 1:1, ou seja, é um indício da ausência de minerais argílicos do tipo expansivos.

Figura 5.8– Índice de atividade de Skempton.



A Figura 5.9 apresenta a localização dos pontos correspondentes ao par de valores  $I_p$  e  $W_l$  na Carta de Plasticidade. De acordo com Pinto (2009), quando os índices indicam uma posição muito próxima às linhas A ou B, é considerado um caso intermediário e as duas classificações são apresentadas. Para a profundidade de 0,5 m o solo é classificado como CL-ML ou OL, sendo assim um silte ou argila de baixa compressibilidade. Para a profundidade de 1,5 m a classificação consiste em ML ou OL sendo um solo siltoso ou orgânico que tem como característica a baixa compressibilidade. Já para as profundidades de 1, 2, 2,5 e 3,0 o solo é classificado como ML ou OL- MH ou OH, em outras palavras o material pode ser siltoso ou orgânico com alta ou baixa compressibilidade do material. De acordo com a classificação Highway Research Board o solo é classificado como A-7-6, sendo esse um indicativo de solos com alto limite de liquidez e grandes variações volumétricas.

Figura 5.9 – Carta de Plasticidade do perfil estudado.

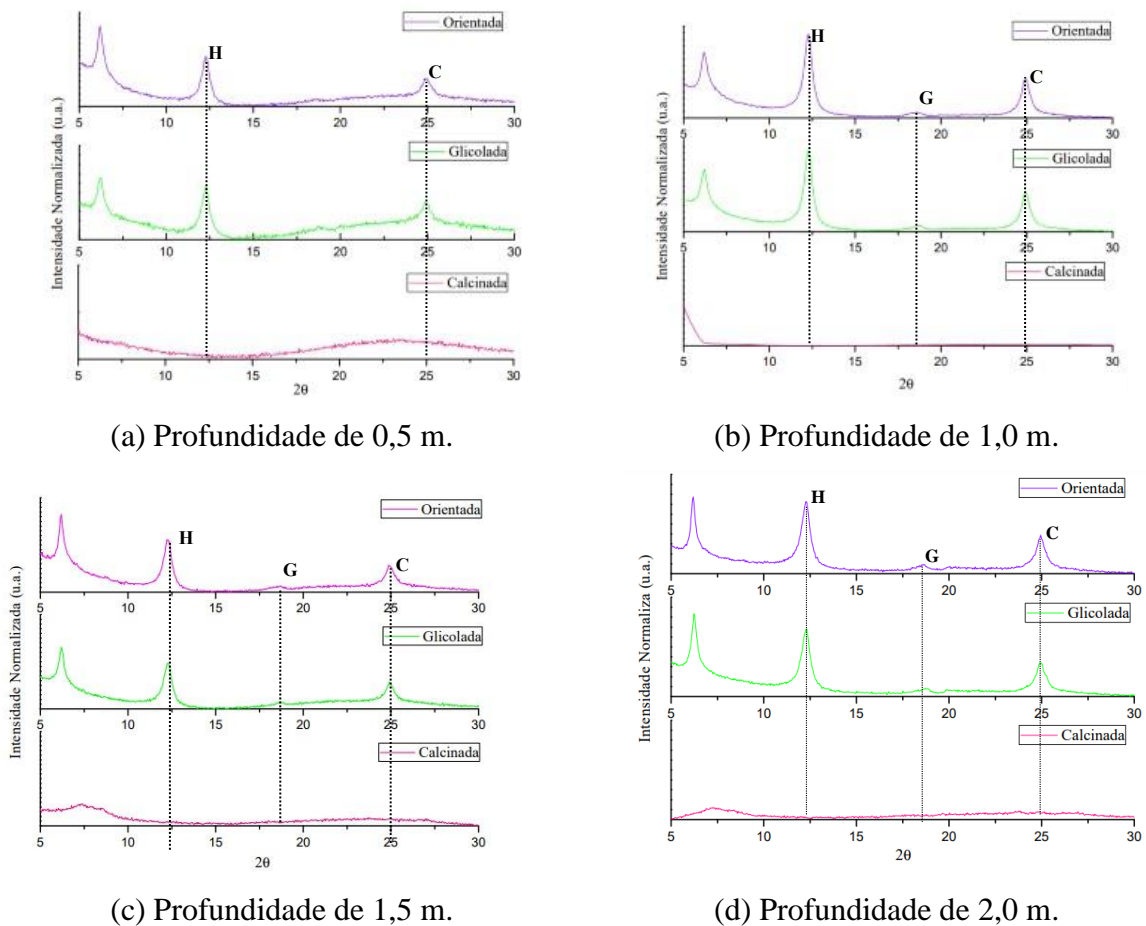


### 5.3. CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA ATRAVÉS DA DIFRAÇÃO DE RAIO- X

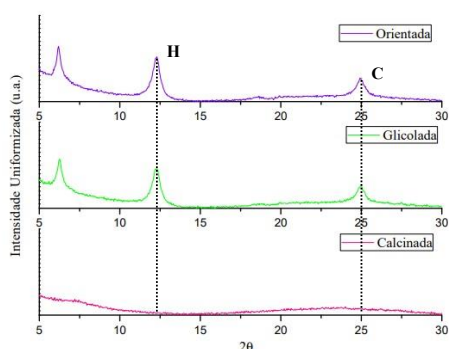
A ação da água pode acarretar na lixiviação, hidrólise e alteração de minerais. Em geral, a alteração por essa ação age primeiro nos álcalis e em sequência no alumínio (*Al*), ferro (*Fe*) e o silício (*Si*). Entretanto, a ação da água no *Al*, *Fe* e *Si* depende diretamente da fragilidade em que esses elementos se encontram. Por conseguinte, o processo citado acarreta em distintas concentrações de minerais (primários e secundários), óxidos, hidróxidos e argilominerais.

A caracterização mineralógica ao longo da profundidade foi realizada pelo método de difração de raio-X (DRX). Sob essa perspectiva, foram preparadas lâminas orientadas, de acordo com a metodologia demonstrada no Capítulo 4. Os resultados ao longo da profundidade são demonstrados por meio da Figura 5.10. A Tabela 5.3 resume os resultados obtidos nos difratogramas apresentados na Figura 5.10.

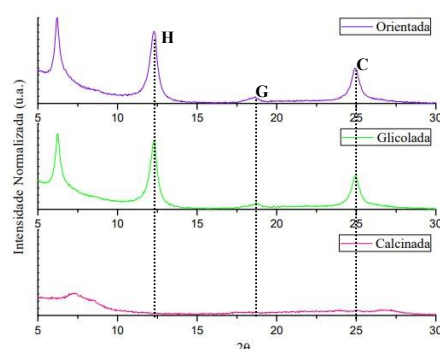
Figura 5.10- Difratogramas realizados ao longo da profundidade.







(e) Profundidade de 2,5 m.



(f) Profundidade de 3,0 m.

Tabela 5.3- Resumo dos resultados das análises de DRX.

Profundidade	Resultados do DRX
0,5 m	Caulinita e haloisita
1,0 m	Caulinita, haloisita e gibbsita
1,5 m	Caulinita, haloisita e gibbsita
2,0 m	Caulinita, haloisita e gibbsita
2,5 m	Caulinita e haloisita
3,0 m	Caulinita, haloisita e gibbsita

Conforme pode ser observado na Tabela 5.3, ao longo da profundidade a mineralogia manteve-se aproximadamente constante. Em síntese, o perfil de solo apresenta em sua composição mineralógica caulinita (C), haloisita desidratada (H) e gibbsita (G). Cabe ressaltar que os argilominerais do grupo 1:1 conferem às partículas propriedades não expansivas. A diferenciação entre a caulinita e a haloisita se dá a partir da distância interplanar, já que a caulinita apresenta pico de 3,57 Å e a haloisita de 7,2 Å.

O grupo da Caulinita é composto por minerais dioctaédricos e trioctaédricos. A caulinita e a haloisita pertencem aos minerais dioctaédricos. Posto isto, é possível identificar as caulinitas dioctaédricas após o aquecimento (500-550 °C), já que os seus padrões de difração desaparecem com essa temperatura, tornando-os amorfo aos raios-x. Tal hipótese confirma a presença da caulinita e a haloisita observadas nos difratogramas da Figura 5.10, para todas as profundidades, já que na condição calcinada não foi observado nenhum pico.

A gibbsita constitui um dos principais oxi-hidróxido de alumínio, sendo que a sua ocorrência está vinculada ao intemperismo químico de minerais aluminosos que estão sujeitos a intensa lixiviação. Com exceção das profundidades de 0,5 e 2,5 m, nas demais foi identificado a presença desse mineral (Figura 5.10). A análise dos difratogramas sugere que a da hidrólise da caulinita resulta na formação da gibbsita.

#### 5.4. CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DA FRAÇÃO GRANULAR

Com o auxílio de um microscópio digital a fração granular foi analisada, salienta-se que nessa etapa foi analisado o material passante na peneira #10 e retido na peneira # 200. A análise mineralógica da fração granular ao longo do perfil de solo (0,5 a 3,0 m) é demonstrada por intermédio da Figura 5.11.

Figura 5.11- Análise mineralógica da fração granular.



(a) Profundidade de 0,5 m.



(b) Profundidade de 1,0 m.



(c) Profundidade de 1,5 m.



(d) Profundidade de 2,0 m.



(e) Profundidade de 2,5 m.



(f) Profundidade de 3,0 m.

A Figura 5.11 demonstra as partículas com diâmetro equivalente maior que 0,074 mm. Nas profundidades avaliadas, há uma predominância de quartzo como mineral principal da

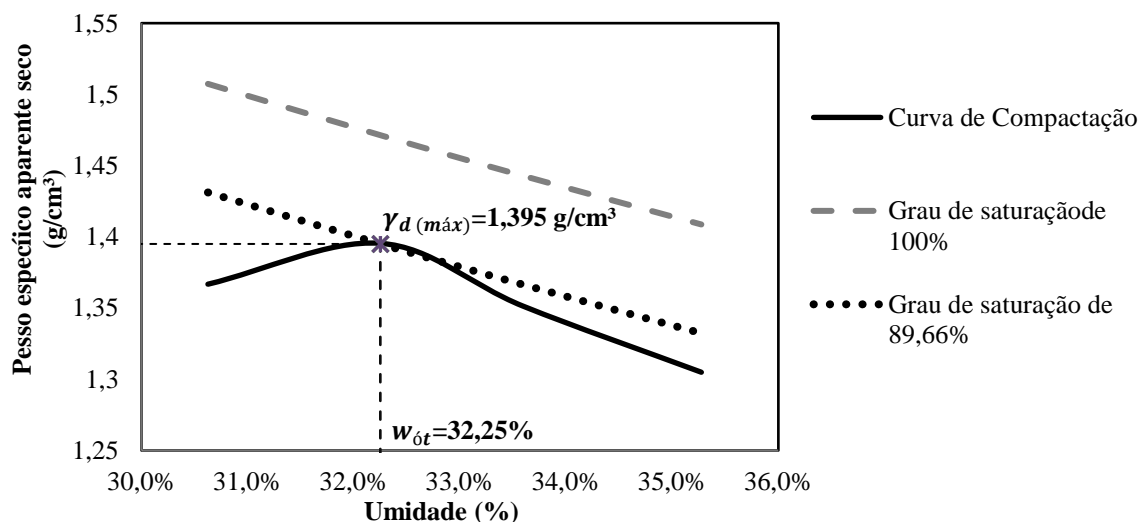
fração areia. Alguns minerais opacos não magnéticos e concreções também são observados. Os grãos de quartzo são pouco angulosos, em geral, em função da esfericidade, eles variam de bem arredondado a subarredondado. Em outras palavras, os grãos de quartzo desarestados são um indicativo que o mineral sofreu algum processo de abrasão. Salienta-se que os grãos de quartzo observados na Figura 5.11, em geral, são hialinos. Entretanto, alguns grãos apresentam coloração alaranjada, indicando uma cobertura fina de óxido de ferro.

De modo geral, a partir de 2,0 m é possível observar que há um predomínio de grãos maiores de óxidos de ferro. Avaliando os resultados em conjunto com a difração de raio-x, é possível inferir que a fração argila é constituída pelo argilomineral caulinita e por óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro que conseqüentemente vão recobrir o argilomineral, acarretando assim em agregações. Esse condicionante corrobora com os resultados distintos das curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante (Figura 5.5). A não utilização de hexametáfosfato de sódio demonstrou que o solo apresenta agregações cimentícias resistentes que não se desfazem facilmente, o que pode ser justificado com a análise mineralógica.

## 5.5. COMPACTAÇÃO

Na Figura 5.12 é apresentada a curva de compactação sobreposta às curvas de diferentes graus de saturação (grau de saturação de 100%, e grau de saturação na umidade ótima). A energia utilizada nesse ensaio foi a Proctor Normal.

Figura 5.12- Curva de compactação e grau de saturação.

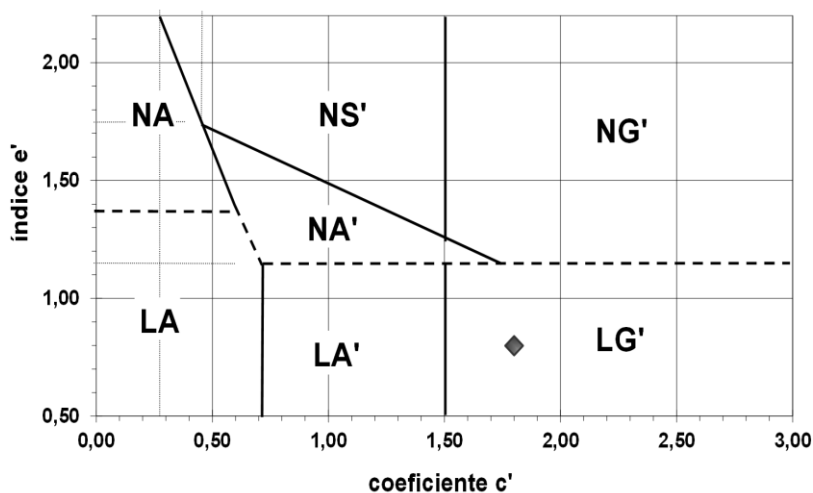


O ensaio de compactação foi realizado com a finalidade de caracterizar o solo nessa condição, bem como obter a estimativa da umidade ótima como referência para designar os pontos avaliados nos ensaios da metodologia MCT. Conforme apresentado na Figura 5.12, a curva de compactação apresenta comportamento característico de material argiloso, com elevada umidade ótima (32,25%) e baixo valor de peso específico seco máximo (1,395 g/cm<sup>3</sup>). Nas condições de peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_d \text{ máx}$ ) e umidade ótima ( $w \text{ ót.}$ ), o solo estudado apresentou um grau de saturação de 89,96%.

## 5.6. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PELA METODOLOGIA MCT

A classificação geotécnica dos solos, no âmbito da engenharia, tem como finalidade estimar o provável comportamento de um solo. Os métodos de classificação HRB (Highway Research Bord) e SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) são baseados em solos de clima temperado. Com o decorrer do tempo, surgiu a necessidade de avaliar qual o comportamento dos solos tropicais, uma vez que, eles possuem diferentes propriedades e características devido a atuação de processos geológicos e pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas (NOGAMI E VILLIBOR, 1995). A Figura 5.13 apresenta ábaco de classificação pela metodologia MCT em conjunto com os índices de classificação obtidos nos ensaios de Mini-MCV e perda de massa por imersão. As equações e nomenclaturas correspondente a cada índice é apresentada no Capítulo 4

Figura 5.13- Classificação do solo pela metodologia MCT.



<b>Prof.</b>	<b>2m</b>
<b>c'</b>	1,80
<b>d'</b>	39,27
<b>Pi (%)</b>	0,32
<b>e'</b>	0,80
<b>Classificação</b>	LG'

Conforme apresentado na Figura 5.13 o solo é identificado como pertencente ao grupo LG'. Essa classificação indica solos com granulometria típica de argila e argilas arenosas. Em suma, quando o material está no seu estado compactado, apresenta uma alta capacidade de suporte e baixo coeficiente de permeabilidade.

## 5.7. ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO

A Tabela 5.4 apresenta os valores médios para o peso específico aparente natural, peso específico aparente seco, teor de umidade, porosidade e grau de saturação. Bem como os valores de desvio padrão e coeficiente de variação referentes aos parâmetros supracitados. Destaca-se que tais resultados são oriundos da moldagem de 40 corpos de prova provenientes de amostras indeformadas. Sendo esses empregados nos ensaios de permeabilidade, curva de retenção de água, compressão confinada e resistência ao cisalhamento.

Tabela 5.4: índices físicos do solo estudado.

<b>Parâmetros</b>	<b>Valores médios</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coefficiente de Variação</b>
<b>Peso específico aparente natural (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,526	0,099	6,51%
<b>Peso específico aparente seco (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,162	0,010	3,20%
<b>Teor de Umidade (%)</b>	31,81	0,083	7,12%
<b>índice de Vazios</b>	1,410	0,150	10,61%
<b>Porosidade (%)</b>	58,26	0,025	4,33%
<b>Grau de Saturação (%)</b>	63,39	0,063	9,87%

Os resultados demonstrados na Tabela 5.4 indicam valores relativamente baixos para o desvio padrão. Por conseguinte, essa análise sugere que cada índice físico não apresenta elevada variabilidade. Salienta-se que o coeficiente de variação representa o desvio padrão amostral como percentagem da média, esses resultados constroem a evidência que há uma baixa dispersão de dados.

Os resultados apresentados na Tabela 5.4 indicam que o solo apresenta elevada porosidade (cerca de 58%). A análise quanto ao grau de saturação suporta a teoria que o solo se encontra no estado não saturado, já que assume valor médio de 63,39%.

### 5.7.1. Identificação de solos colapsíveis por intermédio de conceitos empíricos

Conforme descrito no Capítulo 2, existem alguns critérios disponíveis para a identificação de solos colapsíveis a partir de conceitos empíricos. Dessa maneira, tais conceitos são embasados nos índices físicos, limites de consistência e granulometria. Os resultados oriundos da aplicação dessa metodologia são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Resultados da identificação do colapso baseados em critérios empíricos.

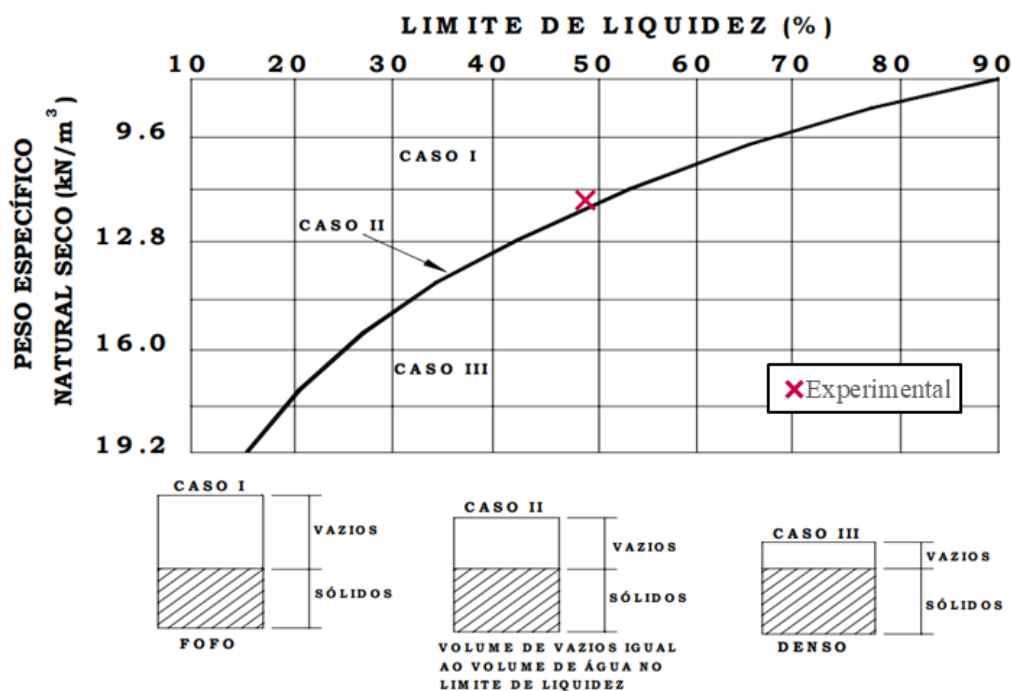
Referência	Resultado	Avaliação
Feda (1966) <sup>1</sup>	1	Colapsível
Priklonskij (1952) <sup>1</sup>	0,99	Colapsível
Kassif e Henkin (1967) <sup>1</sup>	3,7	Colapsível
Handy (1973) <sup>2</sup>	teor de finos < 0,002 mm = 78%	Geralmente não colapsível
LOMMLER e BANDINE (2015)	$\gamma_d(\text{nat}) = 1,16 \text{ g/cm}^3$	$\gamma_d(\text{nat}) < 1,28 =$ alta colapsibilidade

Observação: <sup>1</sup> Citado por Vilar e Ferreira (2015); <sup>2</sup> Citado por Futai (1997).

Dos critérios utilizados, apenas o de Handy (1973) não classifica o solo como colapsível. Em geral, essa metodologia não é adequada para classificar o solo quanto a colapsibilidade, já que utiliza como critério a fração granulométrica, não representando a variabilidade da estrutura de um solo colapsível. Todavia, é importante destacar que os métodos apresentados na Tabela 5.5 foram desenvolvidos para determinados solos e regiões podendo não abranger de maneira adequada a classificação de solos tropicais.

Para a identificação da colapsibilidade do solo pelos critérios de Gibbs e Bara (1967) é necessário a utilização do peso específico natural seco e o limite de liquidez. A Figura 5.14 apresenta o ponto experimental plotado no gráfico de identificação, indicando esse ser pertencente ao Caso I. Quando o solo está na condição fofo é um indicativo que o volume de vazios é superior ao necessário para conter o volume de água que corresponde ao limite de liquidez. Em outras palavras, a saturação do solo pode ocorrer até que ele não apresente plasticidade e nem resistência, o que o torna favorável ao colapso.

Figura 5.14- Critério para a identificação da colapsibilidade do solo.



Fonte: Adaptado de Oliveira (2002).

É importante destacar que o solo em estudo pertence ao Caso I (Figura 5.14), entretanto, o ponto também se situa próximo ao Caso II, que representa a condição limite. Nessa situação, o volume de vazios é igual ao volume de água no limite de liquidez.

## 5.8. CURVA CARACTERÍSTICA

Por intermédio da técnica do papel filtro foi obtida a curva característica para o solo em estudo. Foram utilizadas amostras indeformadas do material retirado a 2 m de profundidade, seguindo o procedimento demonstrado no Capítulo 4. A partir da curva característica apresentada na Figura 5.15, é possível observar que ela apresenta o formato de “Duplo S”, ou seja, o solo apresenta distribuição bimodal de tamanho de poros. Salienta-se que esse tipo de curva é característica de solos lateríticos, já que eles apresentam macroestrutura e microestrutura bem delineadas. Nessas situações, para valores baixos de sucção a dessaturação é controlada pelos macroporos, já para altos valores pelos microporos.

São raras as propostas matemáticas que representam as curvas características com formato bimodal. De acordo com Burger e Shackelford (2001) é sugerido que curvas bimodais sejam ajustadas por duas funções unimodais distintas. Para isso, no patamar intermediário da curva é definido um ponto de inflexão para o ajuste de cada curva. Partindo desse pressuposto, as curvas foram separadas em dois trechos e avaliadas pelas propostas matemáticas de Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

A proposta de Van Genuchten (1980) é demonstrada pela Equação (5.1), onde a umidade residual é representada por  $w_r$  e a desaturação por  $w_s$ . Já os parâmetros  $\alpha$ ,  $m$  e  $n$  correspondem a forma da curva de retenção e  $s$  é referente a sucção. As Equações 5.2 e 5.3 apresentam a metodologia proposta Fredlund e Xing (1994). Sendo  $a$ ,  $m$  e  $n$  parâmetros de ajuste e  $\psi_r$  a sucção correspondente ao ponto de saturação residual.

$$w = w_r + (w_s - w_r) \times \left\{ \frac{1}{[1 + (\alpha \times s)]^m} \right\} \quad (5.1)$$

$$\theta = C_\psi \frac{\theta_s}{\left[ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \quad (5.2)$$

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \quad (5.3)$$

A Figura 5.15 apresenta as curvas características obtidas para a trajetória de secagem e umedecimento. Os parâmetros obtidos mediante ao ajuste matemático das curvas utilizando o modelo de Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994) são demonstrados por intermédio da Tabela 5.6. Para a trajetória de umedecimento, o primeiro valor de entrada de ar (VEA) do solo corresponde a 3,8 kPa e o segundo 12099 kPa. Na trajetória de secagem, o primeiro valor de VEA corresponde a 6,8 kPa e o segundo a 9890 kPa.



Figura 5.15- Curvas de retenção de água do solo na condição natural.

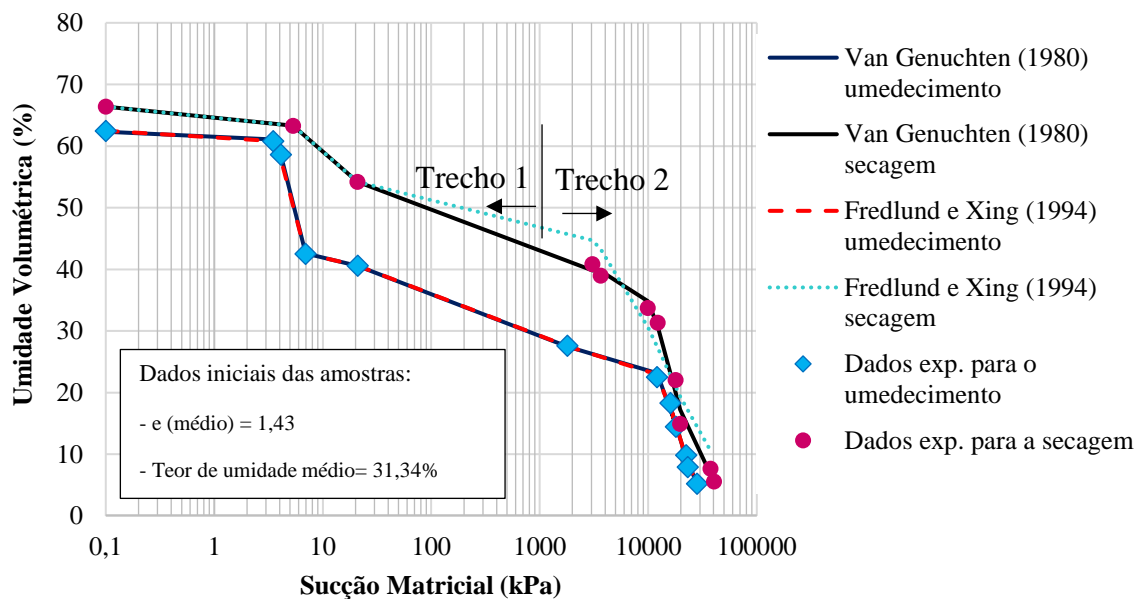


Tabela 5.6- Parâmetros de ajuste das curvas características.

Trajetória	Trecho	Van Genuchten (1980)				Fredlund e Xing (1994)			
		$\alpha$ ( $kPa^{-1}$ )	m	n	R <sup>2</sup>	A	m	n	R <sup>2</sup>
<b>Sec.</b>	1	0,20	0,87	7,75	0,99	5,61	1,91	14,90	0,99
	2	0,00005	0,73	4,08	0,82	16223	3,10	1,15	0,94
<b>Ume.</b>	1	0,18	0,95	21	0,99	4,91	2,43	7,08	0,99
	2	0,00006	0,74	3,68	0,99	21281	4,03	3,49	0,99

Conforme apresentado na Tabela 5.6, as curvas ajustadas se adequam bem aos dados experimentais tendo em vista que os coeficientes de determinação (R<sup>2</sup>) foram superiores a 0,90, exceto para o Trecho 2 da trajetória de secagem de Van Genuchten. O primeiro valor de entrada de ar é relativamente baixo (3,8 kPa; 6,8 kPa). Tal fato está condicionado à elevada porosidade do solo (média de 58%). Comparando os métodos analisados na presente dissertação, ambos apresentaram um ajuste adequado.

Para baixos valores de sucção o solo dessatura mais rapidamente. Conforme demonstrado na Figura 5.15 as trajetórias de secagem e umedecimento convergem para elevados valores de sucção. Sendo que esse fator está diretamente relacionado à mineralogia e composição química das partículas. Os solos lateríticos são formados por partículas com diâmetro equivalente maior (quartzo) cimentadas e/ou circundadas por partículas da fração fina,

sendo essa composta por partículas de argila e silte.

Conforme apresentado no item 4.3 os elementos químicos *Fe* e *Al* são naturalmente lixiviados, gerando um acréscimo de sua concentração. Formando assim óxidos e cimentos naturais que vão se agregar as partículas de areia (quartzo). A elevada temperatura, umidade e pluviometria está intrinsecamente ligada ao intemperismo químico em regiões tropicais. Essa afirmação corrobora com os resultados oriundos da análise da DRX a 2 m de profundidade, onde foi detectado a presença de gibbissita. Sendo que quando as bases são eliminadas e o hidróxido de alumínio é acumulado in situ ocorre a formação desse mineral. Na Figura 5.5 é possível observar curvas granulométricas distintas (CD; SD) para uma mesma profundidade. Em outras palavras, a fração fina ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica devido ao estado agregado em que se encontram. Os fatores apresentados ao longo desse parágrafo justificam o formato bimodal observado nas curvas características demonstrado na Figura 5.15.

Na curva característica (Figura 5.15) verifica-se claramente a presença da histerese (diferença entre as curvas de secagem e umedecimento). A histerese não é uma propriedade intrínseca do solo, sendo dependente da história de sucção e das trajetórias de secagem e umedecimento aplicadas no solo até aquele momento (FEUERHARMEL, 2007). Até o primeiro valor de entrada de ar o umedecimento não desencadeia um amplo espectro de histerese. Ou seja, o acréscimo no teor de umidade não gera alteração na estrutura do solo, já que há uma alta probabilidade de o material já ter sido submetido a baixos valores de sucção.

### **5.8.1. Previsão do colapso através da curva característica**

É notório que a curva característica é de extrema importância para entender o comportamento hidromecânico de um solo não saturado. Haja vista que ela define a relação entre o conteúdo de água e a sucção matricial. Sendo a mesma dividida em três zonas, sendo elas: residual, de transição e de saturação por capilaridade. Em virtude dessa importância, alguns estudos têm demonstrado que há uma correlação entre o potencial de colapso e a curva característica (PEREIRA e FREDLUND, 2000; RODRIGUES e VILAR, 2006; XIE et al., 2017; Li e VANAPALLI, 2018).

Seguindo essa hipótese, Pereira e Fredlund (2000) identificaram que em solos colapsíveis há três fases distintas em resposta ao decréscimo da sucção matricial durante a

trajetória de umedecimento sob tensão constante (pré-colapso, colapso e pós colapso). Por conseguinte, os resultados gráficos verificam que a forma da curva do comportamento de colapso (relação entre o índice de vazios e sucção matricial) é reversa a obtida em uma curva característica para a trajetória de umedecimento. Em outros termos, as três fases de colapso (pré-colapso, colapso e pós-colapso) são análogas às faixas de sucção das três zonas observadas em uma curva característica (residual, transição e de saturação capilar), respectivamente.

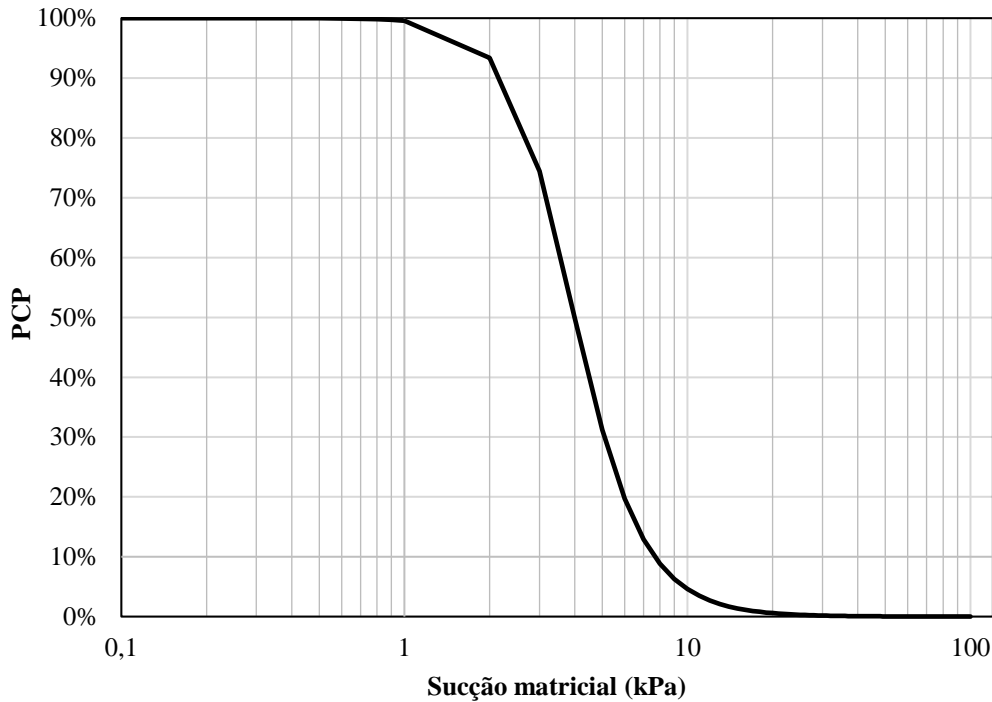
Essas análises suportam a teoria que alguns equacionamentos matemáticos de ajuste da curva característica podem ser utilizados para a previsão empírica quanto ao comportamento de colapso. Nesse viés, o estudo de Rodrigues e Vilar (2006) propôs uma reformulação da Equação 5.1 de Van Genuchten (1980) para a obtenção do percentual de potencial de colapso (PCP), sendo essa metodologia apresentada mediante a Equação 5.4. Salienta-se que os parâmetros  $\alpha$ ,  $m$  e  $n$  correspondem a forma da curva de retenção e  $s$  é referente a sucção.

$$PCP = 100 \times \left\{ \frac{1}{[1 + (\alpha \times s)]^m} \right\} \quad (5.4)$$

No estudo de Rodrigues e Vilar (2006), foi verificado que a avaliação na condição natural das amostras, forma mais comum de medir as propriedades de retenção de água em um solo, é capaz de render pelo menos uma estimativa aproximada do potencial de colapso. Para a avaliação da relação entre o percentual do potencial de colapso e a curva característica foi utilizado a trajetória de umedecimento. Contudo, a metodologia não engloba a distribuição bimodal dos poros, na qual ocorre duas zonas de dessaturação, uma referente aos macroporos e outra oriunda dos microporos. Salienta-se que não foram encontrados dados na literatura que abrangem essa implicação. Com isso a avaliação de PCP (Equação 5.4) ocorreu para o primeiro trecho da curva característica, os resultados são apresentados na Figura 5.16.

Apesar de ser uma metodologia empírica, a Figura 5.16 contribui para clarear o entendimento que os maiores potenciais de colapso ocorrem para baixos valores de sucção. É possível inferir que o solo se mantém estável na condição natural, no entanto conforme ocorre o acréscimo no teor de umidade a sucção tende a diminuir afetando assim a resistência do solo.

Figura 5.16- Potencial de colapso estimado pela curva característica.



## 5.9. PERMEABILIDADE

Duas amostras indeformadas foram retiradas a 2 m de profundidade, esculpidas e submetidas ao ensaio de permeâmetro de carga variável, conforme metodologia descrita no Capítulo 4. Posto isto, os resultados indicam que o solo apresenta permeabilidade igual a  $7,2 \times 10^{-6}$  m/s. Sendo esse parâmetro justificado em virtude da estrutura porosa do solo oriunda das agregações das partículas. Esse resultado está em conformidade com as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante, demonstradas na Figura 5.5 e com a elevada porosidade média observada na Tabela 5.4. Ademais, esse resultado é consoante com a faixa encontrada na literatura para solos lateríticos ( $10^{-3}$  e  $10^{-6}$ ), salienta-se que esses valores de permeabilidade são análogos aos obtidos em areias limpas.

Todavia, quando o fluxo de água ocorre na zona vadosa (grau de saturação inferior a 100%) apenas a permeabilidade saturada, muitas vezes, não é suficiente para a correta caracterização da condutividade hidráulica. Para solos não saturados a condutividade hidráulica pode variar significativamente com a sucção. Nesse sentido, a variação desse parâmetro pode ocorrer em diferentes magnitudes para intervalos de sucção relevantes na prática de engenharia,

entre 0 e 1000 kPa (VANAPALLI e LOBBEZOO, 2002). Logo, surge a necessidade da aplicação de modelos de condutividade hidráulica quando não há equipamentos adequados disponíveis para a obtenção desse parâmetro.

### 5.9.1. Aplicação dos Modelos de Previsão da Condutividade Hidráulica

Algumas equações empíricas foram propostas tendo como objetivo a previsão da condutividade hidráulica não saturada ( $k_{unsat}$ ). Dessa maneira, uma função normalizada para a previsão de  $k_{unsat}$  com base nos parâmetros saturados e grau de saturação foi proposta por Vanapalli e Lobbezoo (2002). Essa função normalizada é baseada na obtenção da condutividade hidráulica relativa  $k_{rel}$ , sendo essa a razão entre  $k_{unsat}$  e o coeficiente de permeabilidade saturado ( $k_{sat}$ ), a Equação 5.5 representa essa metodologia. Sendo  $S^\gamma$  o grau de saturação ajustado, onde  $\gamma$  é o parâmetro de ajuste que depende diretamente do índice de plasticidade ( $IP$ ) e sua obtenção pode ser realizada mediante a Equação 5.6.

$$k_{rel} \approx 10^{(7,9 \log S^\gamma)} \quad (5.5)$$

$$\gamma = 14,08 (IP)^2 + 9,4 (IP) + 0,75 \quad (5.6)$$

O valor da condutividade hidráulica na condição não saturada estimada a partir da função normalizada de Vanapalli e Lobbezoo (2002), é demonstrada por intermédio da Tabela 5.7. Bem como os valores de cada parâmetro de entrada utilizado nos cálculos.

Tabela 5.7: Condutividade hidráulica não saturada estimada por intermédio da metodologia de Vanapalli e Lobbezoo (2002).

Dados de Entrada			Resultados		
$IP$	$S$ (%)	$k_{sat}$ (m/s)	$\gamma$	$k_{rel}$ (m/s)	$k_{unsat}$ (m/s)
18%	63%	7,20E-06	2,88	3,09E-05	2,22E-10

É importante destacar que o grau de saturação utilizado corresponde ao obtido por intermédio dos índices físicos da amostra utilizada no ensaio de permeâmetro de carga variável. A análise mediante ao método de Vanapalli e Lobbezoo (2002) indica um valor  $2,22 \times 10^{-10}$  m/s para  $k_{unsat}$ .

Outra maneira de prever a condutividade hidráulica não saturada é a partir da utilização da curva de retenção de água. Para isso,  $k_{unsat}$  pode ser estimada por intermédio da equação de Van Genuchten (1980), em conjunto com as equações de Burdine (1953) e Mualem (1976). A Equação 5.7 e Equação 5.8 expressam essa metodologia.

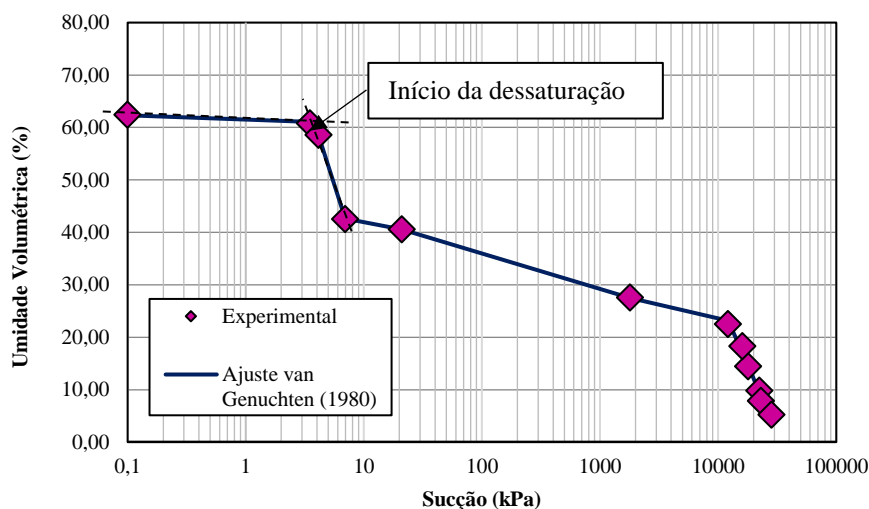
$$k_{unsat} = K_{sat} Se^{\lambda} \left[ 1 - \left( 1 - Se^{\frac{1}{m}} \right) \right]^2 \quad (5.7)$$

$$Se = [1 + (\alpha h)^{n_v}]^{-m} \quad (5.8)$$

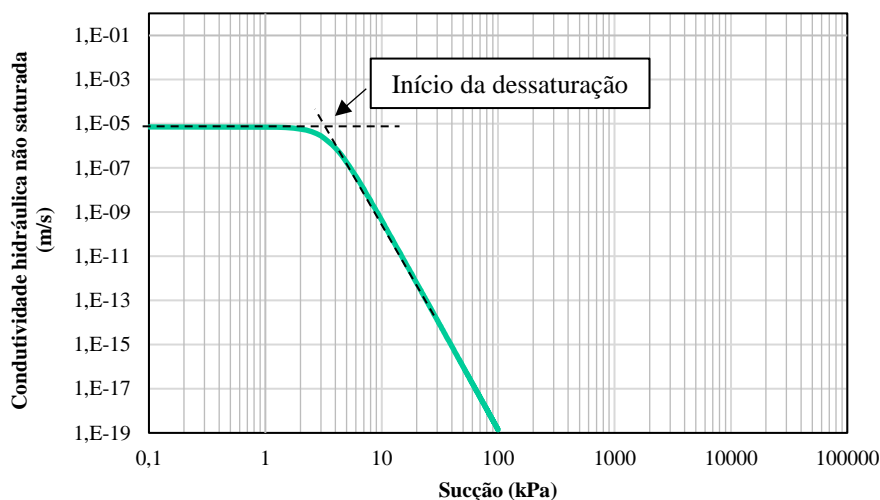
Sendo a constante empírica  $\lambda$  igual a 0,5, conforme recomendação de Muallen (1976). Já  $\alpha$ ,  $m$  e  $n$  correspondem aos parâmetros de ajuste da formulação matemática de Van Genuchten (1980) e são apresentados na Tabela 5.6. A Figura 5.17 apresenta a curva referente a relação entre a condutividade hidráulica não saturada e a sucção matricial. É importante ressaltar que a equação de Van Genuchten (1980) descreve o comportamento de dessaturação de curvas características com formato unimodal, e, conforme apresentado na Figura 5.15 o solo em estudo apresenta curva característica bimodal. Por conseguinte, apenas o primeiro trecho da curva característica referente a trajetória de umedecimento foi modelado.

Conforme observado na Figura 5.17 a condutividade hidráulica permanece constante até o primeiro valor de entrada de ar (início da dessaturação). Em outras palavras, nesse momento o solo está saturado e, em consequência, a condutividade hidráulica é igual ao coeficiente de permeabilidade saturado. Após o início da dessaturação esse parâmetro decresce rapidamente.

Figura 5.17- (a) curva característica; (b) relação entre a condutividade hidráulica não saturada e a sucção matricial.



(a)



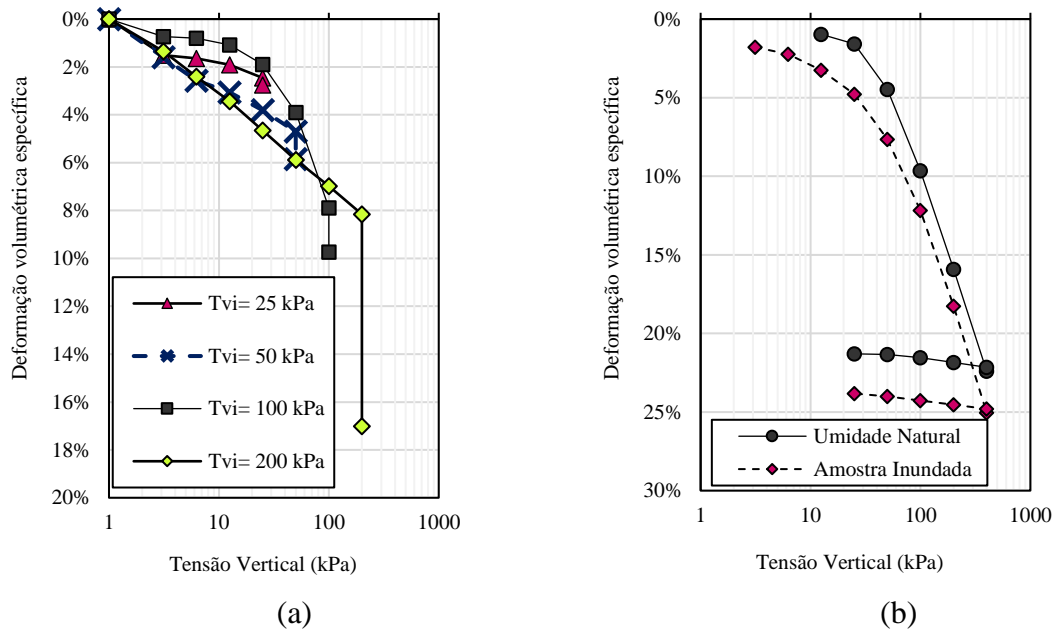
(b)

## 5.10. COMPRESSIBILIDADE DO SOLO COLAPSÍVEL

Conforme a metodologia proposta no Capítulo 4, foram realizadas duas baterias de ensaios de compressão confinada. A primeira opção avaliada consistiu em carregar a amostra até uma tensão de interesse (25, 50, 100 e 200 kPa), e, posterior ao equilíbrio das deformações, a amostra foi submetida ao processo de inundação. Essa técnica possibilitou medir a deformação induzida pelo umedecimento, sendo esses resultados demonstrados na Figura 5.18 (a). A segunda opção consistiu na realização do ensaio conforme a metodologia proposta por

Jennings e Knight (1975). Dessa maneira, duas amostras com condições semelhantes foram ensaiadas, uma na condição natural e outra inundada, cujo resultados são demonstrados mediante a Figura 5.18 (b).

Figura 5.18: curvas de tensão normal *versus* deformação volumétrica específica para a profundidade de 2 metros: (a) ensaio oedométrico simples; (b) ensaio oedométrico duplo.



Observação: Tvi= Tensão vertical de inundação (kPa)

Conforme observado na Figura 5.18 (a) a aplicação de um carregamento constante associado a um aumento no teor de umidade gerou uma deformação no solo. Sendo que o maior deslocamento foi observado para a maior tensão aplicada (200 kPa). A Figura 5.18 (b) demonstra a influência da sucção na estrutura do solo, já que as deformações se acentuaram na condição inundada.

### 5.10.1. Tensão de pré-adensamento

Partindo da premissa que o solo não exibe um comportamento elástico, ou seja, o material em análise já sofreu uma determinada tensão efetiva em sua vida geológica, torna-se imprescindível a avaliação da tensão de pré adensamento. A Tabela 5.8 apresenta as tensões verticais geostáticas, as tensões de pré-adensamento do solo para a profundidade de 2,0 m. Ambos os valores apresentados na Tabela 5.8 foram avaliados para as condições natural e inundada. O peso específico natural utilizado no cálculo da tensão geostática corresponde ao



valor médio das amostras. É importante destacar que a tensão de pré-adensamento foi obtida através dos critérios estabelecidos pelo Método de Pacheco Silva.

Tabela 5.8- Avaliação das tensões vertical geostática e das tensões de pré-adensamento.

<b>Condição de Umidade</b>	<b>Tensão vertical geostática (kPa)</b>	<b>Tensão de Pré-adensamento (kPa)</b>
<b>Natural</b>	31	40
<b>Inundada</b>		30

A tensão de pré-adensamento para o solo no estado natural ( $\sigma_{vmn}$ ) é superior à tensão de pré-adensamento do solo na condição inundada ( $\sigma_{vms}$ ). De acordo com Reginatto e Ferrero (1973) *apud* Souza Neto (2004) em solos colapsíveis têm se  $\sigma_{vmn} > \sigma_{vms}$ . Quanto mais acentuada a faixa de diferença de  $\sigma_{vms}$  e  $\sigma_{vms}$ , maior será a faixa de tensões em que o solo apresentará comportamento colapsível (SOUZA NETO, 2004). Nesse viés, Reginatto e Ferrero (1973) apresentam um critério para determinar a suscetibilidade ao colapso dos solos, sendo este expresso pela Equação 5.9.

$$C = \frac{\sigma_{vms} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vmn} - \sigma_{v0}} \quad (5.9)$$

Sendo que  $\sigma_{v0}$  corresponde a tensão vertical geostática e C ao coeficiente de colapsibilidade. Com a aplicação da Equação 5.9 pode ser originada as seguintes condições (VILAR et al., 2015):

- I- Solo verdadeiramente colapsível quando  $\sigma_{vms} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ . O solo sofre colapso sem carregamento externo.
- II- Solo condicionalmente colapsível quando  $\sigma_{vms} < \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$ .
- III- Há a indefinição quanto à ocorrência do colapso quando  $\sigma_{vms} = \sigma_{vmn}$  e  $C=1$

Aplicando a Equação 5.9 obtêm-se o valor de C igual a -0,11, por conseguinte, o solo em estudo enquadra-se no Caso I. Já que a tensão de pré-adensamento saturada é menor que a tensão vertical geostática e o coeficiente de colapsibilidade é menor que zero. Sendo esse um indicativo que poderá ocorrer grandes recalques sob inundação e/ou até sob o peso próprio.

O OCR corresponde a razão entre a tensão de pré-adensamento  $a$  e a tensão geostática. Para o solo na condição saturada o OCR é de 0,97, valores inferiores a 1,0 também foi observado por Souza Neto (2004), em um solo colapsível do município de Petrolândia/PE sob inundação. Já para o solo na condição natural OCR assume um valor de 1,29.

### 5.10.2. Qualidade da amostragem

Um resultado adequado depende diretamente da qualidade da amostragem, face a esse espectro, uma amostra que sofreu algum tipo de perturbação pode exibir diminuição do índice de vazios, redução dos valores estimados para a tensão de sobreadensamento, correção do trecho de compressão virgem, dentre outros. Posto isso, é notória a importância da avaliação da qualidade da amostragem.

A qualidade da amostra foi verificada pelo critério de Lunne et al. (1997) e pelo de Coutinho (2007). Essas metodologias são amplamente difundidas para a avaliação da amostragem em solos moles. A sua utilização no presente trabalho está vinculada a falta de critérios específicos para solos não saturados e lateríticos. A Tabela 5.9 apresenta o critério de qualidade das amostras por Lunne et al. (1997) e a Tabela 5.10 por Coutinho (2007).

Tabela 5.9: Faixa da qualidade das amostras pelo critério de Lunne et al. (1997).

OCR	$\Delta e/e_o$			
	Excelente a muito boa	Bom a Regular	Ruim	Muito Ruim
<b>1-2</b>	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
<b>2-4</b>	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10

Tabela 5.10: Critério de Coutinho (2007) para a qualidade das amostras.

OCR	$\Delta e/e_o$			
	Excelente a muito boa	Bom a Regular	Ruim	Muito Ruim
<b>1-2,5</b>	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Conforme demonstrado nas Tabelas 5.9 e 5.10 o critério para classificar a amostra é o valor resultante de  $\Delta_e/e_o$ . Sendo que  $e_o$  corresponde ao índice de vazios inicial e  $\Delta_e$  é a diferença entre  $e_o$  e o índice de vazios corresponde a tensão vertical efetiva de campo. A partir dos valores de OCR apresentados no item 5.10.1, essa verificação ocorrerá apenas para a amostra na condição natural ( $OCR > 1$ ) para atender as faixas de delimitação apresentada pelos critérios. Entretanto, salienta-se que o  $OCR < 1$  é referente a utilização da tensão de pré adensamento na “condição saturada” e tensão geostática para o “solo natural”.

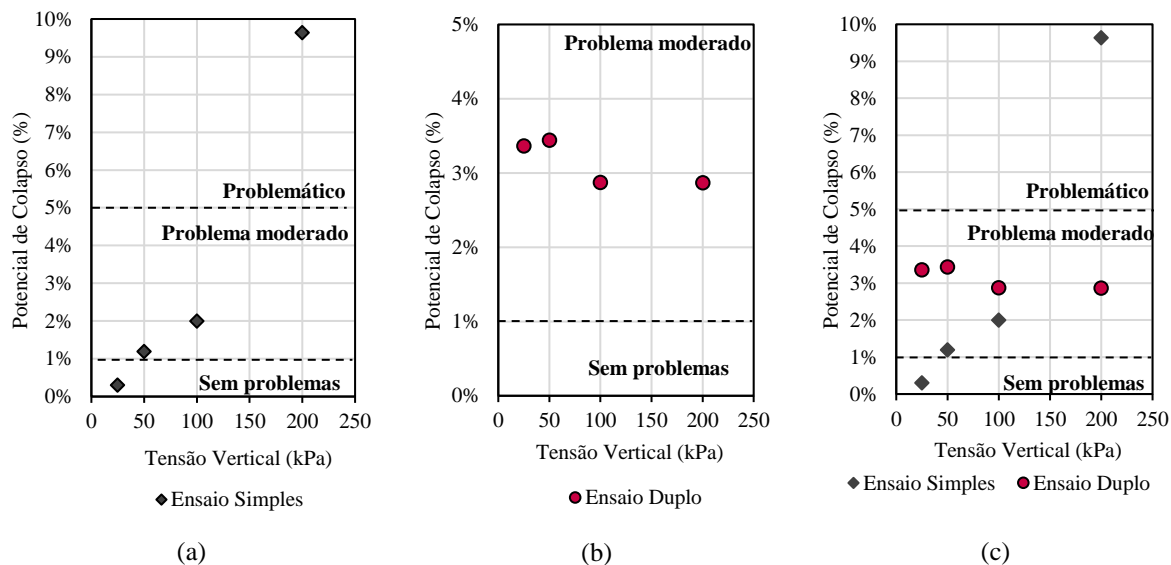
Tendo em vista que todas as amostras para o ensaio de adensamento oedométrico foram retirados do mesmo corpo de prova e com a mesma técnica de amostragem, espera-se que a qualidade das demais amostras sejam congruentes ao corpo de prova analisado. Para a amostra natural (Figura 5.18; b), o valor resultante de  $\Delta_e/e_o$  corresponde a 0,014 com o OCR de 1,29. Sendo a amostra classificada como excelente a muito boa pelos critérios de Lunne et. al (1997) e Coutinho (2007).

### **5.10.3. Avaliação da Colapsibilidade do Solo através de ensaios oedométricos**

A colapsibilidade foi calculada conforme apresentado no Capítulo 2. Para o ensaio oedométrico simples (Figura 5.19; a), os resultados demonstram uma tendência geral de aumento do potencial de colapso estrutural (PC) com o aumento da tensão normal aplicada. Todavia, os resultados obtidos através do ensaio oedométrico duplo (Figura 5.19; b) apresentaram uma propensão de crescimento do PC até a tensão vertical de 50 kPa e depois decrescem para as demais tensões avaliadas.

Nesse sentido, é importante ressaltar que não há correlação entre os valores obtidos pelas duas metodologias (Figura 5.19; c), por conseguinte, com o objetivo de abranger essa variabilidade, os PC's foram avaliados quanto às faixas de severidade do problema causado em estruturas.

Figura 5.19: Potencial de Colapso: (a) Ensaio Simples (b) Ensaio Duplo (c) Correlação dos ensaios.



A Figura 5.19 apresentou as faixas que delimitam a gravidade dos problemas gerados pelo potencial de colapso, de acordo com os critérios propostos por Jennings e Knight (1975). Por conseguinte, os resultados do ensaio duplo (Figura 5.19; b) são avaliados como um problema moderado de colapsibilidade, com PC entre 1 e 5%. No caso dos ensaios simples (Figura 5.19; a), a tensão de 25 kPa não gera problemas patológicos nas edificações. Já os níveis de carregamento de 50 e 100 kPa ocupam a faixa de 1 a 5% de PC indicando problemas moderados. Entretanto, para a tensão de 200 kPa o grau de severidade é classificado como problemático.

Segundo o critério de Vargas (1978), que considera potencialmente colapsíveis solos com  $PC > 2\%$ , apenas as tensões de 25 e 50 kPa (ensaio simples) não atingem este patamar. Logo, essa metodologia auxilia na previsão da eficiência estrutural de determinada edificação devido ao colapso do solo.

## 5.11. ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

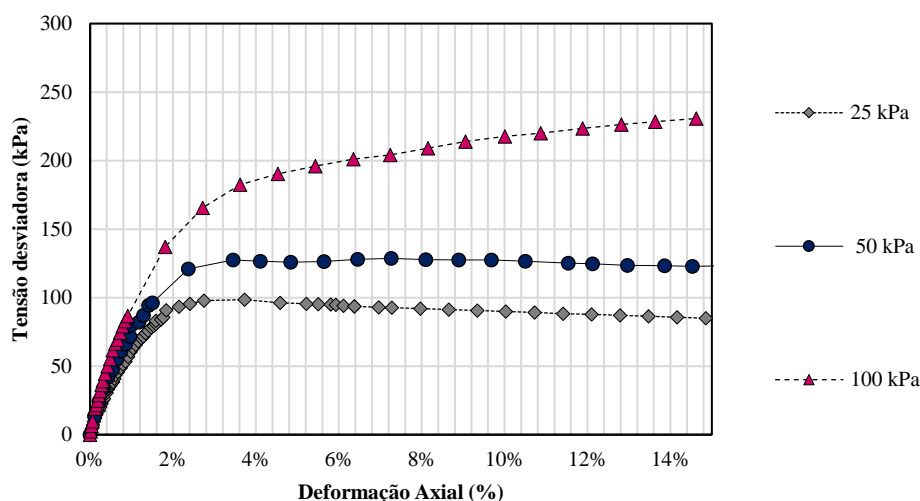
Dois tipos de ensaio são costumeiramente empregados para a análise quanto a resistência ao cisalhamento dos solos, sendo eles: ensaio de compressão triaxial e cisalhamento direto. Nesse viés, ambos os resultados, provenientes desses ensaios, serão apresentados ao longo desse item, bem como as peculiaridades analisadas.

### 5.11.1. Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios realizados de compressão triaxial foram do tipo consolidado drenado (CD). Conforme mencionado no Capítulo 4, as tensões confinantes utilizadas no ensaio correspondem aos valores de 25, 50 e 100 kPa. Os corpos de prova adensam sob os efeitos dessas tensões. Na fase de cisalhamento, ao realizar um carregamento axial, é possível a obtenção das curvas de tensão desviadora versus deformação axial demonstradas na Figura 5.20.

Ao analisar a Figura 5.20 é possível observar que as curvas de 25 kPa e 50 kPa apresentam um comportamento do tipo dúctil. Em outras palavras, a resistência cresce até atingir o valor máximo, a partir do qual permanece aproximadamente constante. Para as curvas desse tipo, a tensão desviadora adotada corresponde ao ponto em que se iniciava a trecho aproximadamente constante. Salienta-se que na tensão de 25 kPa ocorreu uma breve redução dos valores com o acréscimo da deformação axial, sendo que essa encontra-se abaixo da tensão de pré adensamento do material (40 kPa na condição natural e 30 kPa na condição inundada).

Figura 5.20- Curvas tensão desviadora versus deformação axial.



A curva representativa da tensão de 100 kPa, Figura 5.20, demonstra o comportamento do solo com tensão desviadora sempre crescente (*strain-hardening*). Ainda não é conhecido um critério de ruptura estabelecido para esse tipo de curvas. De acordo com Fredlund e Vanapalli (2002), para curva onde a ruptura não é claramente definida, uma deformação arbitrária (ex:

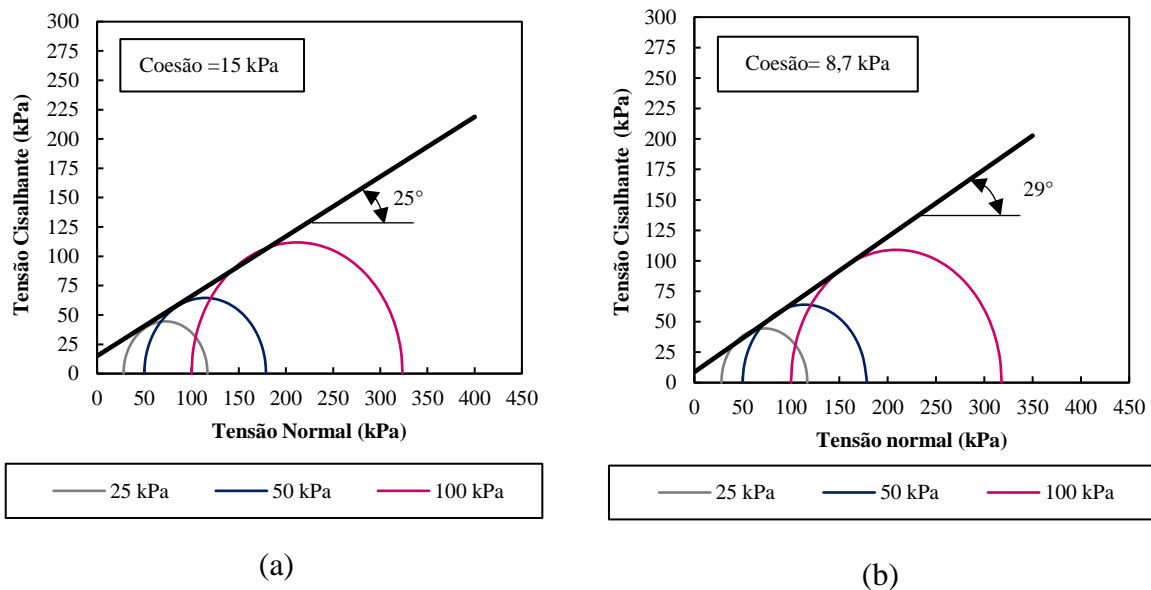
10-12 %) pode ser utilizada como critério de ruptura. Já de acordo com Campos e Carrilo (1995) para curvas tensão versus deformação sempre crescente a ruptura ocorre no ponto onde a curva atinge uma inclinação constante. Ambos os critérios foram testados e os valores de tensão desviadora e deformação axial para a tensão de 100 kPa são demonstrados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Valores de resistência ao cisalhamento e deformação axial.

Tensão	Fredlund e Vanapalli (2002)		Campos e Carrilo (1995)	
	Tensão desviadora (kPa)	Deformação axial (%)	Tensão desviadora (kPa)	Deformação axial (%)
<b>100 kPa</b>	223,6	12	215	8,2

A partir dos da avaliação da curva tensão desviadora versus deformação axial, foi possível a obtenção da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. A Figura 5.21 (a) apresenta os círculos de Mohr em conjunto com a envoltória de ruptura utilizando o critério de ruptura de Fredlund e Vanapalli (2002) e a Figura 5.21 (b) utilizando a condição de ruptura proposta por Campos e Carrilo (1995).

Figura 5.21- Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb: (a) critério de Fredlund e Vanapalli (2002) (b) critério de De Campos e Carrillo (1995).



Conforme demonstrado na Figura 5.21 a adoção de diferentes critérios de ruptura para a tensão de 100 kPa culmina em soluções distintas. O Critério proposto por De Campos e Carrillo (1995), fornece os menores valores de resistência ao cisalhamento quando comparados com o critério da deformação arbitrária. A Tabela 5.12 apresenta os resultados obtidos para os parâmetros de resistência por intermédio da análise da Figura 5.21.

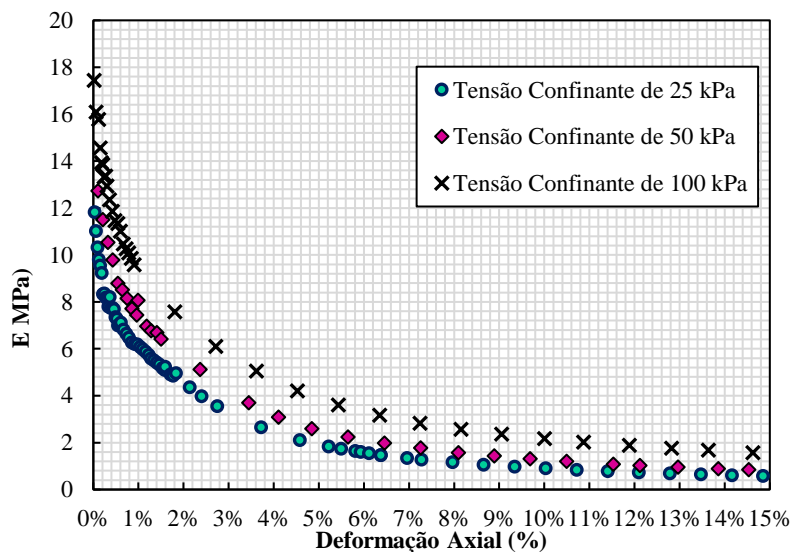
Tabela 5.12: Valores de resistência ao cisalhamento e deformação axial para

Parâmetros de Resistência	Fredlund e Vanapalli (2002)		Campos e Carrilo (1995)	
	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
	15	25	8,7	29

Por conseguinte, o critério de De Campos e Carrillo (1995) apresentou os menores valores de coesão e o ângulo de atrito levemente superior ao obtido considerando o critério de Fredlund e Vanapalli (2002). Os parâmetros obtidos estão na condição saturada, ou seja, a envoltória foi definida para a sucção de 0 kPa.

O módulo de elasticidade (E) foi determinado por intermédio da Lei de Hooke para cada leitura do ensaio. Esse parâmetro foi plotado pela deformação axial para cada tensão confinante (Figura 5.22).

Figura 5.22: Módulo de Elasticidade.



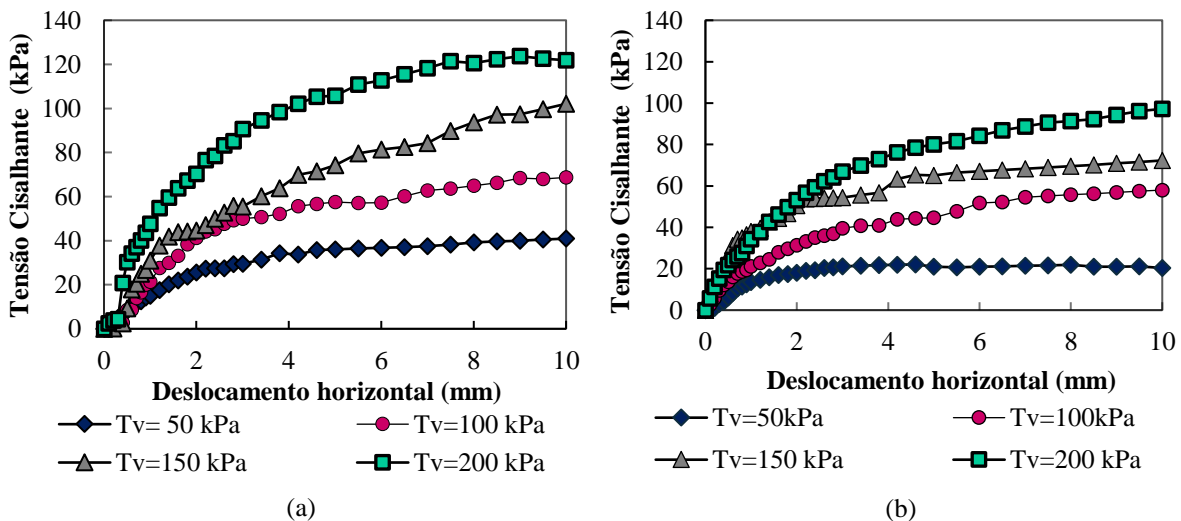
Conforme pode ser observado na Figura 5.22 o módulo de elasticidade tem a tendência de aumentar com o nível de tensão confinante imposta na amostra. As curvas têm uma tendência de decrescimento, estima-se que essa seja oriunda das deformações plásticas.

### 5.11.2. Ensaio de Cisalhamento Direto

A avaliação quanto a resistência ao cisalhamento também foi realizada por intermédio do ensaio de cisalhamento direto convencional. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados na umidade natural das amostras e com inundação. As envoltórias de resistência foram definidas a partir de ensaios de tensões normais de 50, 100, 150 e 200 kPa.

A Figura 5.23 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação horizontal na condição natural (a) e inundada (b). Observando os resultados provenientes das curvas citadas, é possível inferir que ocorre a condição de ruptura plástica. Ou seja, o esforço máximo é mantido com a continuidade da deformação. Essa ruptura é típica de ocorrência em argilas com consistência mole a média (condição de consistência confirmada pela sondagem de simples reconhecimento).

Figura 5.23- Curvas tensão cisalhante vs. deformação horizontal: (a) natural (b) inundada.

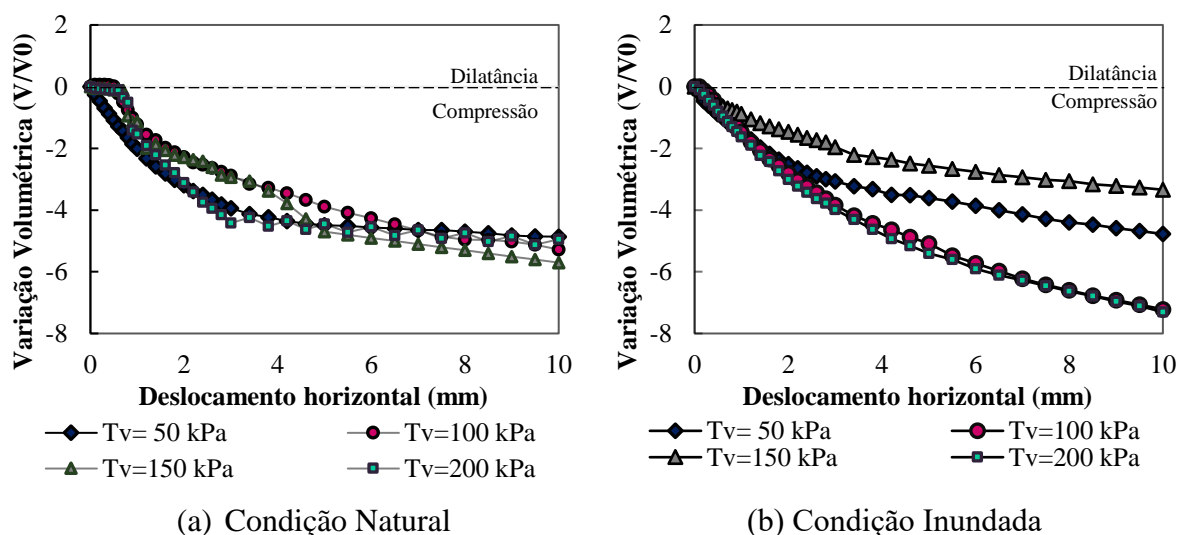


A Figura 5.24 corresponde a avaliação da curva variação volumétrica vs. deformação horizontal para a condição natural (a) e inundada (b). Na condição natural observa-se uma



pequena expansão para os primeiros pontos, seguido de compressão. Já a segunda condição estudada indica que a amostra apresenta apenas redução de volume.

Figura 5.24: Variação volumétrica vs. deformação horizontal: (a) condição natural (b) condição inundada.

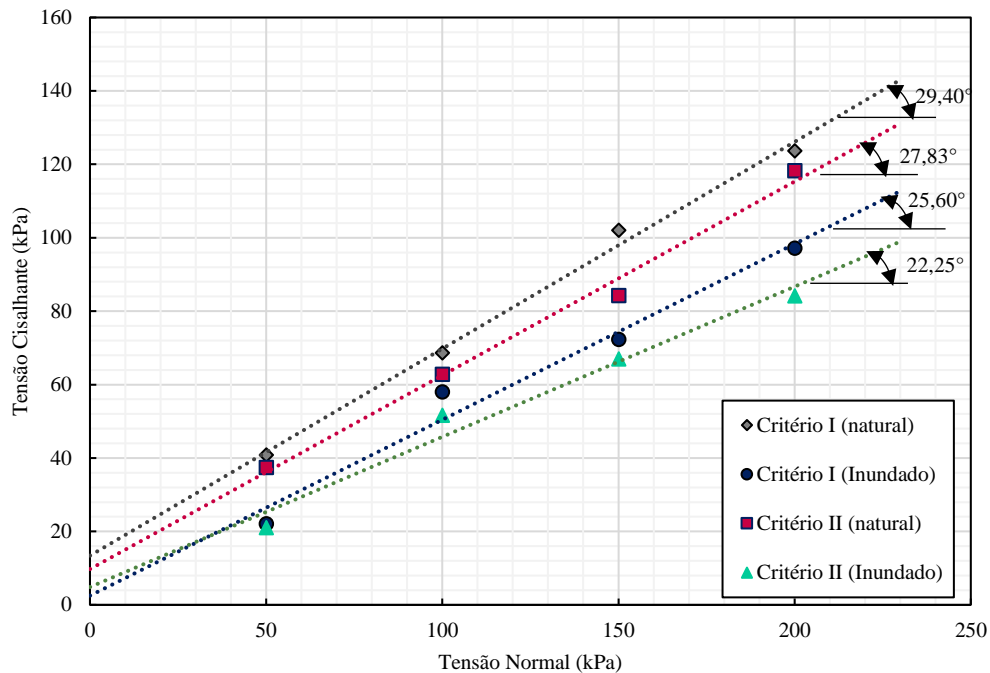


Nos ensaios de cisalhamento direto foram adotados dois critérios de ruptura: (I) deformação arbitrária a correspondente a um deslocamento de 10 mm e o critério de De Campos e Carrillo (II). Na Tabela 5.13 são apresentados os valores de resistência ao cisalhamento e na Figura 5.25 as envoltórias de ruptura.

Tabela 5.13: Valores de tensão cisalhante utilizando diferentes critérios de ruptura.

Tensão (kPa)	Tensão cisalhante (kPa)		Tensão cisalhante (kPa)	
	Critério I		Critério II	
	Natural	Inundada	Natural	Inundada
<b>50</b>	40,9	22,1	37,5	21,1
<b>100</b>	68,7	58,0	62,8	51,7
<b>150</b>	102,1	72,3	84,3	67,0
<b>200</b>	123,7	97,2	118,3	84,2

Figura 5.25-Envoltórias de resistência na condição natural e inundada.



A partir das envoltórias de ruptura apresentadas Figura 5.25 foi possível determinar os valores de coesão e ângulo de atrito, esses resultados são demonstrados na Tabela 5.14. O Critério II apresentou menores valores para os parâmetros de resistência na condição natural e maiores na condição inundada.

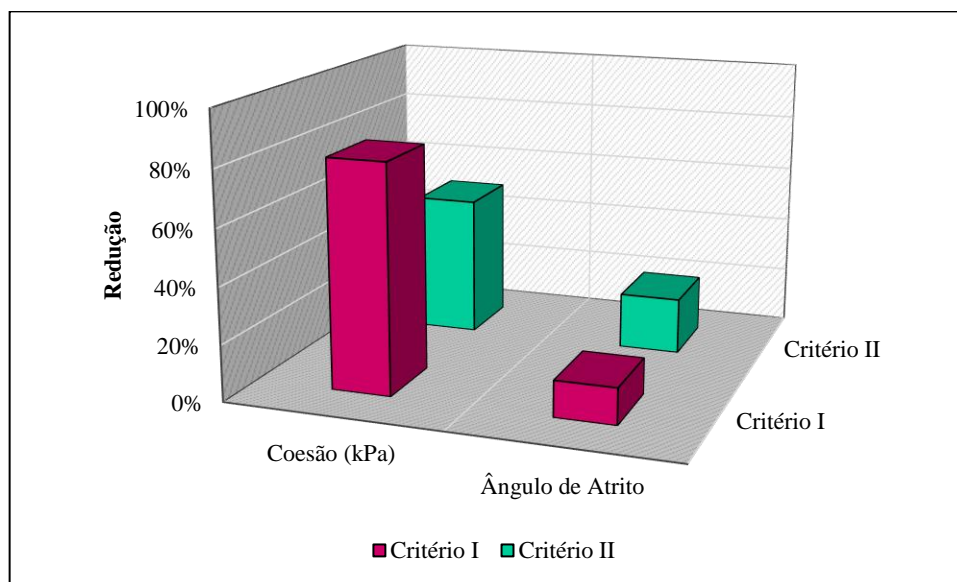
Tabela 5.14- Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Parâmetros	Critério I		Critério II	
	Natural	Inundada	Natural	Inundada
<b>Coesão (kPa)</b>	13,4	2,5	9,75	4,85
<b>Ângulo de Atrito</b>	29,4	25,6	27,83	22,25

Ao comparar o corpo de prova na condição natural e inundado (Figura 5.25), é possível concluir que houve uma redução na tensão de cisalhante para todos os níveis de tensões aplicados (50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa) na condição inundada. O gráfico de barras apresentado na Figura 5.26 demonstra claramente que os valores de ângulo de atrito interno e coesão reduziram para as amostras ensaiadas na condição inundada. Essa redução é justificada

em função da saturação do solo, já que ocorre a perda de sucção acarretando redução dos valores correspondentes às tensões cisalhantes.

Figura 5.26- Redução dos parâmetros de resistência.



Conforme observado na Figura 5.26 há uma redução notória da coesão (maior que 50%), enquanto o ângulo de atrito manteve-se aproximadamente constante (menor que 20%). Essa análise demonstra que há uma correlação entre as reduções para esse tipo de solo. Já que os resultados vão de encontro com o observado por Ribeiro (1999), para o solo superficial poroso e colapsível de Brasília, a redução da coesão ocorre em torno de 85%, enquanto para o ângulo de atrito diminui em torno de 7%. Para um solo lateríticos de Ijuí (RS) a redução da coesão se situa em torno de 70% e o ângulo de atrito apresenta média de 15% (VIECILI, 2002).

### 5.11.3. Previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial baseada na curva característica

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados é uma propriedade imprescindível para diversos projetos dentro do âmbito da engenharia geotécnica. Nesse sentido, em resposta às oscilações climáticas, os solos desse tipo, se comportam de maneira diferenciada mediante a

secagem e umedecimento, devido à histerese (GUAN et al., 2010). Sendo tal fenômeno identificado nas curvas características deste estudo (Figura 5.15).

Devido a indisponibilidade de instrumentação apropriada e a dificuldade de estimar a resistência de solos não saturados, houve a necessidade de formulações matemáticas empíricas e semiempíricas para a resolução desses problemas. Nesse viés, as modelagens propostas são provenientes de resultados de ensaios mais simples, tais como: cisalhamento direto e triaxiais convencionais. As formulações são baseadas na previsão da resistência ao cisalhamento em conjunto com a sucção matricial.

Na Figura 5.27 é ilustrado os ajustes para o modelo de Guan et al. (2010), sendo demonstrado as envoltórias obtidas entre a tensão cisalhante e a sucção matricial. A metodologia de cálculo é apresentada nas Equações 5-10 a 5-13.

$$\begin{aligned} \tau &= c' + (\sigma - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b; \\ \text{Onde } \phi' &= \phi_b \text{ se } (\mu_a - \mu_w) < (\mu_a - \mu_w)_b \\ \tau &= c' + [(\sigma - \mu_a) - (\mu_a - \mu_w)_b] \tan \phi' \\ &\quad + [(\mu_a - \mu_w) - (\mu_a - \mu_w)_b] b \theta^{\kappa} \tan \phi'; \\ \text{Se } (\mu_a - \mu_w) &\geq (\mu_a - \mu_w)_b \end{aligned} \quad (5.10)$$

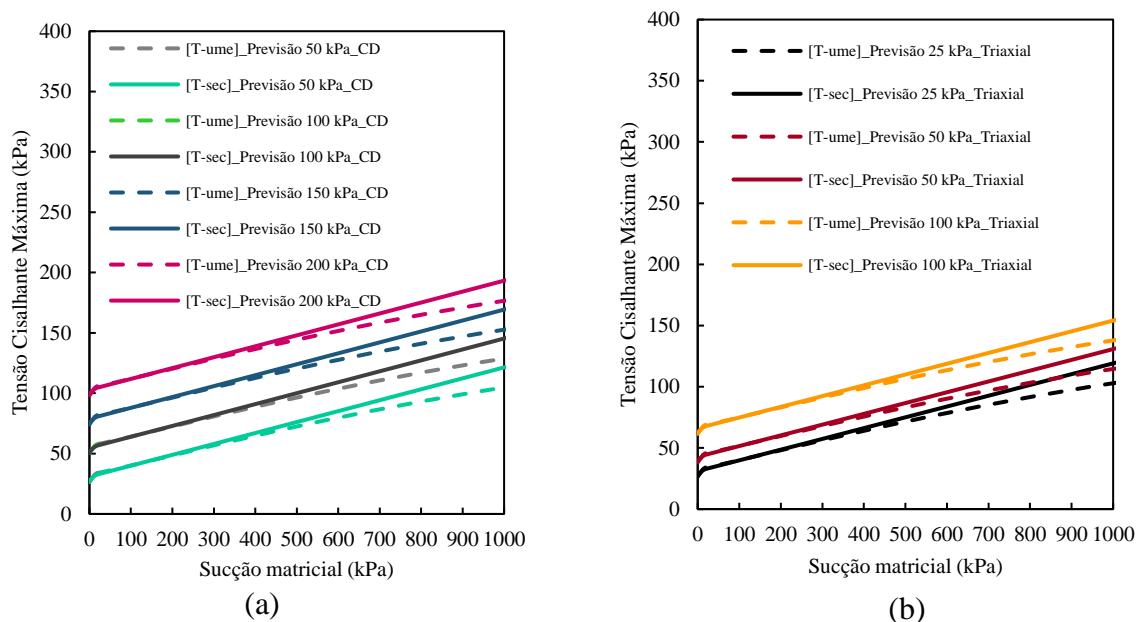
$$\kappa = [\log(\mu_a - \mu_w) - \log(\mu_a - \mu_w)_b]^y \quad (5.11)$$

$$\begin{aligned} \text{Para secagem: } y_d &= 0,502 \ln(IP + 2,7) - 0,387; \\ b_d &= -0,245 \{ \ln[n_d(IP + 4,4)] \}^2 + 2,114 \{ \ln[n_d(IP + 4,4)] \} - 3,522 \end{aligned} \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} \text{Para umedecimento: } y_w &= 3,55 y_d - 3; \\ b_w &= 0,542 b_d \left( \frac{n_d}{n_w} \right) + 0,389 \end{aligned} \quad (5.13)$$

Onde o  $IP$  é o índice de plasticidade,  $(u_a - u_w)_b$  é o valor de entrada de ar,  $y_d$  corresponde a previsão para a trajetória de secagem e  $y_w$  para a de umedecimento,  $b_d$  o parâmetro para a secagem,  $b_w$  para umedecimento,  $n_d$  o fator de ajuste para secagem e  $n_w$  para o umedecimento, ambos pelo método de Fredlund e Xing (1994), Tabela 5.6.

Figura 5.27- envoltória de tensão cisalhante vs. sucção matricial para o modelo matemático proposto por Guan *et al.* (2010): (a) ensaio de cisalhamento direto (b) ensaio de compressão triaxial.



Os parâmetros de entrada utilizados no ensaio triaxial e cisalhamento direto correspondem ao critério de ruptura arbitrário. Analisando a Figura 5.15 é perceptível que a histerese afeta a resistência ao cisalhamento do solo laterítico estudado. Para a trajetória de umedecimento, os valores de resistência ao cisalhamento são inferiores aos obtidos considerando a trajetória de secagem. Essa diferença pode ser relacionada à área de contato da água com o solo que afeta as forças entre as partículas e resulta em uma menor resistência ao cisalhamento durante o umedecimento.

Entretanto é importante salientar que não foi possível realizar a calibração dessa metodologia, já que seria necessário a utilização de equipamentos com controle de sucção. Tampouco há dados na literatura a respeito da eficácia desse método em solos lateríticos.

## 5.12. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em síntese, avaliando os resultados apresentados ao longo deste capítulo é possível inferir que o solo do Campo Experimental apresentou caráter colapsível. Esse é um condicionante que desencadeia patologias em estruturas assentes sobre esse terreno. Salienta-

se também a importância do estudo da Mecânica dos Solos Não Saturados.

Em geral, o solo apresenta em sua composição caulinita, haloisita e gibbsita. Além da presença significativa de óxidos de ferro que garantem ao solo sua coloração avermelhada. As curvas granulométricas com e sem defloculante indicam que o solo apresenta agregação das partículas. Por conseguinte, o efeito da mineralogia e da estrutura são facilmente visualizadas no comportamento do solo. Sob esse viés, destaca-se que as curvas características apresentam claramente o formato bimodal de distribuição dos poros. Da mesma maneira que demonstram que o solo é susceptível a variação no teor de umidade.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento são fortemente afetados pela metodologia utilizada em sua avaliação. Ao avaliar os ensaios de cisalhamento direto é possível inferir que com a inundação o intercepto coesivo reduziu mais de 50%, enquanto não houve variação significativa para o ângulo de atrito. A perda de sucção do material é a responsável por essa significativa redução. Ao analisar as curvas características é possível observar o fenômeno da histerese. A partir de correlações empíricas observa-se que esse fator afeta na resistência ao cisalhamento do solo.

## **6. EFEITO DA INUNDAÇÃO NOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGAS REALIZADAS NAS ESTACAS ESCAVADAS EM ESTUDO**

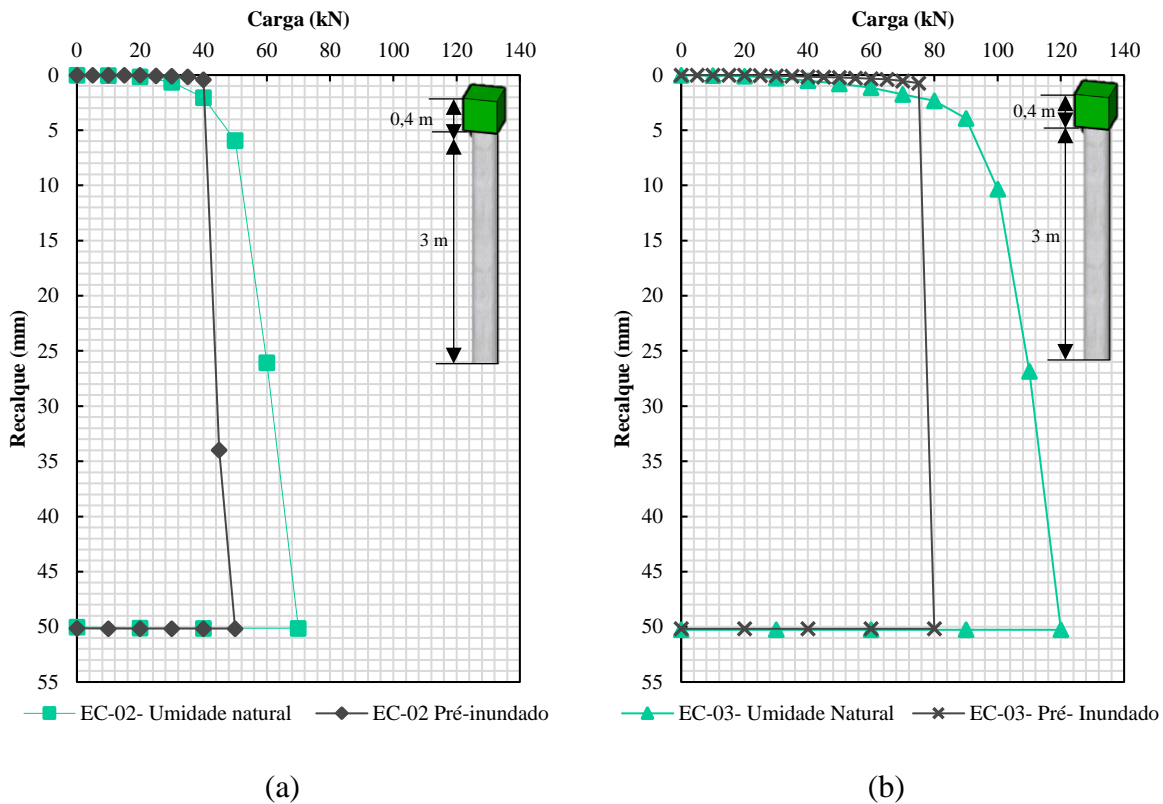
O presente capítulo apresenta os resultados dos ensaios de prova de carga estática com a pré inundação do terreno. Salienta-se que os resultados obtidos na condição natural foram apresentados no Capítulo 3, sendo esses realizados por Masutti (2020). De maneira simplificada, foram ensaiadas duas tipologias de estacas escavadas a trado, ambas com diâmetro de 30 cm e 3 m de comprimento (concreto com resistência de 20 MPa após 28 dias). Sendo que o primeiro conjunto analisado consistiu em duas estacas convencionais, ou seja, que mobilizam resistência por atrito lateral e de ponta. Já o segundo, corresponde a três estacas reforçadas com a inserção de camada de 30 cm de pedra britada compactada no fundo da perfuração. Cabe ressaltar ainda que cada estaca foi construída isoladamente. As estacas foram inicialmente ensaiadas na condição natural do terreno e posteriormente reensaiadas na condição de pré inundação. Sendo essa metodologia consoante com a utilizada nos ensaios edométricos duplos para o estudo da colapsibilidade do solo.

### **6.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA**

Conforme explicado na metodologia apresentada no Capítulo 4, antes da execução dos ensaios de prova de carga estática o solo de fundação foi inundado por um período mínimo de 96 horas. Por conseguinte, visando garantir um acréscimo no grau de saturação do material, foi realizado o controle de umidade na profundidade de 2 m, através do método da frigideira em campo. Os resultados indicaram um acréscimo de 12% sobre o teor de umidade natural, gerando na interface solo-elemento a criação de um caminho para a percolação da água e consequentemente facilitando a inundação do solo circundante à estaca.

A Figura 6-1 (a; b) compara o comportamento das duas estacas escavadas convencionais estudadas na condição natural e inundada do terreno. Na condição natural cada estágio de carregamento aplicado foi de 10 kN. No estado de pré-inundação do terreno esse valor foi reduzido para 5 kN objetivando obter um maior número de pontos a serem analisados. Nas quatro curvas carga versus recalque o máximo deslocamento obtido foi de cerca de 50 mm, que é a capacidade máxima dos deflectômetros utilizados no ensaio.

Figura 6-1: Resultados dos ensaios de prova de carga estática na condição de natural e de pré inundação do terreno: (a) EC-02; (b) EC-03.



Conforme apresentado na Figura 6-1, nas curvas obtidas na condição de umidade natural do solo, para um recalque próximo a 2 mm, o acréscimo dos deslocamentos ocorre de maneira praticamente linear. Após os 2 mm a curva adota um comportamento exponencial, onde observa-se uma oscilação maior da magnitude dos recalques medidos. Em outras palavras, o solo começa a se deformar para baixas tensões aplicadas, entretanto as deformações são pequenas. No momento em que as deformações começam a ficar acentuadas (condição natural) é quando as curvas referentes à prova de carga inundada têm uma queda brusca de resistência. Tal fato pode ser atrelado a estrutura do material, as partículas do solo colapsável após inundação, se agrupam acarretando a diminuição do volume do solo.

Assim, nas quatro de curvas carga versus recalque (Figura 6-1) foi observado uma fase elástica caracterizada por uma variação pequena de deslocamentos e uma fase plástica que é marcada por uma variação rápida de recalques como resposta de uma evidente perda de resistência do solo. Observa-se que, com a inundação, a rigidez é maior para pequenos deslocamentos, do que na situação não inundada. Na Tabela 6-1 é apresentada a carga máxima atingida em cada prova de carga e o respectivo recalque.



Tabela 6-1: Cargas e recalques atingidos em cada prova de carga de estacas convencionais.

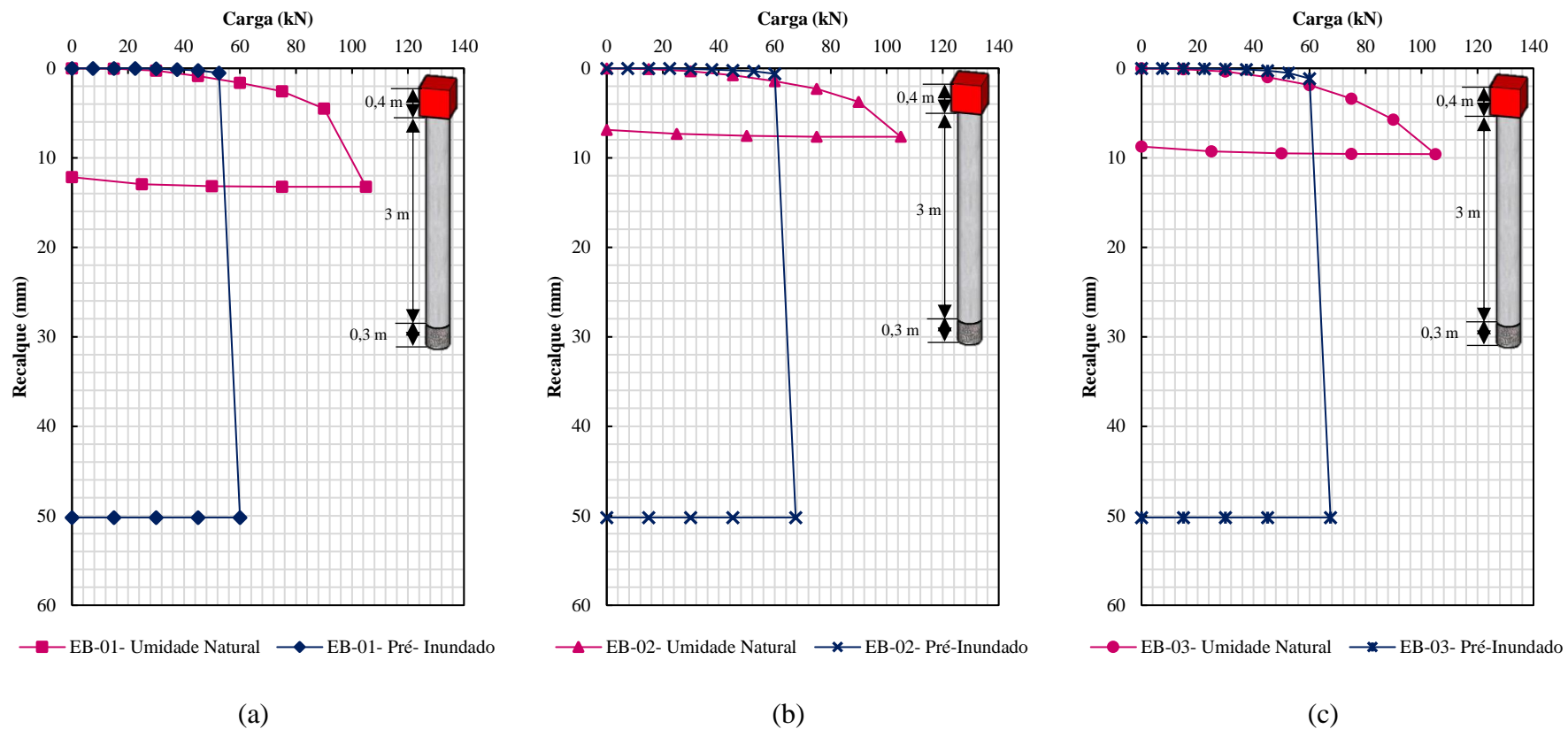
Estado	EC-01		EC-02		EC-03		Carga Máxima
	Carga máx. (kN)	Recalque (mm)	Carga máx. (kN)	Recalque (mm)	Carga máx. (kN)	Recalque (mm)	Faixa de variação (kN)
<b>Natural</b>	75,00	21,04	70,00	50,13	120,00	50,27	70-120
<b>Inundada</b>	-	-	50,00	50,16	80,00	50,18	50-80

A curva corresponde à estaca EC-01 é demonstrada no Capítulo 3, salienta-se que tal estaca não foi submetida ao reensaio na condição inundada. A partir da Tabela 6-1 é possível verificar que na condição natural as estacas EC-01 e EC-02 apresentam valores semelhantes, entretanto ao avaliar a EC-03 em conjunto com a EC-02 há um acréscimo de 41,67% no valor de capacidade de carga final. Ao comparar EC-02 e EC-03 na condição inundada têm-se uma variação de 30 kN entre as capacidades de carga finais. Com a inundação do solo há uma redução evidente da carga final aplicada para atingir o mesmo recalque obtido na prova de carga na condição natural. A Figura 6-2 (a, b; c) compara o comportamento das três estacas escavadas reforçadas estudadas na condição natural e inundada do terreno. Na condição natural cada estágio de carregamento aplicado foi de 15 kN. No estado de pré-inundação do terreno esse valor foi reduzido para 7,5 kN objetivando obter um maior número de pontos a serem analisados.

Conforme apresentado na Figura 6-2 a máxima carga aplicada em todas as estacas reforçadas (condição natural) foi de 105 kN. No entanto, para atingir essa carga cada estaca apresentou um recalque distinto. Nas curvas obtidas com o solo na condição natural é possível observar linearidade do aumento dos recalques até uma carga aproximada de 30 kN. Até esse ponto, há uma pequena variação dos deslocamentos, sendo eles inferiores a 1 mm. A partir desse ponto a variação de recalques ocorre de maneira acentuada, salienta-se que nesta condição a curva assume um formato exponencial.

De maneira análoga ao que ocorreu nas estacas convencionais, quando as deformações começam acentuar-se na condição natural, as curvas referentes à prova de carga inundada têm uma queda brusca de resistência. Isso sinaliza uma redução mais intensa da parcela de ponta com a inundação.

Figura 6-2: Resultados dos ensaios de prova de carga estática na condição natural e de pré-inundação do terreno: (a) EB-01 (b) EB-02 (c) EB-03.



Nas seis curvas (Figura 6-2) pode ser observado uma fase elástica onde ocorre uma pequena variação de recalques e uma fase plástica iniciada após o ponto de inflexão (30 kN), cuja oscilação dos recalques ocorre de maneira rápida. Isso ocorre devido a perda de resistência do solo. Na Tabela 6-2 é apresentada a máxima carga atingida em cada prova de carga e o respectivo recalque. Na condição natural a capacidade resistiva máxima não apresentou variabilidade, já os recalques finais apresentaram uma faixa de variação entre 9,6 e 13,2 mm indicando uma dispersão acentuada desses dados. Já na Condição Inundada a capacidade de carga máxima indica uma diferença de apenas 11,11%, sendo esse um indicativo de homogeneidade dos dados. Ainda na condição inundada todas as provas de carga atingiram o limite de 50 mm dos deflectômetros.

Tabela 6-2: Cargas e recalques atingidos em cada prova de carga das estacas reforçadas.

Estado	EB-01		EB-02		EB-03		Carga Máxima	Recalque
	Carga máx. (kN)	Desloc. (mm)	Carga máx. (kN)	Desloc. (mm)	Carga máx. (kN)	Desloc. (mm)	Faixa de variação (kN)	Faixa de variação (mm)
<b>Natural</b>	105,00	13,24	105,00	7,65	105,00	9,59	-	9,6-13,2
<b>Inundada</b>	60,00	50,19	67,50	50,19	67,50	50,19	60-67,5	-

Os resultados das provas de carga podem ser analisados em termos de energia do trecho de descarregamento. Nesse espectro, observa-se que os ensaios realizados com a inundação do terreno, não apresentam recuperação elástica. Sendo esse um indicativo que a capacidade resistiva atingiu seu limite. Bem como, o último estágio de carga aplicado pode ter gerado uma destruição local da estrutura porosa do solo.

No entanto, a rigidez inicial das estacas conservou-se constante. Este é um indicativo de que o atrito lateral teve uma pequena perda com a inundação, enquanto a ponta teve uma perda significativa. Logo, é possível inferir que os danos pela inundação só serão de elevada grandeza se a estaca atingir uma certa magnitude de carregamento que culminará na perda acentuada de resistência. Em outras palavras, para maiores magnitudes de carregamento há uma mobilização maior da ponta, que, no entanto, estima-se que houve uma maior perda de resistência na condição inundada. A partir das Figura 6-1 e Figura 6-2, constata-se que não é possível afirmar que o solo sofreu colapso. Entretanto, observa-se nos ensaios uma perda na sucção do material com a inundação, o que justifica a brusca redução da capacidade de suporte.

6.2. ESTIMATIVA DAS PARCELAS DE RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL E CARGA DE RUPTURA PELO MÉTODO DA RIGIDEZ

O Método da Rigidez de Décourt (1998; 2002 a) foi aplicado às estacas EC e EB considerando os valores obtidos nas PCE na condição natural e de reensaio na com inundação. As curvas de Rigidez versus Carga para as estacas EC são apresentadas na Figura 6-3 e para as estacas EB na Figura 6-4.

Figura 6-3: Curva rigidez versus carga para as estacas convencionais.

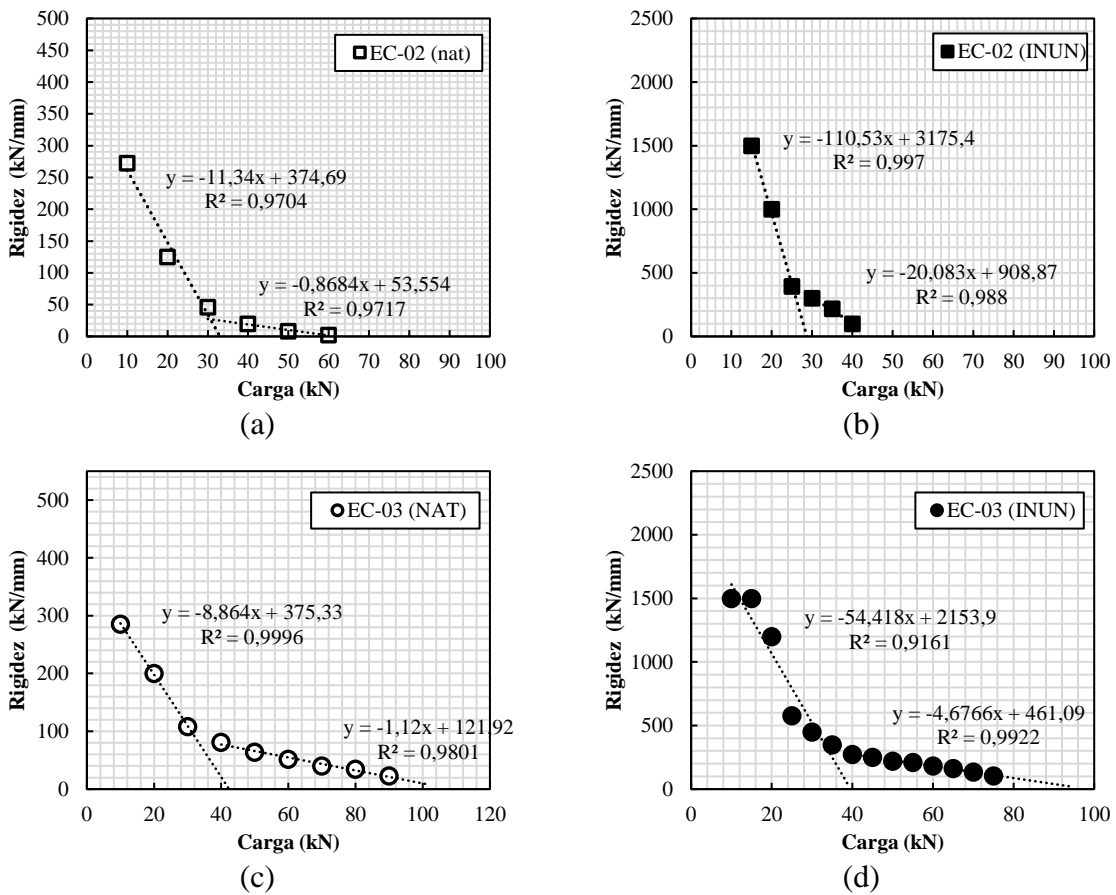
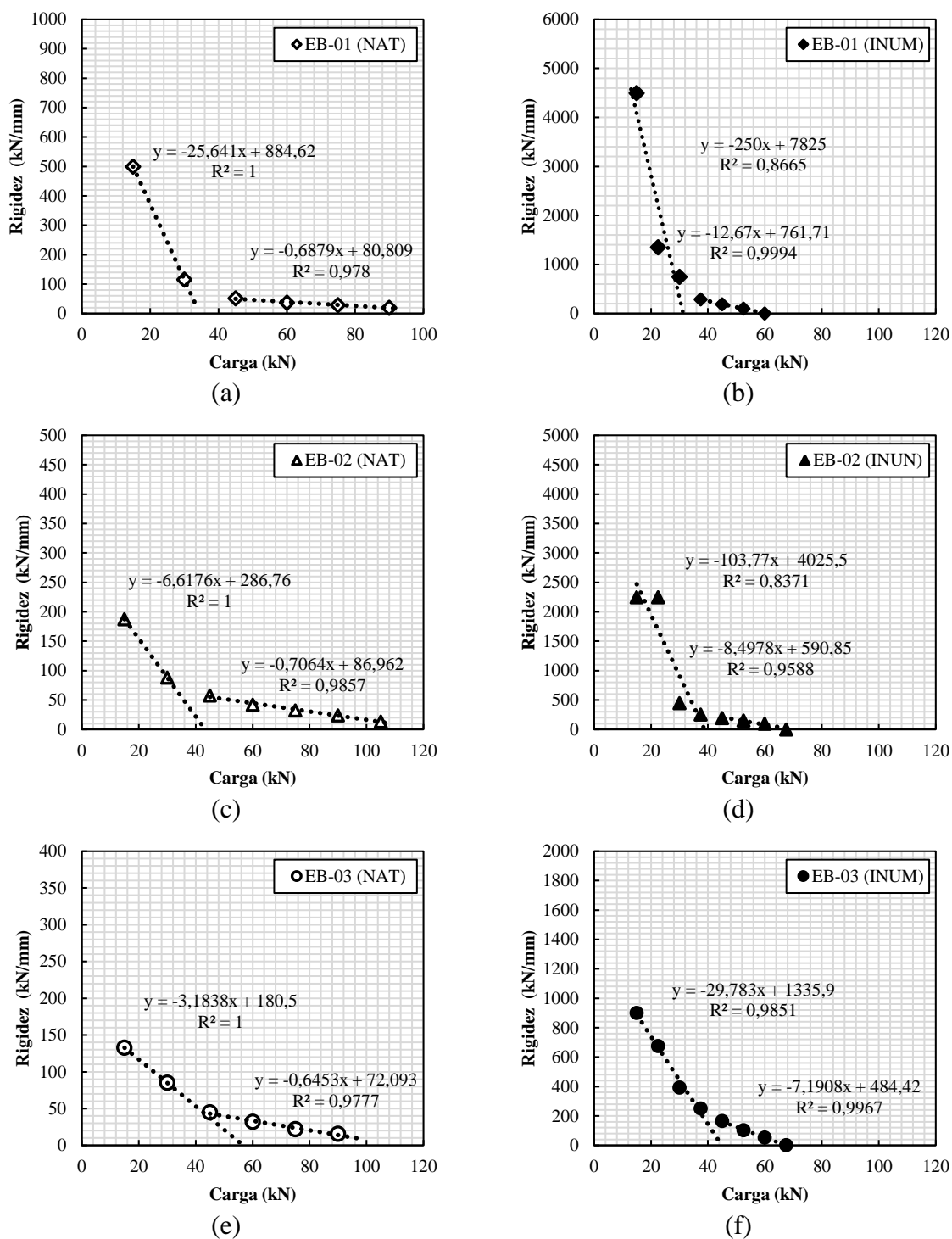


Figura 6-4: Curva rigidez versus carga para as estacas reforçadas.



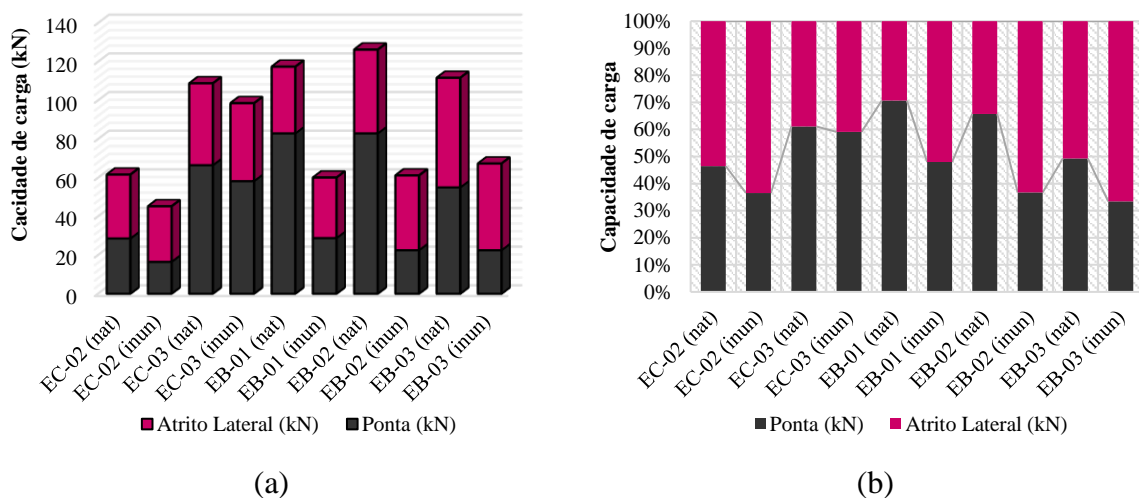
A Tabela 6-3 apresenta a carga de ruptura obtida e a resistência por atrito lateral no método da Rigidez para as estacas EC e EB na condição natural e inundada do terreno. Bem como as porcentagens de distribuição da resistência ao longo do elemento estrutural.

Tabela 6-3: Resultados obtidos com o Método da Rigidez.

PCE	Método da Rigidez				
	Carga de Ruptura	Atrito Lateral	Ponta	Atrito Lateral	Ponta
	kN	kN	kN	(%)	(%)
<b>EC-02 (NAT)</b>	61,67	33,04	28,63	53,58	46,42
<b>EC-02 (In.)</b>	45,26	28,73	16,53	63,48	36,52
<b>EC-03 (NAT)</b>	108,86	42,34	66,51	38,90	61,10
<b>EC-03 (In.)</b>	98,60	40,32	58,27	40,90	59,10
<b>EB-01 (NAT)</b>	117,47	34,50	82,97	29,37	70,63
<b>EB-01 (In.)</b>	60,12	31,30	28,82	52,06	47,94
<b>EB-02 (NAT)</b>	123,11	43,33	79,77	35,20	64,80
<b>EB-02 (In.)</b>	69,53	38,70	30,83	55,65	44,35
<b>EB-03 (NAT)</b>	111,72	56,69	55,03	50,75	49,25
<b>EB-03 (In.)</b>	67,37	44,85	22,51	66,58	33,42

A Figura 6-5 apresenta a avaliação das parcelas de resistência por atrito lateral e ponta para as curvas carga versus recalque realizadas na condição natural e inundada do terreno. No ensaio a capacidade resistiva da estaca EC-03 é superior à estaca EC-02, avaliando-as pelo método da rigidez verifica-se que a resistência de ponta é superior a parcela por atrito lateral e a resistência de ponta da EC-02.

Figura 6-5: Análise do Método da Rigidez: (a) capacidade de carga (b) porcentagem da capacidade de carga.



Conforme esperado, em estacas escavadas, a EC-02 apresenta uma maior porcentagem de resistência por atrito lateral. A inserção de uma camada de pedra britada no fundo da perfuração objetivava o aumento da parcela de resistência de ponta. Através do método da Rigidez ao comparar as estacas EB (nat) com a EC-02 (nat) houve um acréscimo na resistência de ponta. No entanto, no reensaio com inundação essa parcela reduziu em torno de 60% para as estacas EB.

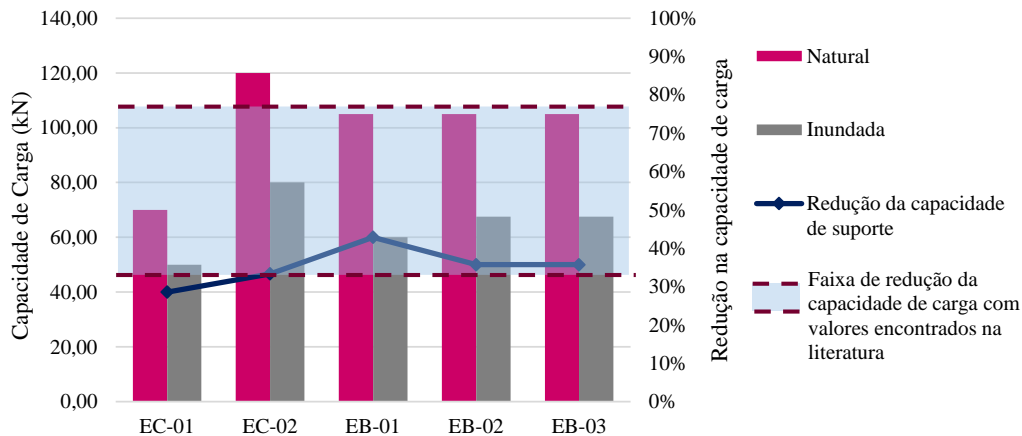
Avaliando os valores médios de resistência por atrito lateral, verifica-se uma diferença de 16% entre as estacas EC e EB na condição natural. Sendo esse um indicativo que o acréscimo na capacidade resistiva das estacas EB provém da inserção da camada de pedra britada compactada no fundo da perfuração (resistência de ponta). Estima-se também que o processo executivo da camada de brita pode ter compactado o solo circundante, reduzindo assim o índice de vazios do solo entorno dessa espessura. Entretanto, com a inundação esse ganho de resistência foi perdido. A densificação radial do solo não foi controlada, ou seja, o material só apresentaria estrutura estável se compactado na umidade ótima. Com isso a compactação em torno da camada de brita pode não ter sido suficiente para o melhoramento do solo colapsível.

Na condição de reensaio com inundação houve um acréscimo na resistência por atrito lateral em todas as estacas. Massad *apud* Scallet (2013) levantam a hipótese que esse valor adicional seria referente a resistência de ponta aprisionada no primeiro ensaio. É importante destacar que essa metodologia é empírica e devido à falta de instrumentação esses valores não podem ser validados. Contudo, conforme apresentado, o método possibilitou nortear algumas explicações a respeito da capacidade resistiva máxima das estacas.

### 6.3. REDUÇÃO DA CAPACIDADE RESISTIVA MÁXIMA

Com a inundação a parcela de resistência por atrito lateral também é afetada. Em suma, quanto menor a sucção menor a resistência lateral na interface entre solo-estaca. As Figura 6-1 e Figura 6-2 mostram que o processo de inundação provocou uma redução na carga última, sendo de 29% para EC-01, 33% para EC-02, 43% para EB-01 e 36 % para as estacas EB-02 e EB-03. Os resultados da capacidade de carga das estacas foram plotados em um gráfico de barras com a finalidade de simplificar a sua visualização na Figura 6-6.

Figura 6-6: Avaliação da perda da capacidade de suporte com a inundação do solo.



Observa-se na Figura 6-6 que a inundação altera o teor de umidade do terreno, gerando uma expressiva redução da capacidade resistiva do solo. De acordo com Camapum de Carvalho et al. (1995), no caso de solos tropicais porosos a intensa lixiviação e laterização acarretam redução da influência da história de tensões na estrutura e comportamento do solo. Partindo desse pressuposto, independentemente do local onde o ensaio foi realizado, é possível avaliar a influência da inundação em estacas que foram executadas com processos construtivos semelhantes.

Para estacas escavadas imersas em solo colapsível, a faixa de variação da redução da capacidade resistiva em condição de reensaio situa-se entre 32% e 77% (SILVA, 1990; LOBO et al., 1991; FERNANDES, 1995; GONÇALVES, 2006, COUTINHO et al., 2010; SCALLET, 2013). Na presente pesquisa essa faixa se situou entre 29 e 43%. Salienta-se que no gráfico apresentado na Figura 6-6 é demonstrada a faixa de redução dos valores, em conjunto com os valores obtidos nos ensaios.

Os resultados de capacidade de carga no estado natural aumentaram com a inserção do reforço de pedra britada na estaca, todavia essa reduziu significativamente com a inundação do solo. Com isso, é possível inferir que em condição de inundação a capacidade de carga das estacas escavadas é governada pelo atrito lateral, conforme observado pelo Método da Rigidez (item 6.2.4).



#### 6.4. PREVISÃO SEMI-EMPÍRICA DA CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga geotécnica das estacas foi estimada por intermédio dos métodos semi-empíricos de Décourt & Quaresma (nomeado D&Q) e Aoki & Velloso (nomeado A&V) com os fatores originais e pela contribuição de Laprovitera, Benegas e Monteiro, nomeado L, sendo essa indicada por Velloso e Lopes (2010). As estacas apresentam área transversal de 0,0707 m<sup>2</sup> e perímetro de 0,942 m. Na Tabela 6-4 é apresentado os valores dos parâmetros e coeficientes que foram utilizados em cada método de cálculo.

Tabela 6-4: Parâmetros e coeficientes utilizados nos métodos semi-empíricos.

<b>Estaca</b>	<b>D&amp;Q</b>	<b>A&amp;V</b>	<b>L</b>
		$\alpha= 3,0\%$	$\alpha= 5,0\%$
<b>Escavada</b>	$\alpha=0,85$	$k= 330 \text{ kPa}$	$k= 300 \text{ kPa}$
	$\beta= 0,80$	$F1= 3,0$	$F1= 4,5$
		$F2= 6,0$	$F2= 4,5$

A primeira hipótese avaliada é com a utilização dos valores médios de  $N_{SPT}$  (Capítulo 3) na condição natural do terreno. A segunda consiste na realização dos cálculos com os valores de  $N_{SPT}$  das sondagens realizadas com a circulação de água (Capítulo 5). Na Tabela 6-8 são apresentados os resultados do cálculo da carga total prevista ( $Q_t$ ), atrito lateral ( $Q_l$ ) e ponta ( $Q_p$ ), por meio dos métodos semi-empíricos supracitados.

Tabela 6-5: Valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos semi-empíricos.

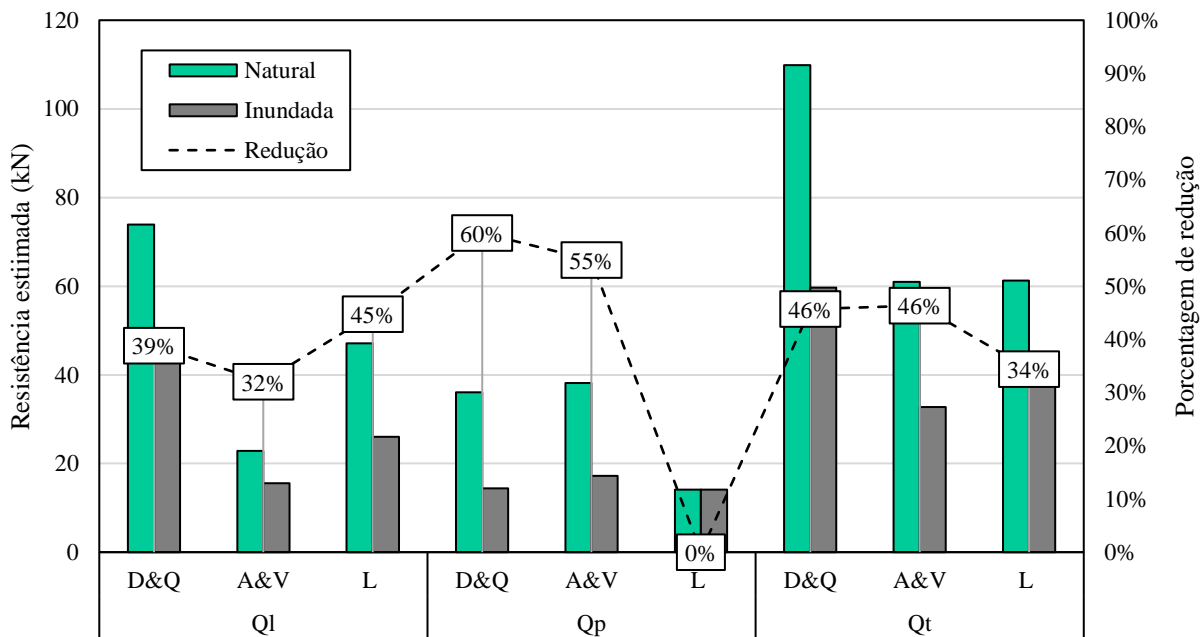
<b>Métodos semi-empíricos</b>	<b>Hipótese 1 (natural)</b>			<b>Hipótese 2 (inundado)</b>		
	$Q_l$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_t$ (kN)	$Q_l$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_t$ (kN)
<b>D&amp;Q</b>	73,94*	36,05*	109,9*	45,24	14,42	59,66
<b>A&amp;V</b>	22,88*	38,13*	61,01*	15,55	17,19	32,74
<b>L</b>	47,12	14,14	61,26	26,04	14,14	40,18

\* Os presentes valores podem ser verificados em Masutti (2020).

Conforme indicado na Tabela 6-8 há uma variação entre os resultados dos métodos, sendo essa atribuída às diferentes considerações de cada formulação semi empírica estudada. Os resultados indicam uma maior mobilização de  $Q_l$  do que  $Q_p$ , com exceção do método de A&V. O método de D&Q apresentou o maior valor de  $Q_t$ . De maneira análoga aos resultados

das PCE, ao realizar a estimativa da capacidade de suporte através dos métodos semi-empíricos há uma redução dos valores na condição inundada. Visando simplificar a visualização, foi plotado um gráfico de barras com a resistência estimada e as reduções de  $Q_t$ ,  $Q_l$  e  $Q_p$ , sendo esse apresentado na Figura 6-7.

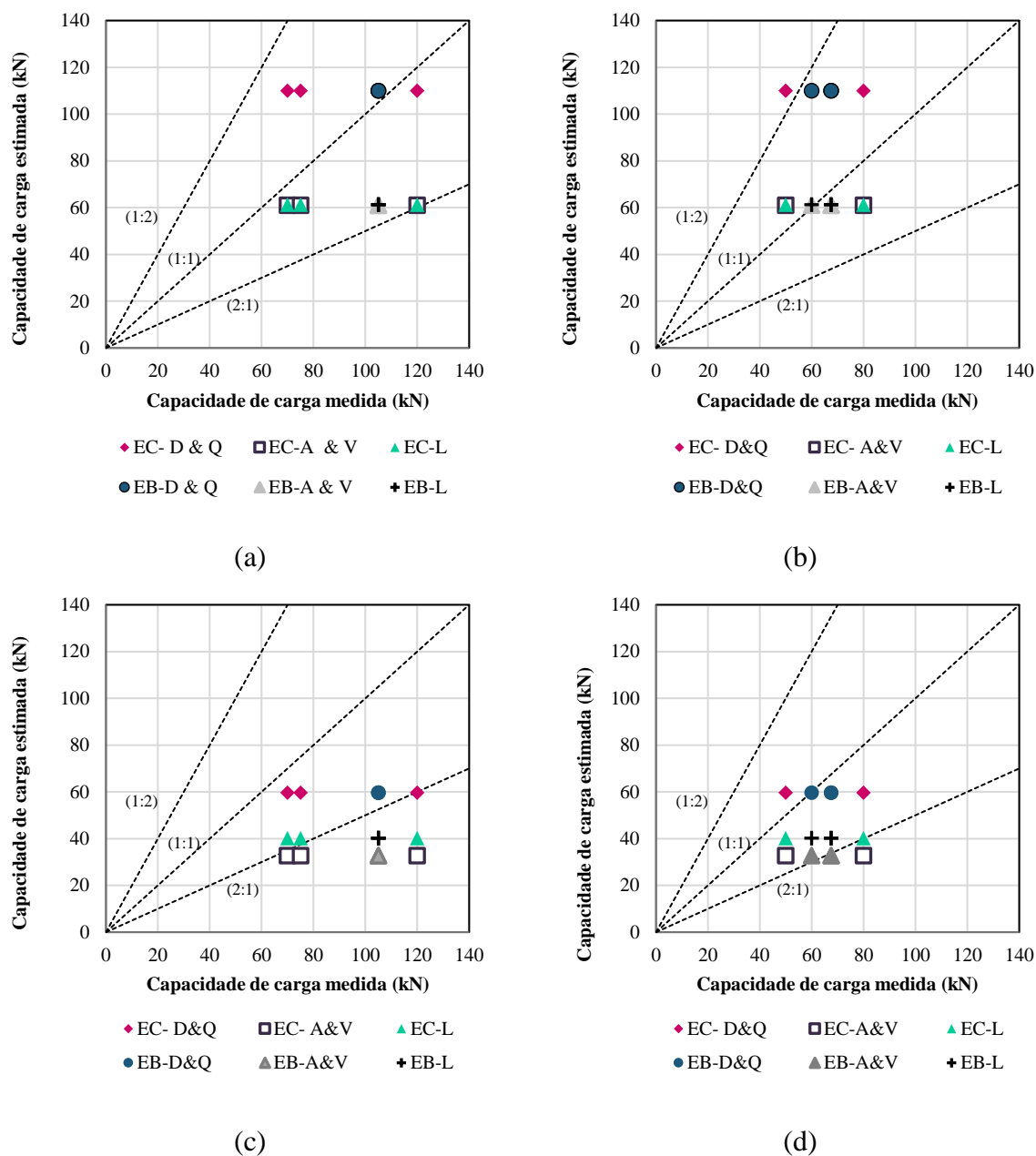
Figura 6-7: Redução da capacidade de carga prevista pelos métodos semi-empíricos.



A redução de  $Q_t$  se situa na faixa de 34 a 46% entre os métodos, valores semelhantes foram obtidos nas PCE (29-43%). De maneira análoga ao observado no método da Rigidez a maior porcentagem de redução é na parcela de resistência de ponta com exceção do método L. Com a finalidade de verificar o nível de precisão dos resultados apresentados na Tabela 6-8, foi realizada uma comparação da relação entre os valores medidos (provas de carga) e os previstos (métodos semi-empíricos). Sendo que a condição 1:1 representa a solução ideal, a 1:2 100% superior e a 2:1 100% inferior ao melhor ajuste (1:1). Em um primeiro momento foi avaliada as PCE no estado natural com os valores previstos para a mesma condição, essa análise é demonstrada na Figura 6-8 (a). Supondo que o terreno pudesse sofrer uma inundação repentina não prevista, o impacto desse fator foi avaliado na Figura 6-8 (b). Dessa forma foi analisada a correlação entre os valores previstos na condição natural e os resultados das PCE na condição inundada. Com esse mesmo objetivo foi verificado a influência da adoção do  $N_{SPT}$  para o solo

na condição inundada e as PCE sem inundação (Figura 6-8; c). Por fim, foi validado a correlação entre a carga prevista e medida para a condição inundada (Figura 6-8;d).

Figura 6-8: Diagramas de dispersão de resistência medida e prevista: (a) PCE e valores estimados na condição natural; (b) PCE na condição inundada e capacidade de carga estimada na condição natural; (c) PCE (natural) e valores estimados para o solo inundado; (d) Carga prevista e medida na condição inundada.



Para os resultados na condição natural (Figura 6-8; a) a previsão de  $Q_t$  das estacas EC ficou entre os limites superior (1:2) e inferior (2:1) a 100%. Entretanto, tais valores apresentam dispersão da solução ideal (1:1). É importante destacar que o  $Q_t$  de ensaio para todas as estacas

EB foi igual a 105 kN. Nessa condição, os resultados mais próximos da solução ideal foram obtidos pelo método de D&Q.

Para a carga natural medida e a inundada prevista (Figura 6-8;b), os valores pelo método D&Q se situam limitrofes ao limite superior (2:1). Sendo esse um indicativo de cautela na adoção desses valores, já que os mesmos podem indicar que a estrutura seria subdimensionada. Os demais valores se situam em torno da solução ideal. Para a carga inundada medida e a natural prevista (Figura 6-8;c), com exceção dos resultados por D&Q, os demais se enquadraram abaixo do limite inferior (2:1), ou seja, essa é uma orientação que a estrutura seria superdimensionada acarretando em um maior custo. A avaliação na condição natural (Figura 6-8;d) indica que os resultados obtidos pelo método de D&Q se aproximam da solução ideal (1:1), os demais resultados se enquadram entre a solução ideal e o limite inferior (2:1).

## 6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A inserção do reforço na estaca acarreta no aumento da capacidade de carga na condição natural, no entanto, com a inundação a mesma é reduzida significativamente. Para o solo inundado a capacidade de carga é governada pelo atrito lateral, conforme observado pelo Método da Rigidez e pelos métodos semi-empíricos analisados.

Em suma, uma fundação dimensionada baseada apenas nos métodos semiempíricos amplamente difundidos no meio técnico brasileiro pode não abranger todas as peculiaridades do solo colapsível. Nesse viés, utilizando como exemplo uma fundação dimensionada para uma determinada sucção, o valor de fator de segurança será superior ao determinado quando a sucção aumentar e menor quando a sucção diminuir.

Salienta-se que a sucção está diretamente ligada a variação de umidade, ou seja, ela varia com precipitações e outros eventos que geram a inundação do solo. Assim, a eficiência estrutural de uma edificação está vinculada ao entendimento comportamental do perfil de solo.

A camada de brita compactada no fundo da perfuração pode ter gerado a densificação do solo circundante a ela, o que conseqüente reduzirá a compressibilidade do solo. Essa técnica de melhoramento da capacidade resistiva foi eficiente para a redução dos recalques quando comparado com as estacas convencionais no estado natural. Entretanto, na condição inundada houve uma redução brusca na resistência das estacas EB, ou seja, a redução dos índices de

vazios do solo pela compactação da brita não foi suficiente para provocar o melhoramento do solo colapsível. Sob esta perspectiva, alternativamente seria interessante a utilização de estacas longas e de pequeno diâmetro, já que estas apresentam uma maior porcentagem de atrito lateral. Ressalta-se que pelo Método da Rigidez a parcela de atrito lateral apresentou a menor porcentagem de redução com a inundação do solo subjacente.

## 7. MODELAGEM NUMÉRICA

O Capítulo 7 objetiva a simulação numérica dos ensaios de prova de carga estática de carregamento lento realizados nessa pesquisa. A validação desses resultados serviu para avaliar se a modelagem é capaz de prever o comportamento das estacas em campo. Para tal, a validação numérica analisou o comportamento a compressão das estacas escavadas convencionais e reforçadas, considerando as condições natural e saturada do solo. A calibração dos modelos numéricos foi realizada por intermédio dos ensaios laboratoriais. Os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga e suas respectivas interpretações foram confrontadas com os resultados da modelagem numérica, que serão apresentados no presente capítulo.

### 7.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD) foram utilizados para determinar os parâmetros do modelo de Mohr-Coulumb (MC) e Hardening Soil (HS) para uso em análises 2D no PLAXIS. Em sequência, foi feita a simulação dos ensaios laboratoriais mediante o uso da ferramenta “*Soil Test*” acoplada no software supracitado. Por fim, nesse item, foi realizada uma comparação dos resultados laboratoriais e numéricos, sendo constatado que ambos os resultados estavam em acordo corroborando para a eficácia do estudo.

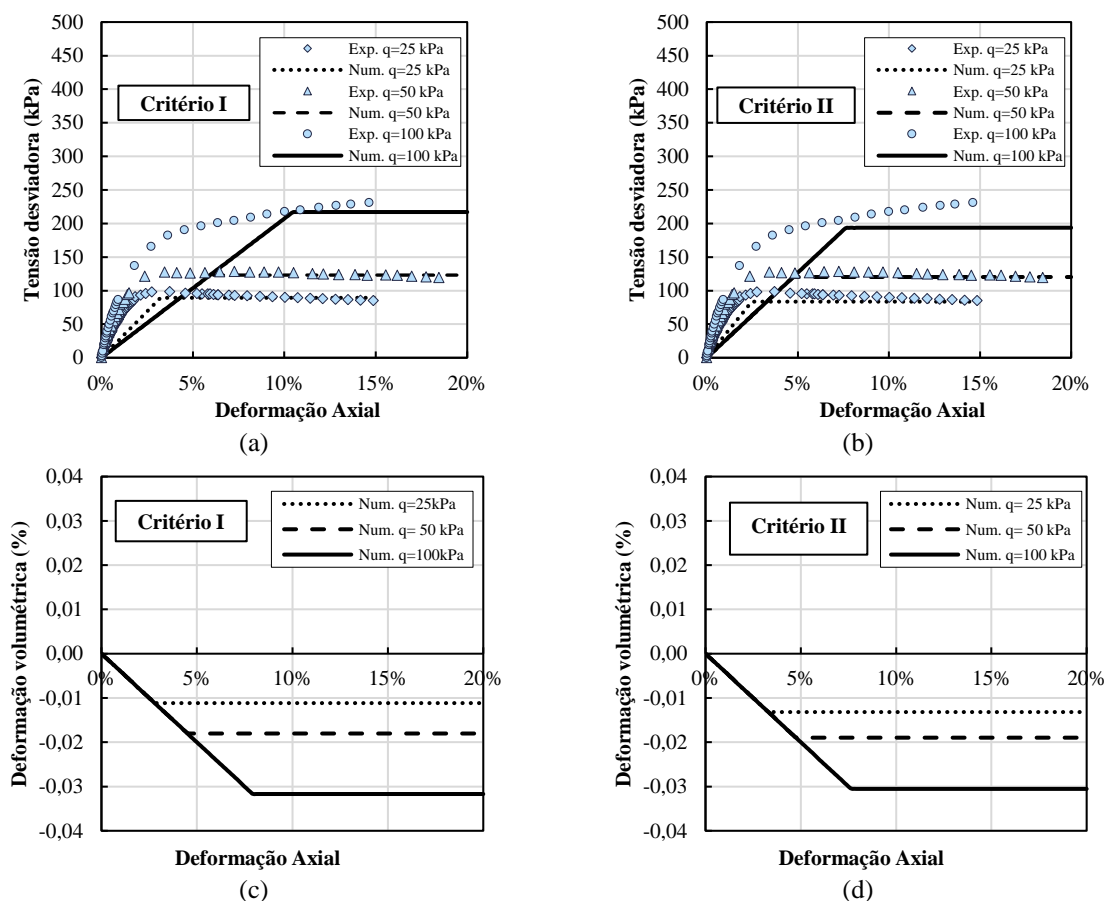
Conforme apresentado no Capítulo 5, os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) foram obtidos utilizando dois critérios de ruptura para curvas *Strain Hardening*: Campos e Carrillo (1995), Critério I e Fredlund e Vanapalli (2002), Critério II. Conforme discutido no Capítulo 5, o material encontra-se no estado fofo, e assim o ângulo de dilatância foi tomado como zero. Tal fato, pode ser confirmado observando as curvas de variação volumétrica versus deformação horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto onde somente a compressão do material foi observada.

Para a aplicação do modelo de MC é necessário obter o módulo de elasticidade ( $E$ ). Posto isto, através dos resultados do ensaio de compressão triaxial foi possível a obtenção do  $E$  para as tensões confinantes de 25, 50 e 100 kPa. No Capítulo 5 (Figura 5.22) é demonstrado um gráfico com a variação do  $E$  para todas as deformações axiais medidas. A Tabela 7.1 apresenta os resultados de  $E$  em conjunto com sua média.

Tabela 7.1- Determinação do módulo de Young,  $E$ .

Tensão	Critério I	Critério II
	Módulo de Young (kPa)	Módulo de Young (kPa)
<b>25 kPa</b>	2645	2645
<b>50 kPa</b>	3081	3081
<b>100 kPa</b>	2566	1881
<b>Média</b>	2764	2536

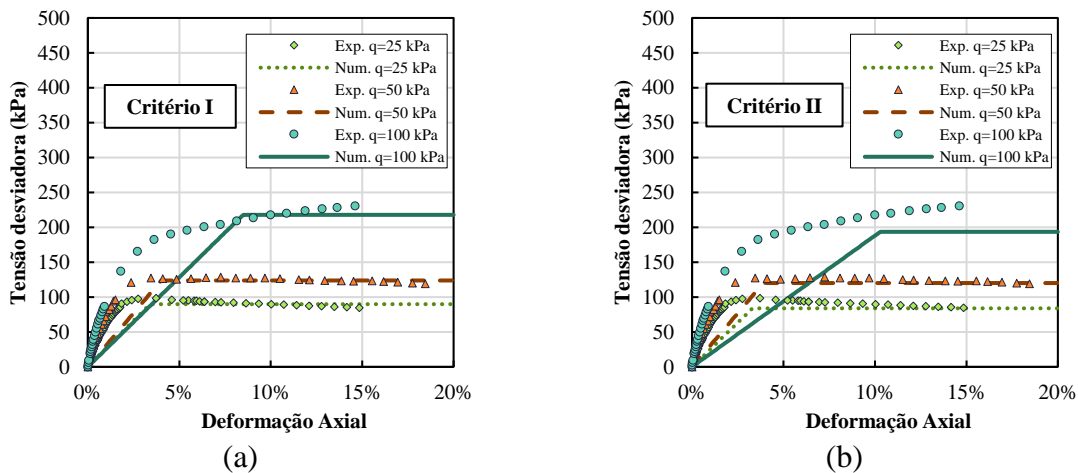
Conforme apresentado na Tabela 7.1 o módulo de elasticidade médio é igual a 2764 kPa para o Critério I e 2536 kPa para o Critério II. Para o coeficiente de Poisson foi estimado um valor médio de 0,35 mediante a faixa apresentada por Das (2007) para argilas. A Figura 7.1 (a; c) compara os resultados de tensão desviadora versus deformação axial obtidas experimentalmente e simuladas numericamente pelo modelo MC. Não foi possível realizar a medida de deformação volumétrica experimentalmente, no entanto ela foi prevista numericamente e é apresentada na Figura 7.1 (b; d).

Figura 7.1- Resultados experimentais e numéricos dos ensaios de compressão triaxial adotando a média dos valores  $E$  (a) Critério I; (b) Critério II; (c) Critério I; (d) Critério II.

Observa-se na Figura 7.1 (a; c) que para as primeiras leituras realizadas no ensaio de compressão triaxial os resultados numéricos não apresentam boa concordância com resultados os experimentais. Entretanto, para os pontos finais, as curvas numéricas MC e experimentais se aproximam indicando um bom resultado. Com exceção da curva de 100 kPa (Critério II) onde não foi observado um bom ajuste. Na Figura 7.1 (c; d) foi demonstrada a previsão da deformação volumétrica evidenciando o que o solo apresenta apenas um comportamento de compressão. Essa premissa corrobora com os resultados do ensaio de cisalhamento direto, nos quais não foi observado o fenômeno de dilatância.

O  $E$  é dependente do nível de tensões (Tabela 7.1), dessa forma a adoção de um valor médio muitas vezes não garante um ajuste adequado das curvas numéricas e experimentais. Conforme pode ser observado na Figura 7-1, não houve uma boa concordância dos resultados numéricos com os experimentais para os primeiros pontos. Com isso, a Figura 7.2 apresenta as curvas de tensão desviadora versus deformação axial utilizando os valores de  $E$  de cada tensão confinante apresentada na Tabela 7.1.

Figura 7.2- Comparação entre resultados experimentais e numéricos dos ensaios de compressão triaxial adotando o valor de  $E$  obtido em cada tensão confinante aplicada. (a) Critério I; (b) Critério II.



Na Figura 7.2 os resultados numéricos se ajustam adequadamente aos experimentais a partir de 4% de deformação axial, com exceção da tensão de 100 kPa. O modelo MC não apresentou boa concordância com os dados numéricos nas curvas geradas através do modelo *Strain Hardening*. Salienta-se ainda que os resultados apresentados na Figura 7.1 (a; b) são



similares aos encontrados na Figura 7.2 (a; b). Com isso, nas próximas análises numéricas foram utilizados os valores médios de  $E$  para as análises por intermédio do modelo MC.

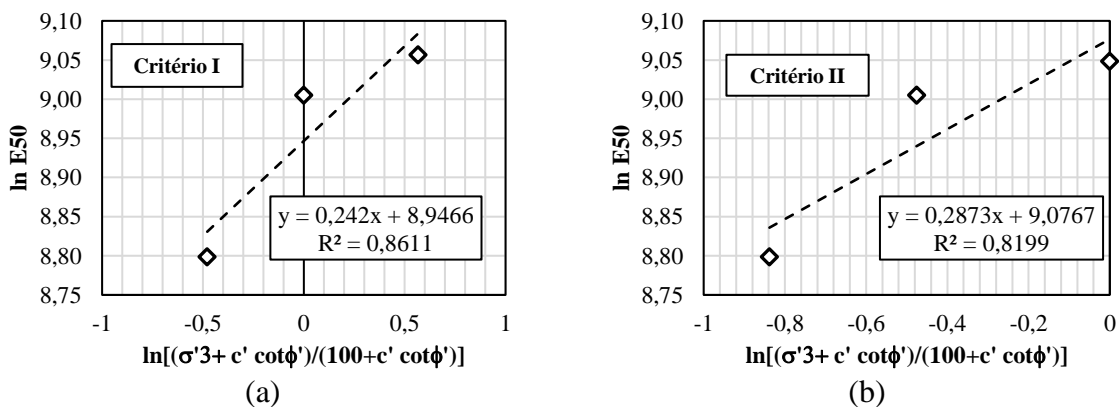
Os parâmetros necessários para o modelo de  $HS$  são: o módulo de Young correspondente a uma tensão confinante de referência ( $E_{50}^{ref}$ ), o módulo oedométrico para uma tensão vertical de referência ( $E_{oed}^{ref}$ ), módulo de Young de referência para descarregamento e recarregamento ( $E_{ur}^{ref}$ ) e o  $m$  que define o nível de dependência das tensões. Os valores de  $E_{50}$  são obtidos por meio dos gráficos de tensão desviadora *versus* deformação axial (ensaio de compressão triaxial) para cada tensão confinante estudada e são apresentados por intermédio da Tabela 7.2.

Tabela 7.2- Determinação do módulo de  $E_{50}$ .

Tensão	Critério I	Critério II
	Módulo de Young (kPa)	Módulo de Young (kPa)
25 kPa	6628	6628
50 kPa	8146	8146
100 kPa	8576	8506

Para a determinação da potência de dependência do nível de tensão/rigidez foi necessário plotar um gráfico entre o  $\ln E_{50}$  versus  $\left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{100 + c' \cot \phi'}\right)$ , sendo esse apresentado na Figura 7.3

Figura 7.3: Determinação do parâmetro de dependência das tensões ( $m$ ): (a) Critério I; (b) Critério II.



A partir da inclinação da linha de tendência (Figura 7.3) foi possível obter um valor de  $m$  próximo a 0,24 (Critério I) e 0,29 (Critério II). No trabalho de León (2017) foi encontrado o valor de 0,25 para o parâmetro  $m$  para o solo na condição saturada a 5 metros de profundidade. O material estudado pelo autor corresponde a uma argila colapsível de Brasília. Os valores de  $m$  encontrados na presente pesquisa foram bastante similares aos encontrados por Leon (2017). As equações necessárias para o cálculo dos parâmetros por intermédio do modelo HS foram apresentadas no Capítulo 2, da presente dissertação. A partir dos resultados expostos na Tabela 7.2 e Figura 7.3 foi possível calcular os valores referente ao  $E_{50}^{ref}$ . A Tabela 7.3 apresenta essa metodologia de cálculo.

Tabela 7.3- Determinação do  $E_{50}^{ref}$  para os critérios I e II.

<b>Critério I</b>			
$\sigma'_3$	$E_{50}$ (kPa)	$\left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{100 + c' \cot \phi'}\right)^m$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)
<b>25</b>	6628	0,78	8113,66
<b>50</b>	8146	0,87	8146,06
<b>100</b>	8576	1,00	7478,45
<i>Média</i>			<b>7912,72</b>
<b>Critério II</b>			
$\sigma'_3$	$E_{50}$ (kPa)	$\left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{100 + c' \cot \phi'}\right)^m$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)
<b>25</b>	6628	0,82	7545,97
<b>50</b>	8146	0,89	8807,85
<b>100</b>	8576	1,00	8505,70
<i>Média</i>			<b>8286,51</b>

A partir dos ensaios de compressão confinada foi possível calcular o  $E_{oed}^{ref}$ , no entanto o valor foi relativamente baixo frente ao  $E_{50}^{ref}$ , não sendo possível realizar o cálculo no software PLAXIS 2D. Com isso, para validar os ensaios triaxiais foi utilizado que o  $E_{50}^{ref} \cong E_{oed}^{ref}$ , conforme recomendado por Brinkgreve et al. (2020). Ainda de acordo com o autor citado, o  $E_{ur}^{ref}$  pode ser considerado três vezes o valor de  $E_{50}^{ref}$ . A Tabela 7.4 apresenta os dados utilizados na análise pelo modelo HS.

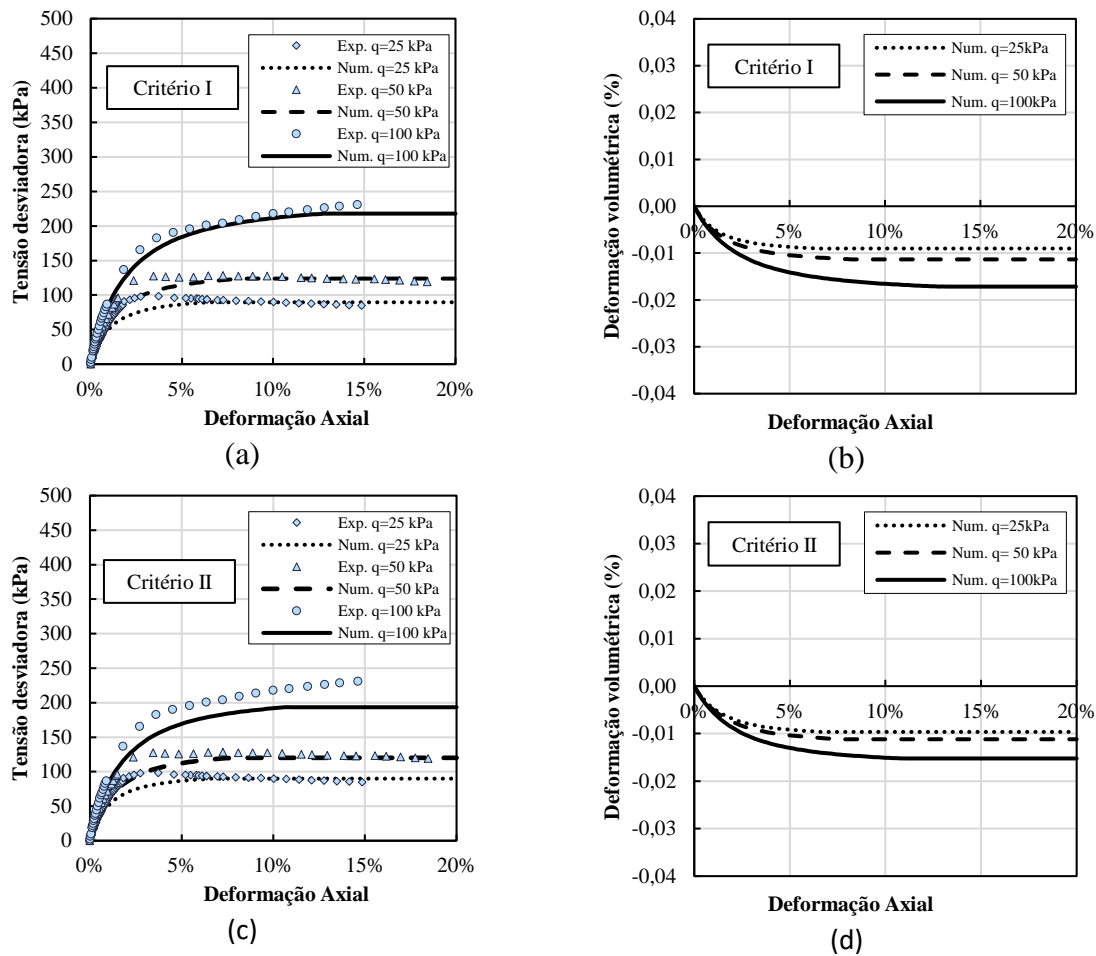
Tabela 7.4- Parâmetros utilizados nas análises do modelo HS.

Tipo	Símbolo	Significado	Critério	Critério	Unidade
			I	II	
Resistência	$c'$	Coesão	8,7	15	kPa
	$\phi'$	Ângulo de Atrito	29	25	°
	$\psi$	Ângulo de Dilatância	0	0	°
Rigidez	$E_{50}^{ref}$	Módulo de cisalhamento	7912,72	8286,51	kPa
	$E_{oed}^{ref}$	Módulo oedométrico	7912,72	8286,51	kPa
	M	Potência da dependência do nível de tensão/rigidez	0,242	0,287	-
Avançados	$E_{ur}^{ref}$	Módulo carga e descarga	23738,16	24859,53	kPa
	$\nu'_{ur*}$	Coefficiente de Poisson em descarga-recarga	0,20	0,20	-
	$p^{ref}$	Tensão de referência	100	100	kPa
	$K_0^{nc}$	Coefficiente de empuxo em repouso	0,5152	0,5774	-
	$R_{f*}$	Quociente entre $q_f$ e $q_a$	0,9	0,9	-
Propriedades	$\gamma_{unsat}$	Peso específico natural	15,16	15,16	kN/m <sup>3</sup>
Gerais	$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado	17,45	17,45	kN/m <sup>3</sup>

\* Valores recomendados por Brinkgreve et al. (2020).

O coeficiente de empuxo em repouso foi calculado pela fórmula de Jaki (1944):  $K_0 = (1 - \sin(\phi'))$ , sendo  $\phi'$  o ângulo de atrito do solo. Utilizando os parâmetros apresentados na Tabela 7.4 foi possível realizar a comparação dos ensaios triaxiais experimentais e simulados numericamente, sendo essa análise apresentada na Figura 7.4. O Critério I se ajusta satisfatoriamente a curva ensaiada para todos os níveis de tensão avaliados. O Critério II apresenta um ajuste adequado apenas para as tensões de 25 e 50 kPa. Quanto a deformação volumétrica, ambos os critérios indicam que não há dilatância do solo. Salienta-se novamente que os ensaios experimentais não contaram com essa medida. Entretanto esse resultado pode ser respaldado em virtude que o solo estava no estado fofo (Sondagens SPT) e no ensaio de cisalhamento direto foi observado apenas compressão.

Figura 7.4- Comparação gráfica entre curvas experimentais e numéricas pelo modelo Hardening Soil: (a) Critério I; (b) Critério I; (c) Critério II; (d) Critério II.



## 7.2. MODELO NUMÉRICO 2D

### 7.2.1. Definição da geometria

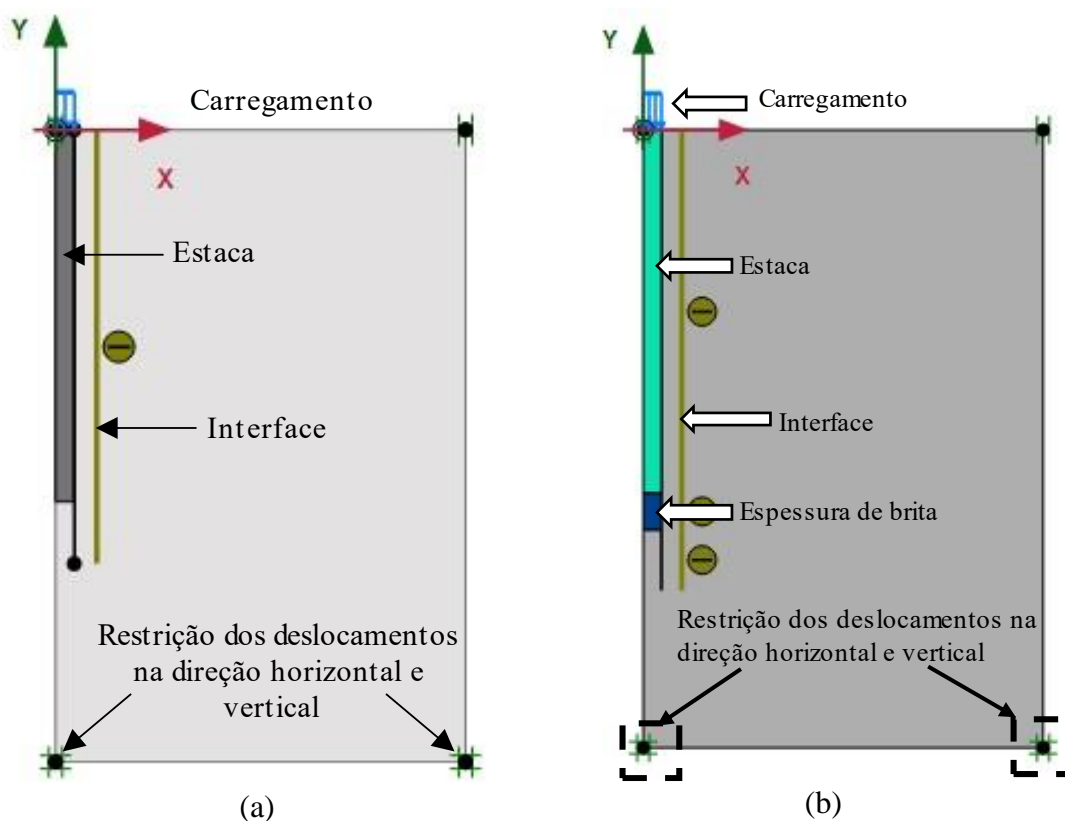
As estacas em estudo foram submetidas a carregamentos axiais, portanto, foi considerado um modelo axissimétrico em que o modelo foi posicionado ao longo do eixo de simetria da estaca. Em outras palavras, foi representado apenas a metade do elemento de fundação. A estaca e o solo foram modelados com elementos triangulares de 15 nós.

Para a discretização do modelo geométrico foram analisadas diferentes propostas da literatura a respeito das dimensões mínimas dos limites do modelo que auxiliaram na obtenção de resultados confiáveis. Esse processo foi importante para evitar a influência das condições limítrofes. No trabalho de Kim e Jeong (2010) ou autores utilizaram o PLAXIS 3D e

executaram modelos com elementos prismáticos de 15 nós com o objetivo de simular estacas sujeitas a cargas horizontais, para isso eles utilizaram 11 diâmetros de extensão horizontal e 1,7 comprimentos da estaca de extensão vertical. Dimensões análogas foram utilizadas por Vieira (2013), no PLAXIS 2D, para simular estacas submetidas a carregamentos axiais sendo observado resultados numéricos congruentes com os obtidos em campos nos ensaios de prova de carga estática.

Embasado nos estudos de Kim e Jeong (2010) e Vieira (2013), na presente dissertação foram utilizadas as mesmas condições de contorno geométrico que os autores, ou seja, 11 diâmetros de extensão horizontal e 1,7 vezes o comprimento da estaca na extensão vertical. Além disso, visando enquadrar o modelo em condições reais nas laterais esquerda e direita foi impedido o deslocamento horizontal, já no contorno inferior foi restringido o deslocamento vertical e horizontal (completa aderência). Conforme recomendações de Brinkgreve et al. (2020) a interface entre o elemento de concreto e o solo foi prolongada 50 cm abaixo da base da estaca. A Figura 7.5 (a) apresenta o modelo numérico utilizado nas estacas convencionais e a Figura 7.5 (b) o modelo com estacas reforçadas

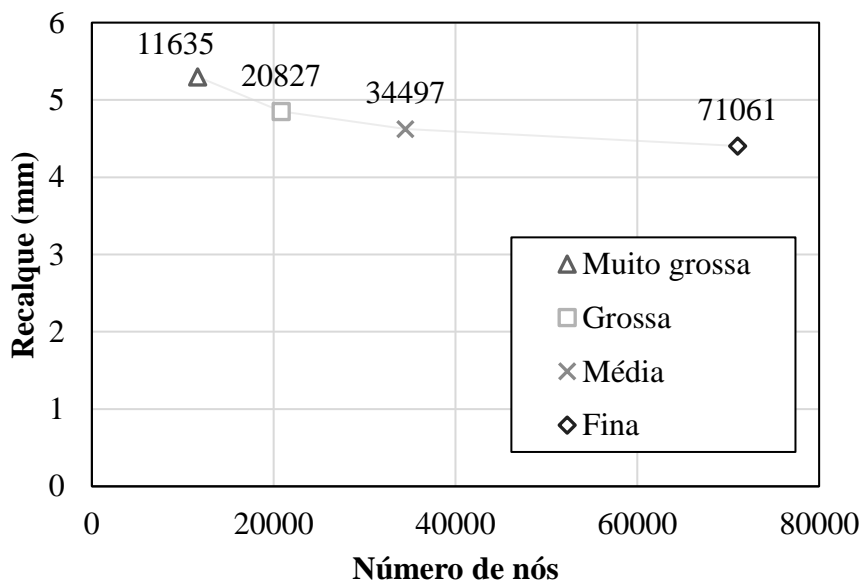
Figura 7.5- Descrição dos elementos e geometria do problema: (a) estaca convencional (b) estaca reforçada.



### 7.2.2. Estudo da Malha

A malha de elementos finitos bidimensional é constituída por elementos triangulares de 15 nós. Um estudo de malha foi conduzido objetivando a obtenção de um refino adequado com o menor tempo de processamento computacional. Para tal, foi utilizado os dados do modelo MC-S1, os parâmetros de entrada serão apresentados posteriormente na Tabela 7.6. Justifica-se a escolha desse modelo em virtude dos ensaios realizados na presente pesquisa que geraram dados suficientes para a aplicação no software, não sendo necessário arbitrar valores neste caso. Na Figura 7.6 pode ser observado o número de nós que cada nível de refinamento gerou. Salienta-se que em todas as malhas foi adicionado um refino fino local na face da estaca.

Figura 7.6- Estudo da malha.



Foi avaliado o recalque proveniente de uma carga de 30 kN no topo da estaca (Figura 7.6), onde pode ser verificado a influência do número de nós nos resultados. Observa-se que o quanto mais fino o refino menor o deslocamento gerado. Com a malha média foi obtido um recalque de 4,6 mm e com a fina um de 4,4 mm, o que representa apenas 4,3% de diferença. Por conseguinte, nos modelos numéricos do presente capítulo foi adotada a malha média com refinamento local na face da estaca.

### 7.3. MODELO CONSTITUTIVO ELÁSTICO LINEAR APLICADO AS ESTACAS

O PLAXIS 2D incorpora uma alta gama de modelos constitutivos que devem se adequar as características do solo e dos elementos nele inseridos. Para as estacas foi utilizado o modelo constitutivo elástico linear, em síntese ele presume uma relação constante entre tensão e deformação. É importante destacar que para essa situação foi adotado o comportamento não poroso.

No modelo elástico linear o programa PLAXIS 2D necessita a inserção dos parâmetros de deformabilidade do concreto, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O módulo de elasticidade do concreto foi estimado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, tendo em vista que as estacas apresentam resistência a compressão ( $f_{ck}$ ) aos 28 dias de 20 MPa. O coeficiente de Poisson do concreto foi adotado igual a 0,20, valor indicado na normativa supracitada. A Tabela 7.5 sumariza os dados de entrada utilizados para o elemento de concreto.

Tabela 7.5- Propriedades das estacas inseridas no modelo elástico linear.

<b>Parâmetros</b>	<b>Valores</b>	<b>Unidades</b>
<b>Peso específico</b>	24	kN/m <sup>3</sup>
<b><math>F_{ck}</math></b>	20	MPa
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	0,0707	m <sup>2</sup>
<b>Módulo de elasticidade do concreto</b>	25x10 <sup>6</sup>	kN/m <sup>2</sup>
<b>Coeficiente de Poisson (<math>\nu</math>)</b>	0,2	-
<b><math>R_{inter}</math></b>	0,70	-

O Parâmetro  $R_{inter}$  depende do tipo de solo circundante ao elemento de fundação. Entretanto para estacas de concreto executadas com a extração de solos argilosos tal informação é escassa. Para Golder *apud* Poulos e Davis (1980) o fator de adesão para argilas sensíveis é igual 1,0 (condição remoldada). Mohan e Chandra *apud* Vieira (2013) indica que para solos expansíveis esse valor é de 0,50. Tendo em vista a restrição desses dados arbitrou-se um valor igual 0,70 nos cálculos, média dos valores encontrados na literatura.

### 7.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS ESTACAS CONVENCIONAIS

Nesse item foi apresentado as simulações numéricas referentes as estacas convencionais. Inicialmente foi realizada as análises na condição inundada do terreno, com isso foi testada a variação dos parâmetros geotécnicos obtidas pelas diferentes metodologias utilizadas na análise dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto. Posteriormente, na condição natural, a variação do módulo de Young e da coesão foram testadas. Para todas as análises foram extraídas as curvas carga versus deslocamento pelos modelos constitutivos de Mohr-Coulumb e Hardening Soil. Por fim, o comportamento solo-estrutura com e sem inundação foi avaliado.

#### **7.4.1. Análise numérica pelo de Mohr-Coulumb das estacas convencionais**

##### *7.4.1.1. Provas de Carga Estática realizadas na condição inundada do terreno*

Esse item objetiva entender o impacto das adoções de diferentes parâmetros no sistema em estudo por intermédio do modelo constitutivo de Mohr-Coulumb. Inicialmente, foi utilizado os dados referentes ao ensaio de compressão triaxial onde foram analisados dois critérios de ruptura para a obtenção do módulo de elasticidade e dos parâmetros de resistência. Posto isso, a hipótese MC-S1 utiliza os resultados oriundos da análise por Campos e Carrillo (1995) e a MC-S2 os de Fredlund e Vanapalli (2002).

Os ensaios de cisalhamento direto (CD) foram utilizados para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Foram avaliados os parâmetros de resistência pelos dois critérios de ruptura utilizados e a variação do módulo de elasticidade. Foi utilizado os valores de  $E$  médios apresentados na Tabela 7.1. Também foi verificado os resultados por intermédio da obtenção empírica do módulo de elasticidade na condição saturada ( $E_s$ ) com os valores médios de  $N_{SPT}$  a 2m de profundidade. Foi utilizada a correlação de Rocha Filho *apud* Miranda (2006):  $E_s = 0,81 + 2,83 N_{SPT}$ .

Nas análises foi considerado o tipo de comportamento como drenado. A obtenção do coeficiente de permeabilidade (0,138 m/dia) ocorreu pelo ensaio de permeâmetro de carga variável, cujo resultado pode ser verificado no Capítulo 5. O solo não apresentou expansão, logo seu ângulo de dilatância é nulo. O valor de  $R_{inter}$  considerado corresponde a 0,70 e o coeficiente de Poisson é igual a 0,35. A Tabela 7.6 sumariza as demais informações necessárias para aplicação do modelo de MC, é detalhado também como os parâmetros foram obtidos.

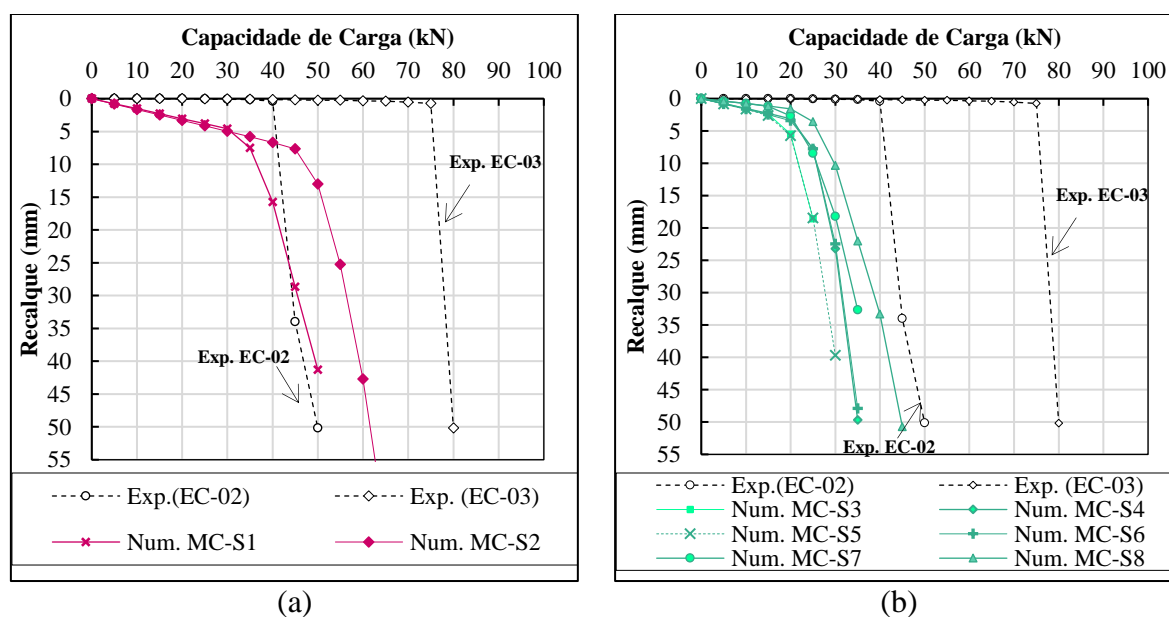


Tabela 7.6- Parâmetros de entrada para a aplicação do modelo MC na condição inundada.

Dados	E (kPa)		c' (kPa)		$\phi'$ (°)		$\psi'$ (°)
MC-S1	2764	Triaxial (critério I)	8,70	Triaxial (critério I)	29	Triaxial (critério I)	-
MC-S2	2536	Triaxial (critério II)	15	Triaxial (critério II)	25	Triaxial (critério II)	-
MC-S3	2764	Triaxial (critério I)	2,50	CD (critério I)	25,60	CD (critério I)	-
MC-S4	2764	Triaxial (critério I)	4,85	CD (critério II)	22,50	CD (critério II)	-
MC-S5	2536	Triaxial (critério II)	2,50	CD (critério I)	25,60	CD (critério I)	-
MC-S6	2536	Triaxial (critério II)	4,85	CD (critério II)	22,50	CD (critério II)	-
MC-S7	5527	SPT	2,50	CD (critério I)	25,60	CD (critério I)	
MC-S8	5527	SPT	4,85	CD (critério II)	22,50	CD (critério II)	

Na Figura 7.7 é apresentado as curvas carga versus deslocamento obtidas para as oito hipóteses analisadas numericamente. Sendo que a letra (a) indica os resultados obtidos com os parâmetros do ensaio triaxial, sendo o MC-S1 com os dados obtidos para o Critério I e o MC-S2 com os do Critério II. A Figura 7-7 (b) com as demais considerações. A capacidade resistiva foi avaliada para um recalque máximo próximo a 55 mm, tendo em vista que nos ensaios experimentais tal condição foi limitada pelo cursor máximo de 50 mm dos deflectômetros.

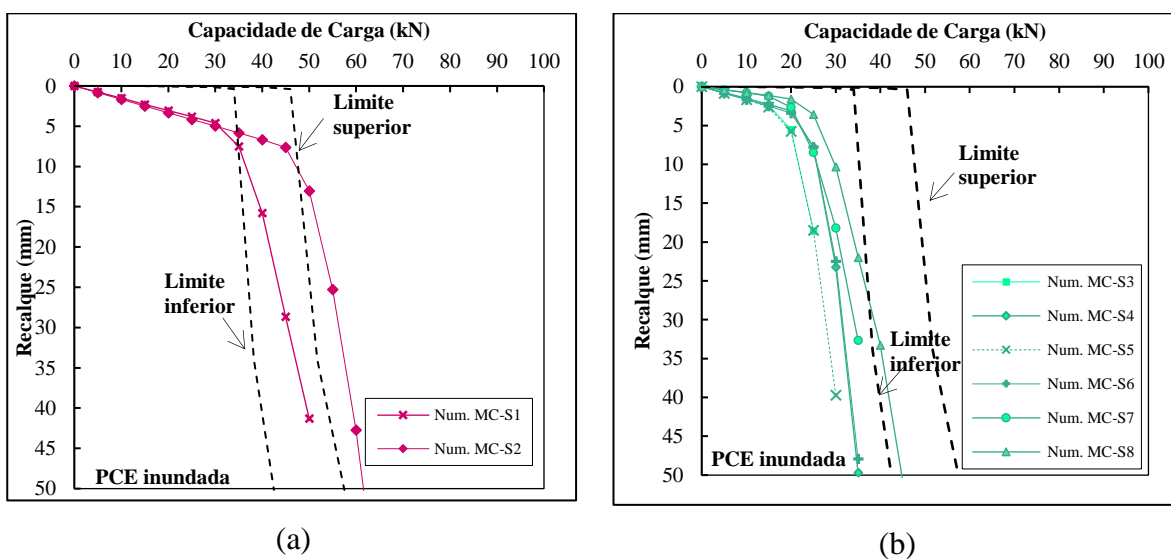
Figura 7.7- Curvas carga versus recalque experimental e numérica para o modelo de MC na condição inundada. (a) parâmetros ensaio triaxial; (b) demais metodologias.



Observa-se na Figura 7.7 que todas as curvas carga versus recalque analisadas numericamente apresentam valores inferiores aos obtidos experimentalmente para a estaca EC-03. Os resultados numéricos não apresentam boa concordância nos primeiros estágios de carregamento. Porém, os resultados foram a favor da segurança. Comportamento semelhante foi observado ao comparar as curvas obtidas em laboratório e as simuladas numericamente para os ensaios de compressão triaxial pelo modelo de MC. A MC-S1 foi a que melhor se adequou a curva ajustada e a experimental Exp. EC-02. Para os primeiros estágios aplicados, a curva apresentou pequenos deslocamentos. No entanto, a partir de 34 kN a curva adotou um comportamento exponencial com maior variação dos recalques. A MC-S2 apresentou resultados superiores a MC-S1 e inferiores ao obtido experimentalmente para a estaca EC-03. Quando foi utilizado os parâmetros do ensaio de cisalhamento direto, a capacidade resistiva modelada resultou em valores aquém da experimental. Em outras palavras, todos os modelos com a utilização dos parâmetros de resistência do cisalhamento direto geraram curvas carga versus recalque a favor da segurança. Salienta-se que dentre dessas hipóteses, a MC-S8 foi a que mais se aproximou da curva experimental EC-02, no entanto com valores inferiores.

Todos os valores simulados se aproximaram da curva experimental EC-02. Com isso, as curvas simuladas foram adequadas dentre uma faixa de 15% inferior e superior a curva EC-02. Essa análise de qualidade é demonstrada na Figura 7.8.

Figura 7.8- Análise da qualidade dos dados simulados pelo modelo MC (condição inundada). (a) MC-S1 e MC-S2; (b) MC-S3 a MC-S8.



Observa-se na Figura 7.8 que nenhum modelo numérico apresentou bom ajuste com os primeiros estágios de carregamento dos resultados experimentais. Todavia, o modelo MC-S1 concentrou grande parte dos seus pontos dentro do limite estipulado de 15% de variabilidade do carregamento. Sendo essa curva considerada estatisticamente significativa. O MC-S8 se situou próximo ao limite inferior de 15%. As demais análises se enquadraram abaixo do limite inferior estabelecido, ou seja, não ocorreu boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos nessa situação. Outro fator observado, consiste que a variabilidade nos parâmetros de resistência interfere diretamente nas curvas modeladas. Assim, quanto mais elevado os valores de ângulo de atrito e coesão maior será a capacidade de carga final obtida.

#### 7.4.1.2. *Provas de Carga Estática realizadas na condição natural do terreno (MC)*

Os ensaios laboratoriais foram realizados saturados, já que não havia instrumentação adequada para a condução deles na condição não saturada. Com isso, para a validação numérica das provas de carga na condição natural do terreno algumas considerações foram testadas, tendo como objetivo o melhor ajuste dos dados experimentais com os simulados numericamente.

No Campo Experimental da Escola de Engenharia de São Carlos, Menegotto (2004), a partir de provas de carga em placa circular, verificou que a redução do módulo de elasticidade após a inundação se situou na faixa de 40 a 70%. Em Pernambuco a inundação resultou na redução de 88% do valor do módulo de elasticidade em um solo colapsível (BORGES et al., 2016). Baseado nos estudos citados, o módulo de elasticidade foi variado em uma faixa de 40 a 88% utilizando como referência o módulo de elasticidade obtido na análise do Critério I (Tabela 7.1).

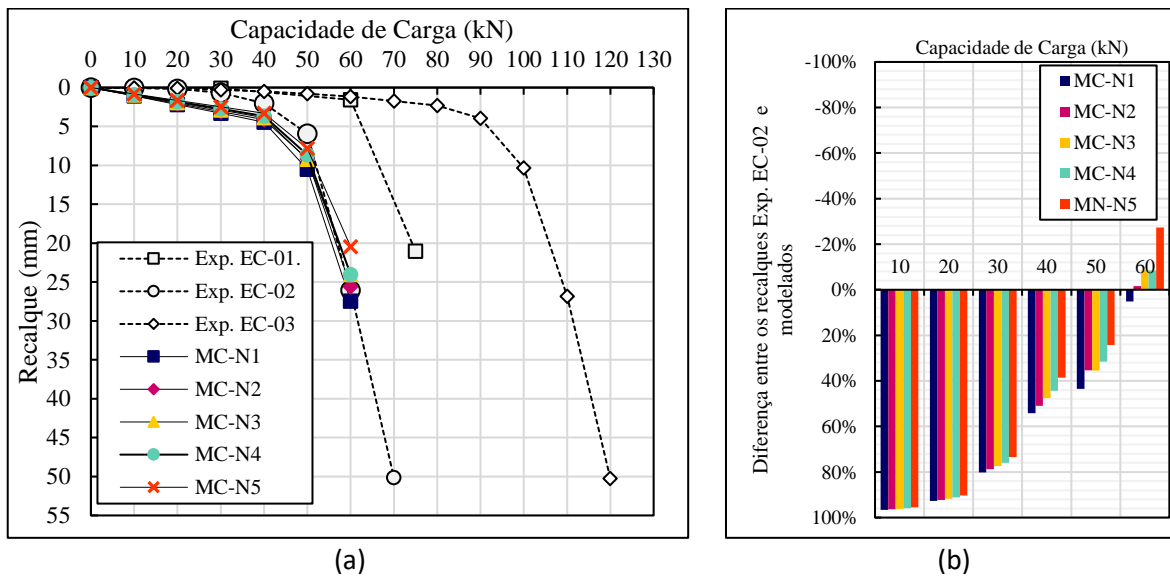
O módulo de elasticidade médio de 2746 kN (Critério I) foi acrescido em porcentagens de 40, 50, 60, 70 e 88%, visando obter o melhor ajuste da simulação numérica nos resultados experimentais. Para essa avaliação foi utilizado o modelo constitutivo de MC. As hipóteses adotadas são apresentadas na Tabela 7.7 e os parâmetros de resistência considerados correspondem aos obtidos no ensaio de cisalhamento direto na condição natural, tendo em vista o critério de ruptura arbitrária. O coeficiente de permeabilidade estimado a partir da Figura 5.17 é igual a  $2,28 \times 10^{-4}$  m/dia para a umidade natural média do terreno.

Tabela 7.7- Variação do módulo de elasticidade para a aplicação no modelo MC com o solo na condição natural.

Parâmetro	MC-N1	MC-N2	MC-N3	MC-N4	MC-N5	Unidade
<b>Acréscimo de E</b>	40%	50%	60%	70%	88%	-
<b>E</b>	3844	4119	4394	4668	5162	kPa
<b>v</b>	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	-
<b>c'</b>	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	kPa
<b><math>\phi'</math></b>	29,4	29,4	29,4	29,4	29,4	°
<b><math>\psi</math></b>	-	-	-	-	-	°

Os valores resultantes do acréscimo da variação nos módulos de elasticidade estão destacados em cinza na Tabela 7.7. Posto isto, cada hipótese foi simulada e os resultados são apresentados na Figura 7.12 (a). Na Figura 7.9 (b) é demonstrado um gráfico de barras da diferença entre os recalques experimentais (Exp. EC-02) e numéricos para cada estágio de carregamento.

Figura 7.9- Resultados para o modelo de MC na condição natural: (a) Curvas carga versus recalque experimental e numérica; (b) diferença entre os recalques Exp. EC-02 e os modelados.



Os resultados do modelo numérico se aproximaram dos resultados da Exp. EC-02, entretanto com recalques inferiores (Figura 7.9; a). O programa indicou colapso da massa de solo para o carregamento de 60 kN, sendo esse 14% inferior ao resultado experimental para a estaca EC-02. Nos modelos numéricos, o acréscimo da porcentagem no módulo de elasticidade

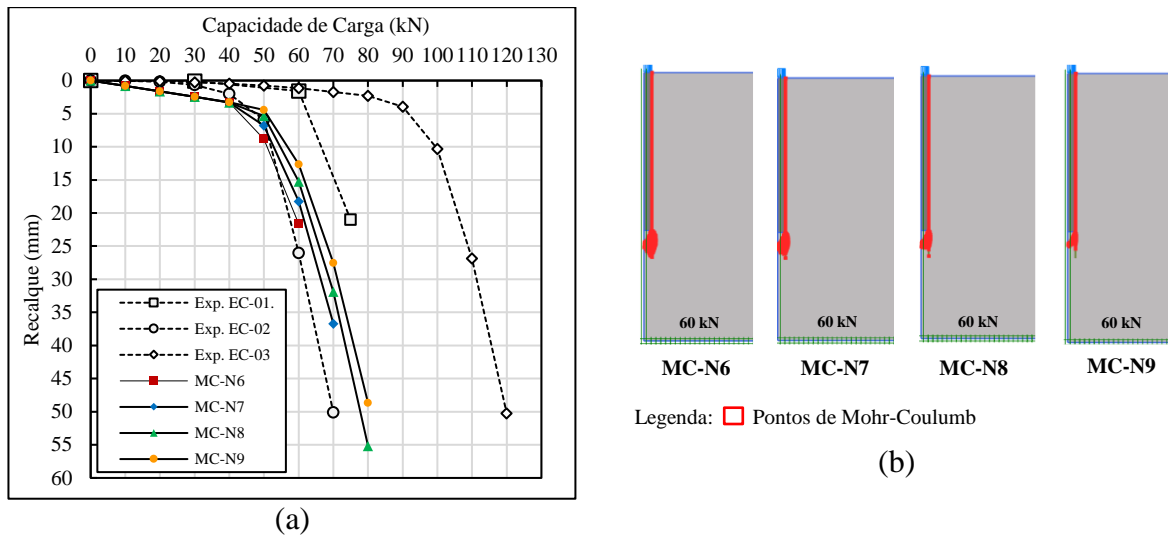
acarretou aumento da rigidez em cada ponto avaliado. Para os primeiros estágios, a variação do módulo de elasticidade não gera uma dispersão significativa dos resultados. Sendo essa variabilidade observada em maior escala para as cargas de 50 e 60 kN. Avaliando os recalques da curva Exp. EC-02 com os obtidos pelos modelos numéricos (Figura 7.9; b), observa-se uma diferença entre os recalques experimentais e numéricos acima de 70% nos primeiros estágios de carregamento. Quando a curva experimental assume um crescimento exponencial com maior variação dos deslocamentos, essa variabilidade diminui. Destaca-se que para o carregamento de 60 kN os modelos MC-N2, MC-N3, MC-N4 e MC-N5 apresentaram recalques inferiores ao experimental.

Observa-se na Figura 7.9 que a variação do módulo de elasticidade acarreta apenas na variabilidade dos recalques e não capacidade de carga final. A partir dos ensaios de cisalhamento direto foi verificado que a faixa de redução da coesão com a inundação situa-se entre 50 e 80% (Figura 5.26). Em ensaios triaxiais com sucção controlada, em solos colapsíveis, Rodrigues (2007) verificou que a diferença entre uma envoltória saturada e uma com sucção de 60 kPa era de 75% no valor da coesão e 1,7% no ângulo de atrito. Por intermédio dessas informações, os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de compressão triaxial (Critério I) foram variados entre os percentuais de 50 a 80% para a coesão e 1,7% para o ângulo de atrito. A simulação utilizando o Critério I apresentou resultados estatisticamente significativos no estado inundado quando comparado com os demais, com isso esses dados serão utilizados como base nas próximas análises. Os dados de entrada para serem simulados numericamente pelo modelo MC são apresentados na Tabela 7.8. O valor do módulo de elasticidade utilizado corresponde a um acréscimo de 88% no valor obtido para o solo inundado, justifica-se essa adoção em virtude que os pontos se situaram mais “próximos” da curva ensaiada que os demais (Figura 7.9). A Figura 7.10 apresenta as curvas carga versus recalque a partir da utilização dos dados apresentados na Figura 7.8. A Figura 7.10 (b) demonstra os pontos de ruptura de Mohr-Coulomb.

Tabela 7.8- Variação dos parâmetros de resistência para a aplicação do modelo MC.

Parâmetro	MC-N6	MC-N7	MC-N8	MC-N9	Un.
E	5162	5162	5162	5162	kPa
$\nu$	0,35	0,35	0,35	0,35	-
<b>Acréscimo de <math>c'</math></b>	<b>50%</b>	<b>60%</b>	<b>70%</b>	<b>80%</b>	
$c'$	13,05	13,92	14,79	15,66	kPa
$\phi'$	29,51	29,51	29,51	29,51	°
$\psi$	0	0	0	0	°

Figura 7.10- Variação dos parâmetros de resistência para a aplicação do modelo MC: (a) capacidade de carga versus recalques; (b) pontos de plastificação.

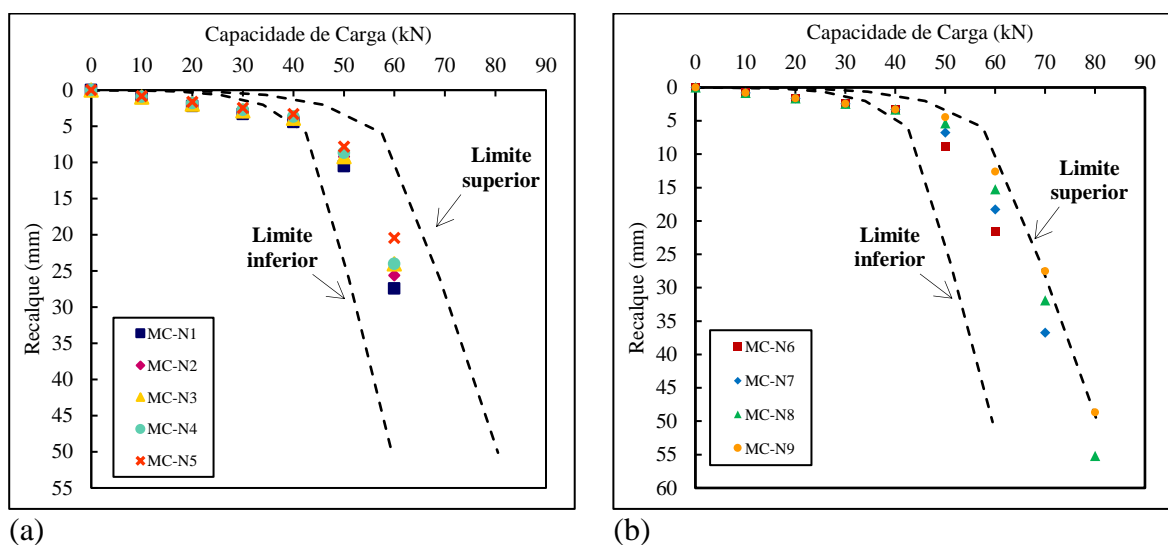


Observa-se na Figura 7.10 (a) que a variação nos valores de coesão passou a ser relevante para carregamentos a partir 50 kPa, ou seja, quanto maior o carregamento maior a tensão cisalhante mobilizada. Todas as curvas modeladas foram levadas a carga máxima suportada pelo solo. Conforme foi sendo acrescido as porcentagens nos valores de coesão o material suportou maiores carregamentos e deformações. Exceto para as hipóteses MC-N8 e MC-N9 que atingiram a capacidade de carga final a 80 kN, sendo essa 6% superior ao obtido experimentalmente na estaca EC-01 e 14% maior a Exp. EC-02. Salienta-se que quando comparados esses modelos apresentaram diferença de recalques finais em torno de 6 mm. O modelo MC-N6 apresentou capacidade de carga última de 14% abaixo do obtido experimentalmente para EC-02. Tanto o modelo MC-N7 quanto a Exp-EC-02 atingiram 70 kN de capacidade de carga, no entanto, o modelo numérico apresentou recalques 26,75% inferiores. A MC-N9 apresentou um deslocamento final análogo ao obtido experimentalmente para a estaca EC-02, sendo apenas 2,9% menor.

Na Figura 7.10 (b) é apresentado os pontos de ruptura de Mohr-Coulomb objetivando a comparação entre os modelos (todas as análises foram realizadas a 60 kN). A escolha desse estágio de carga, foi justificada em função da capacidade de carga máxima do modelo MC-S6. Ao majorar a coesão o solo demorara mais para plastificar ficando mais tempo no regime elástico, gerando assim menos pontos de plastificação. Salienta-se que a maior concentração dos pontos de ruptura ocorre na ponta da estaca. A qualidade da modelagem numérica foi avaliada propondo-se limites de carregamento superior (+15%) e inferior (-15%) a curva

experimental EC-02. Tal escolha foi fundamentada na proximidade dos dados numéricos em relação ao experimental. O gráfico que compila essas informações é apresentado na Figura 7.11.

Figura 7.11- Verificação da qualidade dos dados simulados pelo modelo MC (condição natural): (a) MC-N1 a MC-N5; (b) MC-N6 a MC-N9.



A partir da Figura 7.11 mostra boa concordância entre as simulações numéricas que ficaram dentro dos limites inferior e superior da curva experimental. Sendo assim todos os modelos avaliados são estatisticamente significativos. Ademais, esses resultados são provenientes de análises com certo grau de empiricidade, ou seja, foram adotados valores para os parâmetros com base em ensaios realizados com a amostra saturada.

#### 7.4.2. Análise numérica pelo modelo de Hardening Soil das estacas convencionais

##### 7.4.2.1. Provas de Carga Estática realizadas na condição inundada do terreno (HS)

Seis hipóteses foram realizadas considerando o modelo constitutivo Hardening Soil (HS). A HS-S1 consistiu na avaliação dos parâmetros obtidos pelo critério de ruptura de Campos e Carrillo (1995) e a HS-S2 com os valores resultantes pela metodologia de Fredlund e Vanapalli (2002). Salienta-se que os dados utilizados nessas análises são idênticos aos apresentados na Tabela 7.4. Para a HS-S3, HS-S4, HS-S5, HS-S6 foi utilizado como dados de entrada para os parâmetros de rigidez  $C_c$  e  $C_s$ , obtidos através do ensaio de compressão

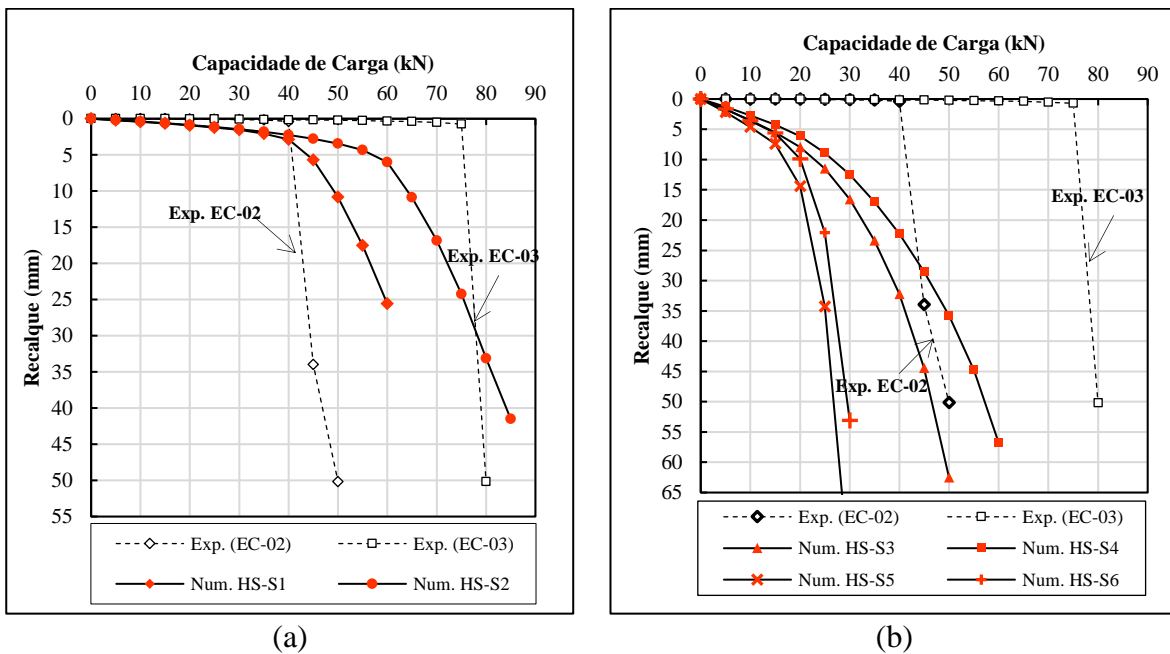
confinada. Já para os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ) foi utilizado os valores iguais a HS-S1, HS-S2, MC-S3 e MC-S4, respectivamente. A Tabela 7.9 compila as informações descritas ao longo desse parágrafo.

Tabela 7.9- Parâmetros de entrada (condição inundada) para a aplicação do modelo HS.

Tipo	Sim.	HS-S3	HS-S4	HS-S5	HS-S6	Un.
Resistência	$c'$	8,7	15	2,5	4,85	kPa
	$\phi'$	29	25	25,6	22,25	°
	$\psi$	0	0	0	0	°
Rigidez	$C_c$	0,507	0,507	0,507	0,507	-
	$C_s$	0,022	0,022	0,022	0,022	-
	$v'_{ur*}$	0,20	0,20	0,20	0,20	-

Na Figura 7.12 são apresentadas as curvas carga versus recalque obtidas para cada hipótese analisada no Plaxis 2D, considerando o modelo HS. A avaliação da capacidade carga máxima foi limitada a um recalque referente a 65 mm, já que experimentalmente tal condição foi limitada em 50 mm pelo cursor dos deflectômetros.

Figura 7.12- Curvas carga versus recalque experimental e numérica para o modelo de HS na condição inundada.

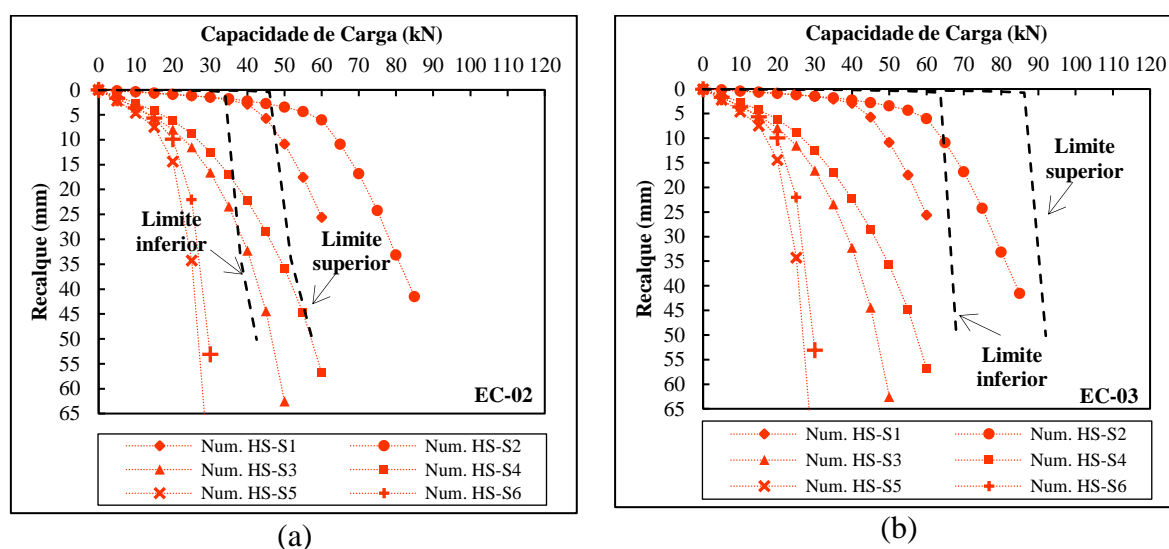




Observa-se na Figura 7.12 (a) que para os primeiros estágios de carregamento a HS-S1 e HS-S2 se assemelham com os resultados experimentais. Em outras palavras, as simulações numéricas apresentam pequenos deslocamentos para os primeiros carregamentos aplicados de maneira análoga ao obtido nos ensaios. A HS-S1 atingiu a carga máxima aplicada em 60 kN para um recalque de 25,69 mm, para novos incrementos de carga o programa indicou o colapso. A HS-S2 apresenta valores levemente superiores a curva ajustada EC-03. Além de que a carga máxima obtida para essa análise é igual a 85 kN, sendo essa semelhante ao obtido experimentalmente para a estaca EC-03.

Considerando os parâmetros obtidos no ensaio oedométrico (Figura 7.12; b) foi possível inferir que desde os primeiros estágios os recalques foram superiores as análises numéricas HS-S1 e HS-S2. Com exceção da HS-S4, as demais apresentam valores inferiores ao obtido nos ensaios de PCE. A qualidade da modelagem numérica foi avaliada propondo-se limites de carregamento superior (+15%) e inferior (-15%) a curva experimental EC-02 (Figura 7.13; b) e a EC-03 (Figura 7.13;b).

Figura 7.13- Avaliação da qualidade das análises numéricas HS (condição inundada).



Conforme apresentado na Figura 7.13 (a) os modelos HS-S3 e HS-S4 enquadram seus últimos estágios dentro da faixa delimitada. Entretanto, é importante destacar que os primeiros pontos desse modelo apresentam uma elevada dispersão quando comparados com os experimentais. Avaliando a Figura 7.13 (b) observa-se que o modelo HS-S2 apresenta um ajuste adequado dentro dos limites máximo e mínimo.

#### 7.4.2.2. Provas de Carga Estática realizadas na condição natural do terreno (HS)

Da mesma maneira que as simulações pelo modelo de Mohr-Coulumb na condição natural, foi necessária a aplicação de simplificações para a aplicação do modelo de Hardening Soil. Com isso o módulo de elasticidade foi estimado através da Equação 7.1, de acordo com a Lei de Hooke, onde  $E_s$  é o módulo de elasticidade e  $\nu_s$  corresponde ao coeficiente de Poisson.

$$E_{oed}^{ref} = \frac{E_s \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \quad \text{Equação 7.1}$$

Com isso o  $E_s$  será variado de maneira análoga ao realizado nas análises pelo modelo MC. Para essas análises foi utilizado que o  $E_{50}^{ref} \cong E_{oed}^{ref}$ , conforme recomendado por Brinkgreve et al. (2020). Ainda de acordo com o referido autor, o  $E_{ur}^{ref}$  foi considerado três vezes o valor de  $E_{50}^{ref}$ . A Tabela 7.10 apresenta os dados utilizados nas hipóteses avaliadas pelo modelo HS.

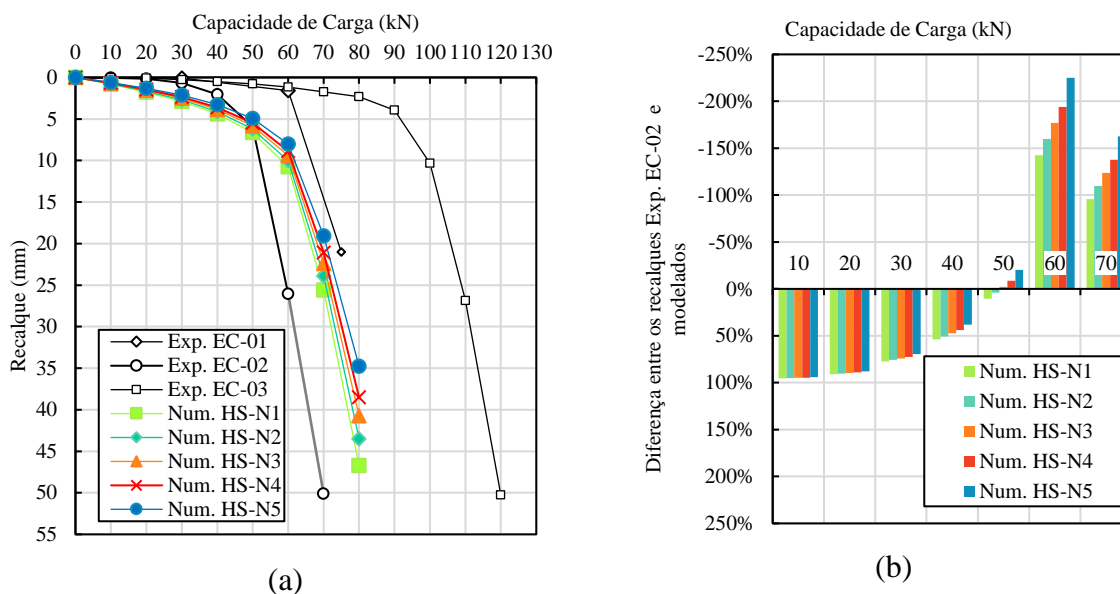
Tabela 7.10- Variação do módulo de elasticidade para a aplicação do modelo HS.

Símbolo	HS-N1	HS-N2	HS-N3	HS-N4	HS-N5	Unidade
$c'$	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	KPa
$\phi'$	29,4	29,4	29,4	29,4	29,4	°
$\psi$	0	0	0	0	0	°
<b>E</b>	<b>3844</b>	<b>4119</b>	<b>4394</b>	<b>4668</b>	<b>5162</b>	kPa
$E_{50}^{ref}$	6169	6611	7052	7492	8285	kPa
$E_{oed}^{ref}$	6169	6611	7052	7492	8285	kPa
<b>M</b>	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	-
$E_{ur}^{ref}$	18508	19832	21156	22476	24854	kPa
$\nu'_{ur*}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-
$P^{ref}$	100	100	100	100	100	kPa
$K_0^{nc}$	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	
$R_f^*$	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	-

Quanto ao valor do índice “ $m$ ” foi recomendado a adoção de 1,0 para solos moles e 0,5 para areias. Posto isto, para as análises na condição natural, foi adotado um valor médio de 0,70 para “ $m$ ”. As simulações foram realizadas e seus respectivos resultados são apresentados na

Figura 7.14 (a). Na Figura 7.14 (b) é apresentado um gráfico da diferença em porcentagem entre os recalques modelados e os obtidos na curva Exp. EC-02 e os modelados.

Figura 7.14- Análise experimental e numérica para o modelo de HS na condição natural para as estacas EC. (a) curva carga versus recalque; (b) diferença entre os recalques Exp. EC-02 e os modelados.



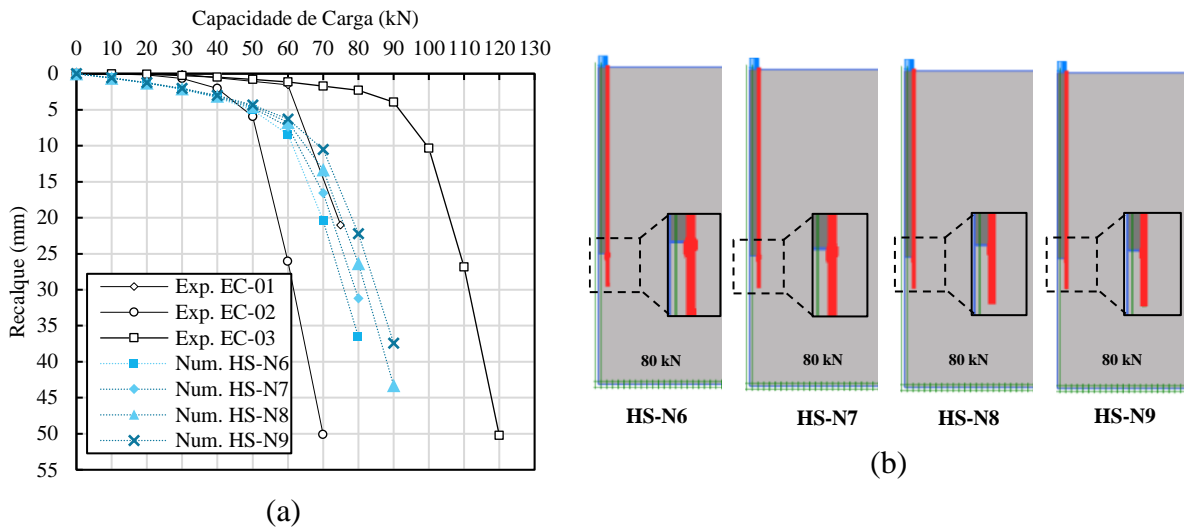
Observa-se na Figura 7.14 (a) que os resultados numéricos se situam entre as curvas experimentais EC-02 e EC-01. Em todas as condições avaliadas a carga máxima simulada foi de 80 kN, para valores superiores o programa indicou colapso da massa de solo. Na Figura 7.14 (b) para o primeiro trecho (0-30 kN) a diferença entre os dados experimentais e numéricos é elevada, maior que 50%, sendo essa levemente reduzida para a carga de 40 kN. Satisfatória concordância entre os dados experimentais e numéricos foi observada em 50 kN. Para as cargas de 60 e 70 kN, os recalques experimentais são superiores aos obtidos numericamente, acarretando uma diferença entre esses dados de elevada magnitude. O incremento no valor do módulo de elasticidade do solo diminui a magnitude dos recalques.

O acréscimo no  $E$  diminui a diferença de rigidez do sistema solo-estaca, acarretando assim em deslocamentos verticais menores. Assim como nas simulações utilizando o modelo MC, neste item os parâmetros de resistência foram variados em incrementos iguais aos apresentados no item 7.4.1.2. Nesse caso, os parâmetros de rigidez utilizados são iguais aos da análise numérica HS-N5. A Tabela 7.11 sumariza essas informações. A partir dos dados demonstrados na Tabela 7.11 foram simuladas as curvas apresentadas na Figura 7.15.

Tabela 7.11- Variação da coesão para a aplicação do modelo HS.

Símbolo	HS-N6	HS-N7	HS-N8	HS-N9	Un.
$c'$	13,05	13,92	14,79	15,66	kPa
$\phi'$	29,51	29,51	29,51	29,51	°
$\psi$	0	0	0	0	°
$E_{50}^{ref}$	7492	7492	7492	7492	kPa
$E_{oed}^{ref}$	7492	7492	7492	7492	kPa
$m$	0,70	0,70	0,70	0,70	-
$E_{ur}^{ref}$	22476	22476	22476	22476	kPa
$\nu'_{ur*}$	0,2	0,2	0,2	0,2	-
$p'_{ref}$	100	100	100	100	kPa
$K_0^{nc}$	0,509	0,509	0,509	0,509	
$R_f$	0,9	0,9	0,9	0,9	-

Figura 7.15- Avaliação da variação da coesão para o modelo HS na condição natural: (a) curva carga versus recalque; (b) pontos de plastificação.



Comparando as hipóteses HS-N6 e HS-N7, ao aumentar o valor coesão os recalques diminuiram 15%, entretanto a capacidade de carga manteve-se constante em 80 kN. Ao crescer 70% e 80% no valor inicial da coesão a carga última foi de 90 kN (HS-N8; HS-N9), com diferença de 5,88 mm entre os recalques. Em algumas situações o acréscimo nos valores dos parâmetros de resistência foi pequeno e não resultou no aumento da capacidade de carga. As curvas modeladas apresentaram uma tendência de aproximação da Exp. EC-01, mas com recalques entre 33 e 44% superiores. Os modelos (HS-N6; HS-N7) e (HS-N8; HS-N9) apresentaram capacidade de carga 6,25% e 16,67% superior a Exp. EC-01, respectivamente.

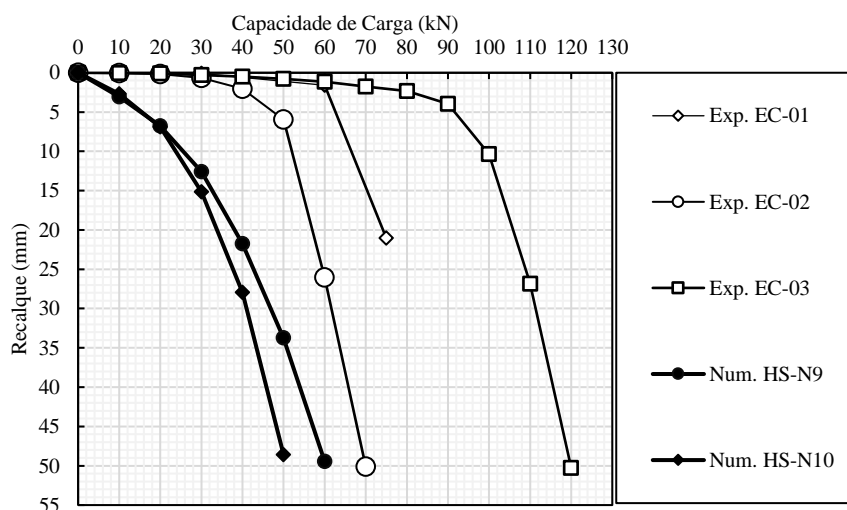
Objetivando a comparação entre os modelos, foram apresentados na Figura 7.15 (b) os pontos de plastificação de todas as análises realizadas no estágio de 80 kN. A escolha desse estágio é justificada devido ser a capacidade de carga máxima atingida nos modelos HS-S6 e HS-S7. Ao majorar a coesão do solo, a plastificação ocorre para maiores estágios de carga, permanecendo no regime elástico ao longo do carregamento e gerando assim menos pontos de plastificação.

Com o objetivo de abranger um número maior de análises, também foi utilizado os dados do ensaio de compressão confinada ( $C_c$  e  $C_s$ ) como parâmetros de entrada no programa. Os parâmetros de resistência testados correspondem aos resultados do ensaio de cisalhamento direto (Critério I) e aos dados de coesão e ângulo de atrito utilizados na hipótese HS-N9. A Tabela 7.12 sumariza essas informações e a Figura 7.16 apresenta as curvas carga versus recalque modeladas.

Tabela 7.12- Parâmetros utilizados no modelo HS considerando o ensaio de compressão confinada.

Tipo	Sim.	HS-N9	HS-N10	Un.
Resistência	$c'$	13,4	15	kPa
	$\phi'$	29,4	25	°
	$\psi$	0	0	°
Rigidez	$C_c$	0,531	0,531	-
	$C_s$	0,027	0,027	-
	$v'_{ur*}$	0,20	0,20	-

Figura 7.16- Curvas carga versus recalque experimental e numérica para o modelo de HS na condição natural.



A partir dos dados expostos na Tabela 7.12 foi gerado as curvas carga versus recalque modeladas (Figura 7.16). Ao utilizar como parâmetros de entrada apenas  $C_c$  e  $C_s$  (compressão confinada) os recalques apresentam elevada magnitude. Apesar de resistir carregamentos análogos a outras hipóteses, os deslocamentos não correspondem com os resultados experimentais obtidos nas PCE. Tal fato está vinculado aos baixos parâmetros de rigidez gerados com a inserção desses parâmetros alternativos.

## 7.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA AS ESTACAS CONVENCIONAIS NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA

A avaliação dos resultados obtidos na condição natural e inundada foi realizada através dos modelos MC-N9 e MC-S1, sendo essa escolha justificada em virtude do ajuste estatisticamente significativo desses modelos em relação a Exp. EC-02. Objetivando confrontar os resultados no estado natural e inundado, o estágio máximo analisado foi o de 50 kN. As análises do sistema solo-estaca foram avaliadas por intermédio das imagens resultantes das simulações numéricas no PLAXIS 2D.

### 7.5.1. Deformação da malha

A Figura 7.17 (a) apresenta a deformação da malha ao longo dos estágios de carregamento para a condição natural do subsolo do modelo MC-N9. Já a Figura 7.18 (b) apresenta o solo subjacente inundado simulado no modelo MC-S1. As imagens propiciam a compressão qualitativa do desenvolvimento das deformações com o processo de acréscimo de carga. Nesse viés, foi possível inferir que o elemento de fundação sofre uma maior deformação no modelo MC-S1, tendo em vista que a inundação acarreta redução dos parâmetros de resistência e rigidez nas simulações.

Figura 7.17- Deformação da malha para o modelo MC-N9.

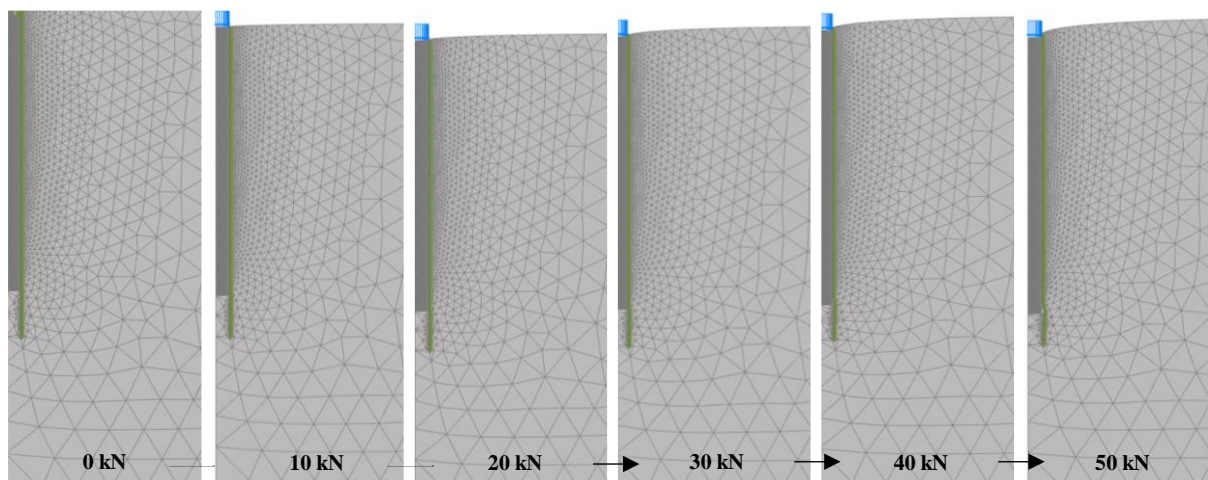
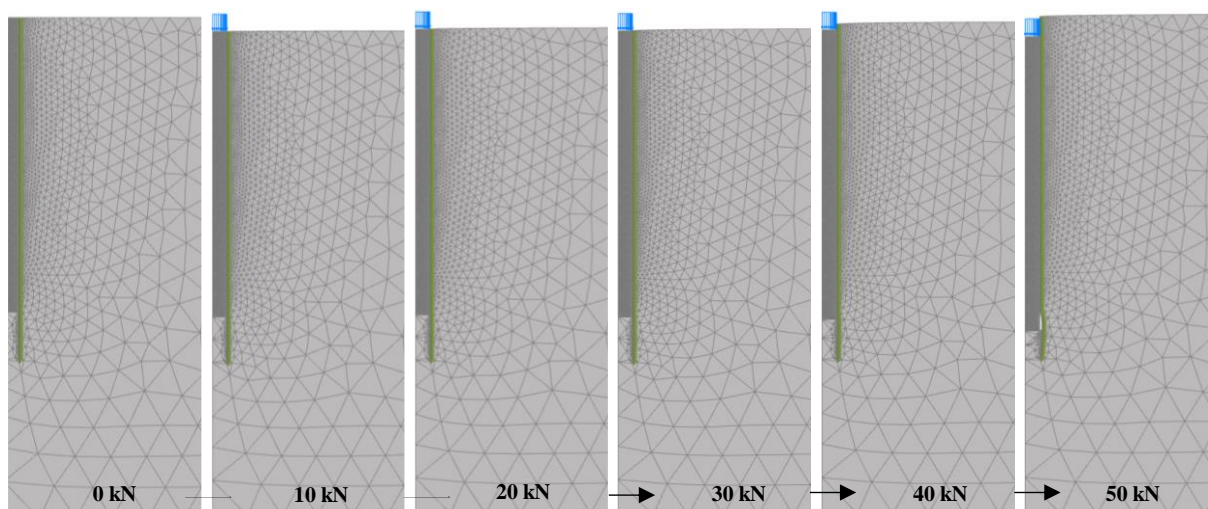


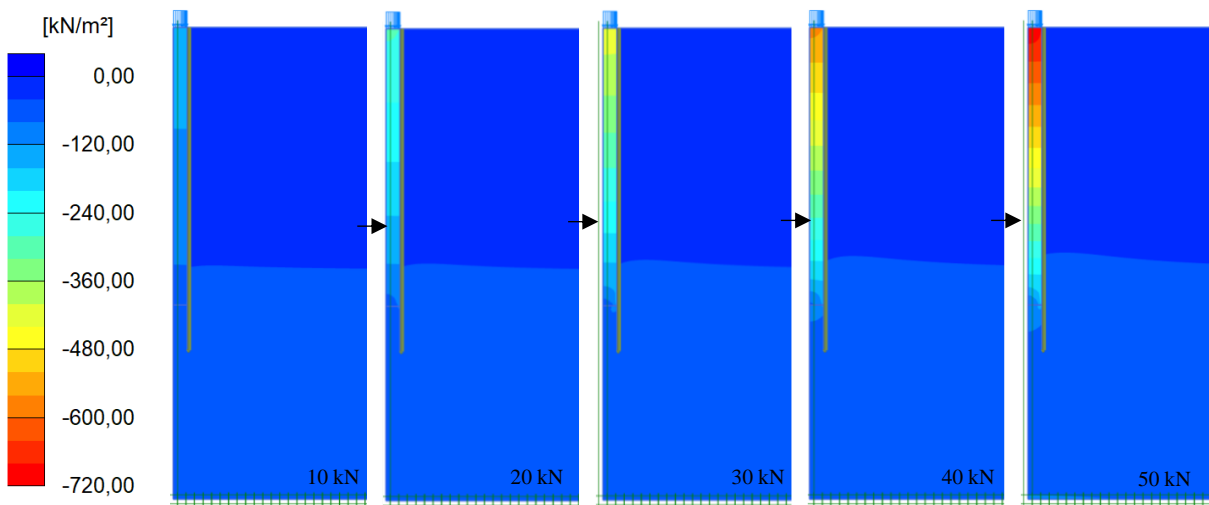
Figura 7.18- Deformação da malha para o modelo MC-S1.



### 7.5.2. Tensões Verticais

A Figura 7.19 ilustra o campo de tensões verticais oriundo do avanço nos estágios de carregamento. É possível verificar que na parte superior da estaca a concentração das tensões verticais é expressiva, ou seja, o acréscimo de carga gera uma maior solicitação do terço superior da estaca.

Figura 7.19- Campo de Tensões Verticais no modelo MC-S1.



Observa-se na Figura 7.19 que a magnitude das tensões atuantes no solo é menor que no elemento de fundação. Os isovalores de tensão no interior da estaca indicam que o terço superior da estaca atinge valores na ordem de 720 kPa, para a carga aplicada de 50 kN. Sendo essa superior à da ponta, que foi levemente superior a magnitude das tensões do solo.

### 7.5.3. Deslocamentos Verticais

A Figura 7.20 e a Figura 7.21 apresenta, como exemplo, uma comparação dos deslocamentos verticais. A partir dos campos de isovalores dos deslocamentos foi possível inferir que em cada estágio de carga aplicado ocorre um acréscimo dos recalques. Em todos os estágios comparados, as PCE natural apresentaram recalques inferiores aos obtidos nas PCE inundadas. Observa-se que para tensões mais baixas (10 e 30 kN) a amplitude de variação dos recalques, entre essas condições, não é tão significativa (cerca de 48%), quanto para a tensão de 50 kN que atinge um acréscimo de 70% nos deslocamentos na condição inundada. Em outras palavras, conforme discutido anteriormente, o solo mantém a sua estrutura para pequenos níveis de carregamento, mesmo na condição inundada. Entretanto, para o correto carregamento o solo sofre deformações abruptas. A concentração dos deslocamentos relevantes ocorre em todo o fuste da estaca, salienta-se que o elemento de fundação está imerso dentro uma camada de solo poroso e potencialmente colapsível, justificando esse resultado.



Figura 7.20- Deslocamentos verticais obtidos pelo modelo MC-N9.

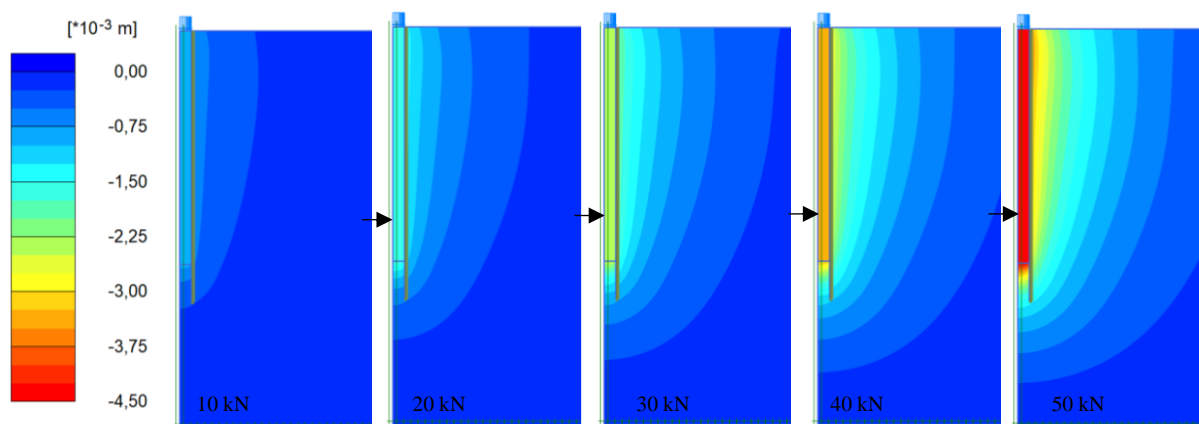
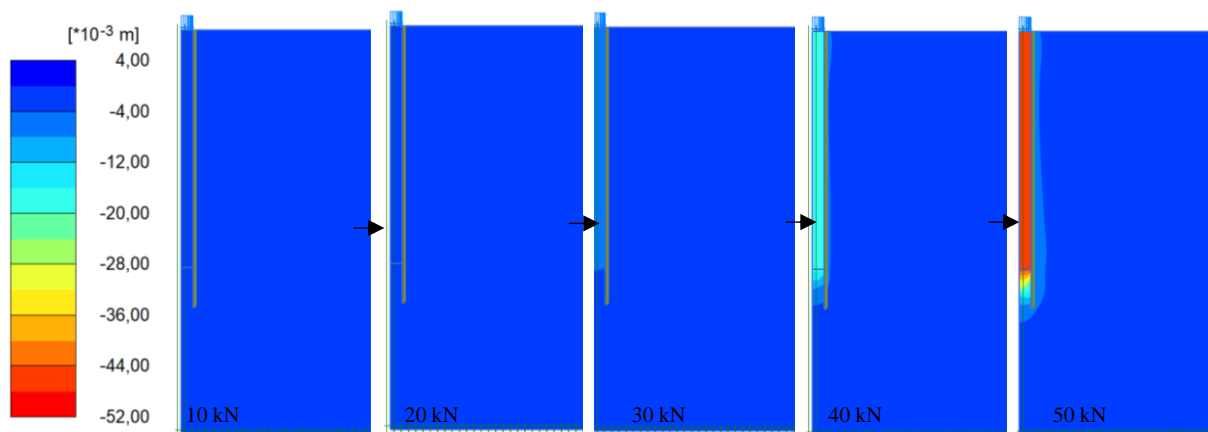


Figura 7.21- Deslocamentos verticais obtidos pelo modelo MC-S1.



#### 7.5.4. Plastificação

No modelo de Mohr-Coulomb os pontos de plastificação são estabelecidos por intermédio do critério de resistência de Mohr-Coulomb. O material apresenta comportamento elástico quando um ponto se situa dentro ou abaixo da superfície de plastificação. Quando o critério de Mohr-Coulomb é atendido (estado de tensão sobre superfície de plastificação) o material atinge o regime elasto-plástico perfeito. A Figura 7.22 apresenta os pontos plásticos ao redor da estaca para a condição natural e a Figura 7.23 para a inundada.

Figura 7.22- Pontos de plastificação ao decorrer dos estágios de carga aplicados nas PCE's em condição natural, MC-N9.

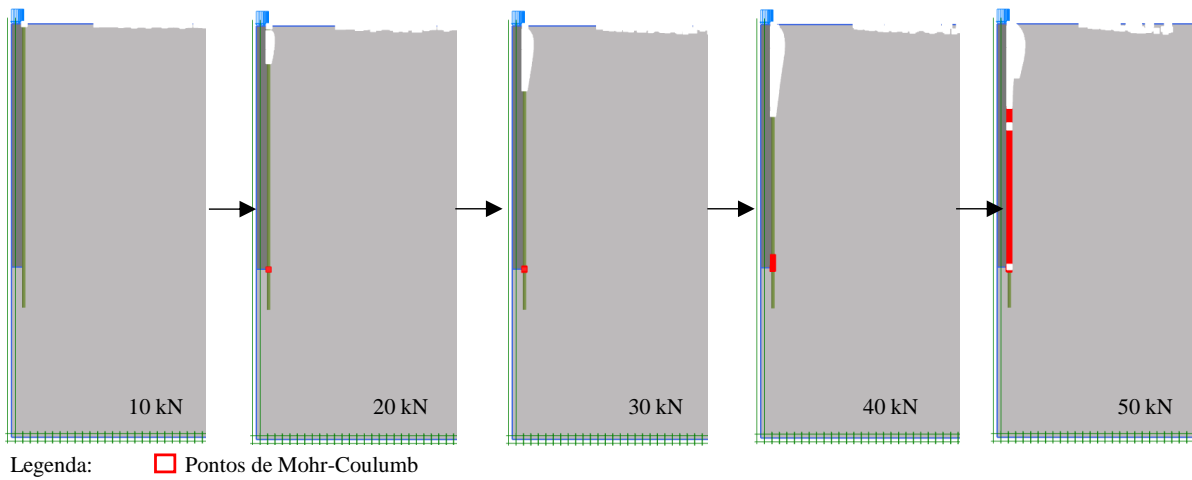
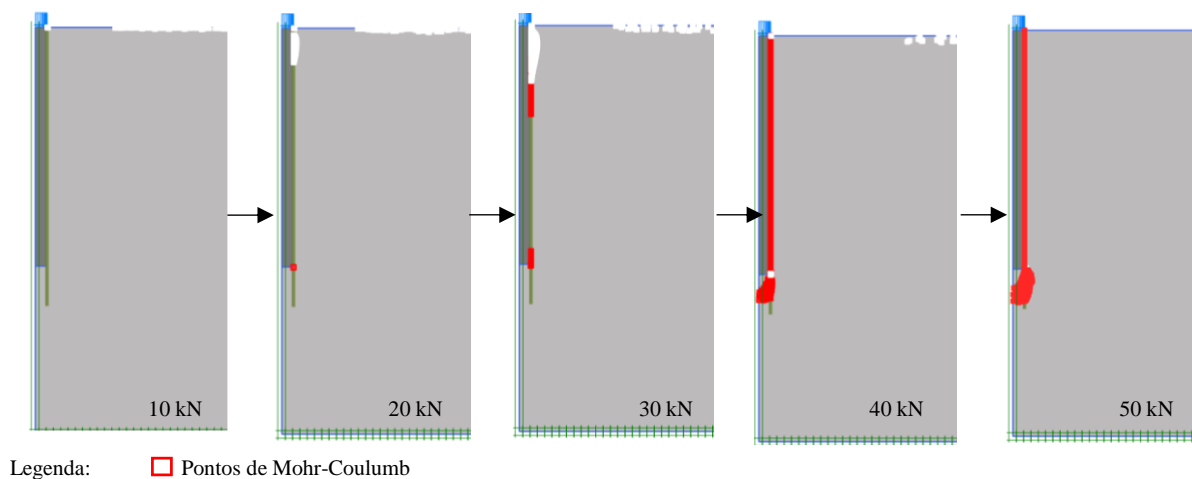


Figura 7.23- Pontos de plastificação ao decorrer dos estágios de carga aplicados nas PCE's em condição inundada, MC-S1.



A plastificação do material depende tanto das tensões quanto das deformações. À medida que o solo atinge a superfície de plastificação, as deformações provenientes são resultantes de uma parcela elástica mais uma parcela de deformação plástica. Observa-se que existem alterações no comportamento do solo com o acréscimo de carga gerando um maior número de pontos de ruptura (plastificação) ao longo do fuste e ponta da estaca, acarretando assim na vulnerabilidade do sistema solo-estaca. Sendo que essa condição é agravada com a inundação do solo subjacente.

### 7.5.5. Tensões Cisalhantes

A Figura 7.24 apresenta a evolução das tensões cisalhantes com o acréscimo de carga na condição natural e a Figura 7.25 na condição inundada. Verifica-se que há um aumento das tensões cisalhantes com o acréscimo de carga no topo da estaca. Sendo que na condição inundada a mobilização das tensões cisalhantes é maior em todos os estágios que na natural. É importante destacar que nas figuras a concentração dos valores mais altos se situa na ponta da estaca.

Figura 7.24- Avaliação das tensões cisalhantes no decorrer do ensaio de PCE natural.

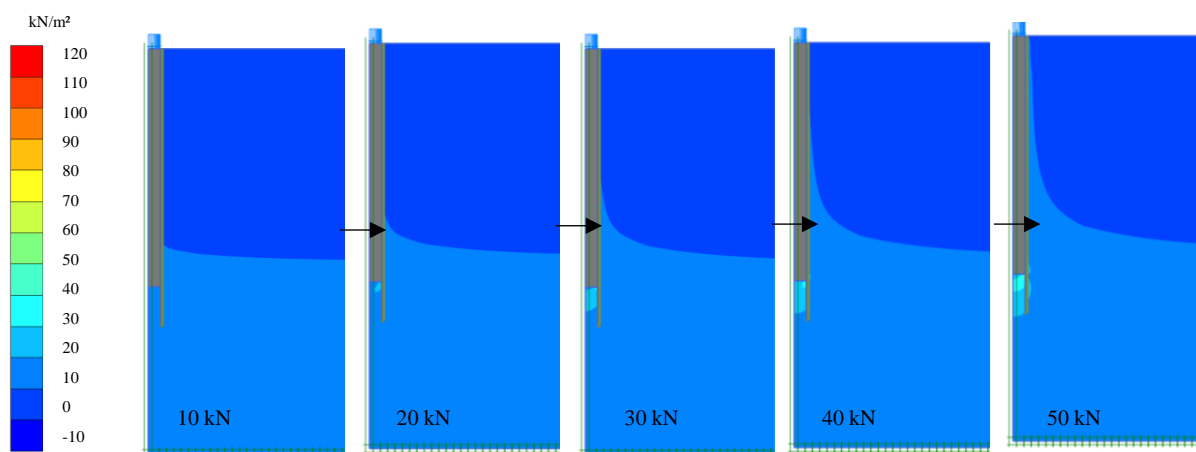
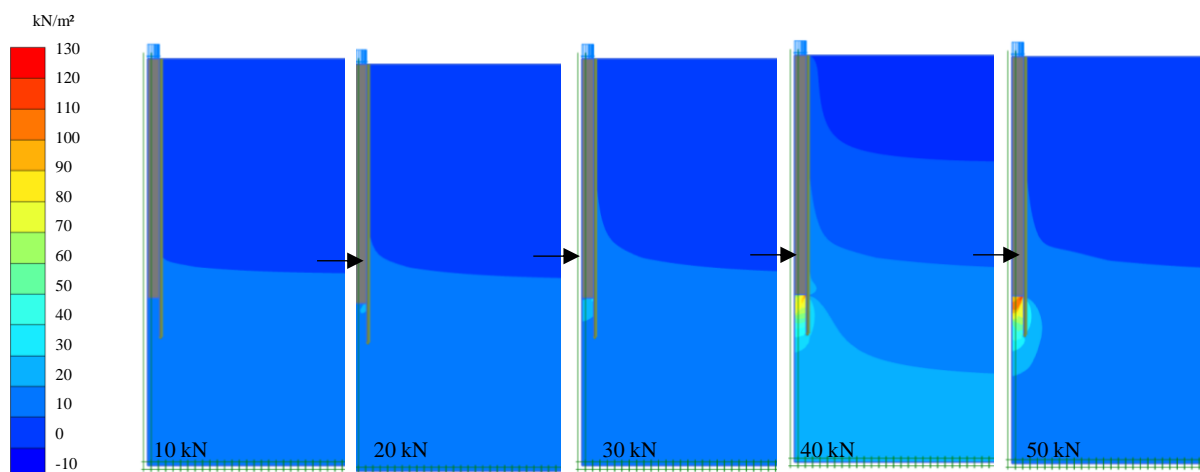


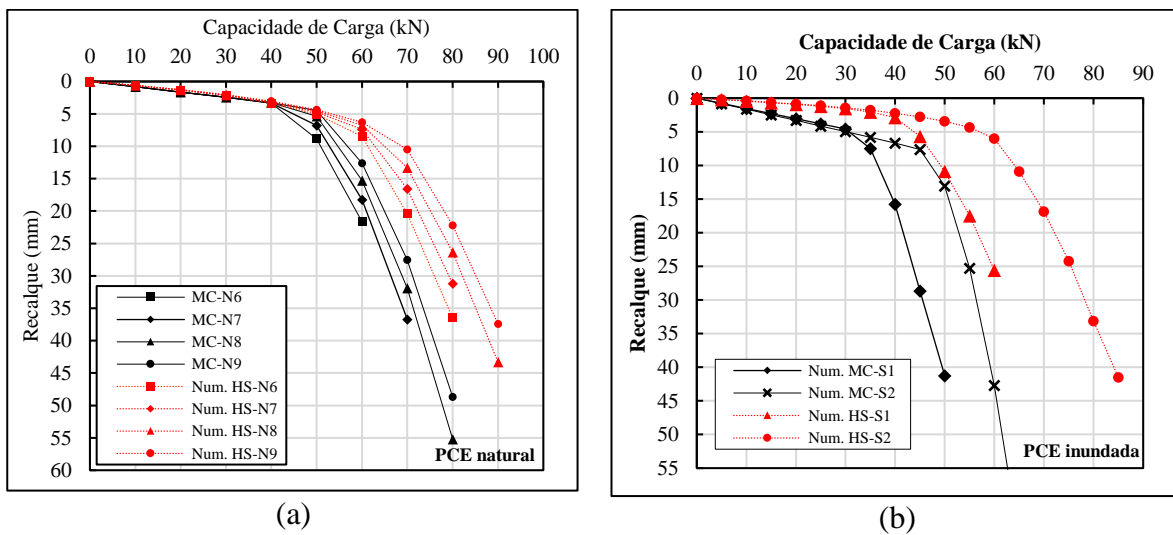
Figura 7.25- Avaliação das tensões cisalhantes no decorrer do ensaio de PCE inundada.



## 7.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, DE EXTRAPOLAÇÃO DAS PCE E RESULTADOS NUMÉRICOS

A comparação entre modelos numéricos utilizando o modelo MC e o modelo HS é apresentada na Figura 7.26. A Figura 7.26 (a) apresenta os resultados na condição natural e a Figura 7.26 (b) os modelos considerando a condição inundada.

Figura 7.26- Comparação entre os modelos MC e HS para as estacas convencionais: (a) na condição natural; (b) na condição inundada.



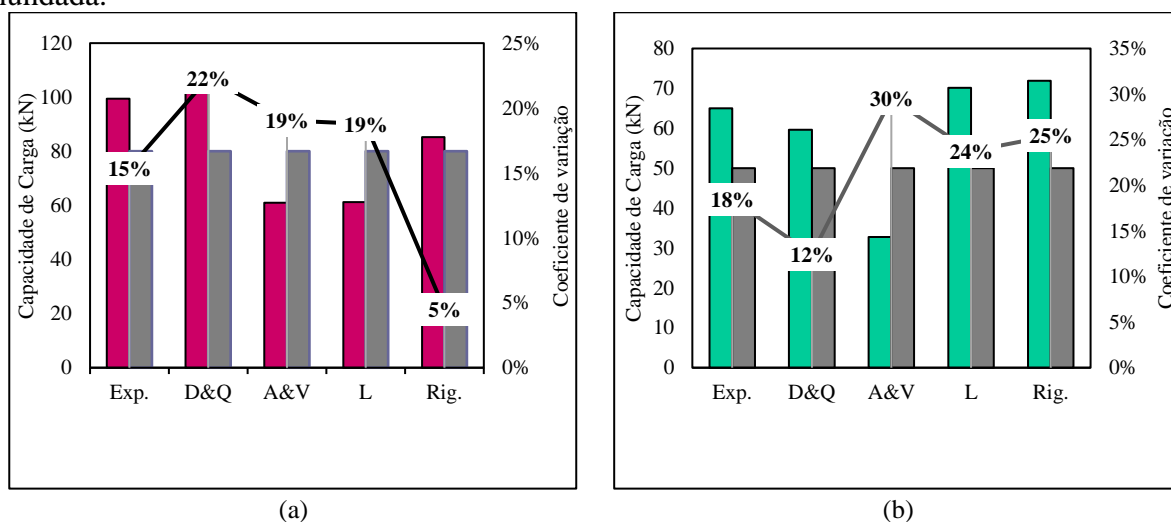
Em virtude da adoção dos parâmetros de entrada na condição natural (Figura 7.26; a), não foi possível avaliar o real comportamento das curvas carga versus recalque. Com isso, estima-se que ambos os modelos as representem adequadamente. É importante destacar que o formato da curva MC é similar a HS. Contudo, o modelo HS apresenta capacidades de carga finais entre 11 e 33% superiores as obtidas pelos modelos MC. Em geral, foram obtidos menores valores de capacidade de carga pelo modelo MC.

Os modelos numéricos que utilizaram os parâmetros do ensaio de compressão triaxial no modelo HS apresentaram uma maior rigidez para os estágios iniciais de carregamento na condição inundada (Figura 7.26; b). A mesma tendência não foi observada nas curvas geradas pelo modelo MC. Salienta-se que esse comportamento foi análogo ao ocorrido na calibração do ensaio de compressão triaxial (item 7.1). Para os trechos finais das curvas ambos os modelos

adquiriram curvas com o crescimento exponencial, ou seja, recalques acentuados ocorreram nos últimos estágios de carregamento.

Os resultados dos modelos numéricos MC-N9 e MC-S1 foram utilizados para confrontar os obtidos experimentalmente e por intermédio dos métodos semi-empíricos. Os modelos supracitados foram escolhidos por apresentarem boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos. A Figura 7.27 apresenta um gráfico com o coeficiente de variação obtido em cada metodologia em relação aos modelos numéricos citados. Conforme discutido no Capítulo 6 há uma alta variabilidade entre a capacidade de carga obtida nos ensaios.

Figura 7.27- Avaliação dos resultados experimentais e dos obtidos pelos métodos de D&Q, A&V, L, Rigidez (Rig) em relação aos dados simulados. (a) condição natural; (b) condição inundada.



Na Figura 7.27 (a) uma variabilidade de 22% foi observada em relação ao resultado simulado MC-N9 e o método de Décourt e Quaresma, sendo essa superior a obtida por intermédio dos demais métodos. Uma pequena dispersão de 5% foi observada considerando o modelo MC-N9 e o método da Rigidez. Na Figura 7.29 (b) o menor coeficiente de variação ocorreu para o método de Décourt e Quaresma e o maior para o método de Aoki e Velloso, ambos em relação ao modelo numérico MC-S1. Conforme indicado na Figura 7.27 (a) apenas os valores previstos por A&Q e L resultam em valores inferiores aos simulados. Na Figura 7.27 (b) somente o método de Aoki e Velloso com os coeficientes originais resultaram em uma capacidade de carga aquém da modelada, os demais resultados são superiores aos modelados.

## 7.7. ESTACAS REFORÇADAS

A única variação construtiva das estacas convencionais e reforçadas foi a inclusão de uma camada de pedra britada compactada no fundo da perfuração. Em consequência, a partir dos modelos numéricos avaliados para as estacas convencionais foi adicionado uma espessura de brita, na qual foi verificado a influência da adoção de diferentes características. Como base para os parâmetros geotécnicos do solo foi utilizado o modelo MC-N9, que representa a condição natural, e o modelo MC-S1 a inundada. Tal escolha foi fundamentada nas discussões realizadas nos itens anteriores, nas quais conclui-se que esses modelos apresentaram uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Não foram realizados ensaios para a pedra britada, portanto serão arbitrados dados presentes na literatura para colunas de brita. A Tabela 7.13 compila os valores de ângulo de atrito ( $\phi'_c$ ) e módulo de elasticidade para colunas de brita ( $E_{col}$ ).

Tabela 7.13- Valores de  $E_{col}$  e  $\phi'_c$  comumente utilizados em colunas de brita.

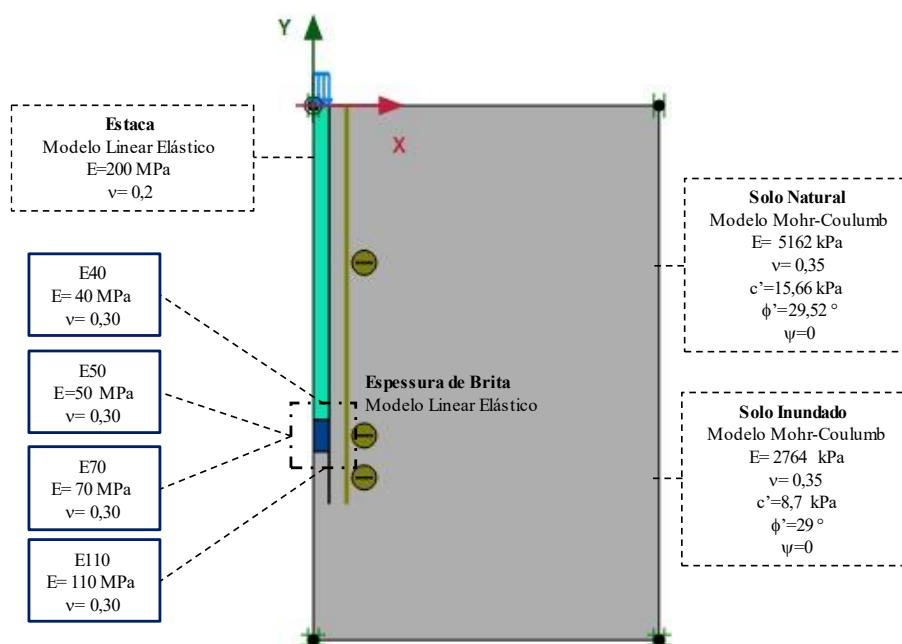
Parâmetros		Referência
$E_{col}$ (MPa)	$\phi'_c$	
30-100	-	Lambe e Whitman (1979)
30-58 e 7-21 (para projeto)	38-45	FHWA (1083)
-	38-42	Besançon et al (1984)
-	41	Mitchell e Huber (1985)
100-200	-	EAU (1990;1992)
-	38	Domingues (2005)
30	38	Mestat et al. (2004 e 2006)
55	43	Ambily e Gandhi (2007)
32	38	Guétif et al. (2007)
70	35	Gab et al. (2009)
30	40	Tan et al. (2008)
22,5-67,5	41-53	Cimentada e Da Costa (2008)
96	48	Berilgen et al. (2008)
32	38	Bouassida et al. (2009)
14	-	Weber et al. (2009)
-	>40	Herle et al. (2009)
100	38	Castro e Sagaseta (2009)
75	40	Foray et al (2009)
-	41,5	Murugesan e Rajagopal (2010)
55	43	Choobbasti et al (2011)
60	38	Six et al. (2012)

Fonte: Lima *apud* Mello (2019).

Devido a complexibilidade da análise, dois modelos foram testados para o material brita inserido na ponta da estaca, sendo eles: Linear Elástico e Mohr-Coulumb. Inicialmente foi aplicado o modelo Linear elástico, em geral, ele permite apenas a modelagem de deformações elásticas, ou seja, ele não engloba as deformações plásticas. Posto isto, a ruptura do material é desconsiderada não sendo necessário atribuir um critério para ela. Esse modelo foi escolhido tendo em vista o processo executivo do sistema estaca/brita. Em suma, com um trato mecânico em formato de espiral o solo foi perfurado e a base limpa. Posteriormente foi depositado no fundo da perfuração uma camada de pedra britada e em seguida concretado as estacas. A concretagem foi realizada na boca do furo, ou seja, a 3 m da espessura supracitada. Com isso estima-se que uma parte líquida do concreto projetado decantou preenchendo os vazios da camada de brita, formando assim uma base de concreto magro.

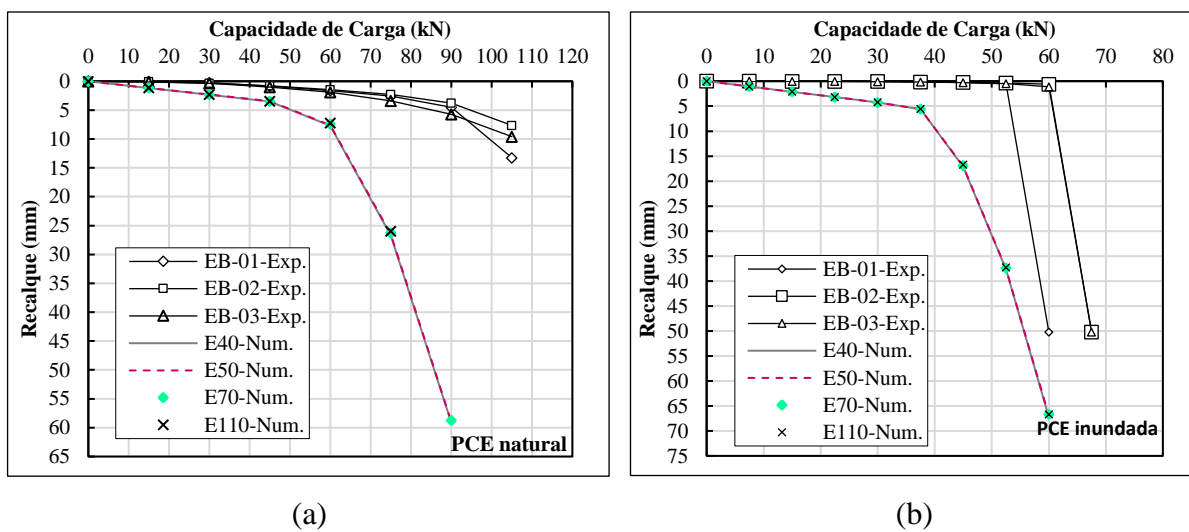
Para essas análises tanto o peso específico natural quanto o saturado foi considerado igual a  $20 \text{ kN/m}^3$  para a brita. E o comportamento foi considerado drenado com coeficiente de permeabilidade de  $86,40 \text{ m/dia}$ . Justifica-se essa adoção em virtude que para pedregulhos esse parâmetro assume um valor na ordem de  $10^{-3} \text{ m/s}$  (PINTO, 2009). A Figura 7.28 apresenta os dados de entrada utilizados nas simulações. Salienta-se que foram utilizados parâmetros idênticos a MC-N9 e MC-S1 para o solo e à estaca na condição natural e inundada respectivamente.

Figura 7.28- Descrição dos parâmetros utilizados no modelo Linear Elástico para as estacas EB.



O coeficiente de Poisson foi arbitrado com base no estudo de Mello (2019) para colunas de brita, assumindo o valor de 0,30 para esse parâmetro. Conforme observado na Tabela 7.13 há uma grande variabilidade dos dados a respeito do módulo de elasticidade na literatura. Posto isto, esse parâmetro foi oscilado em cada simulação e os resultados obtidos para a condição natural são apresentados na Figura 7.29 (a) e para as PCE realizadas com o solo subjacente inundado na Figura 7.29 (b).

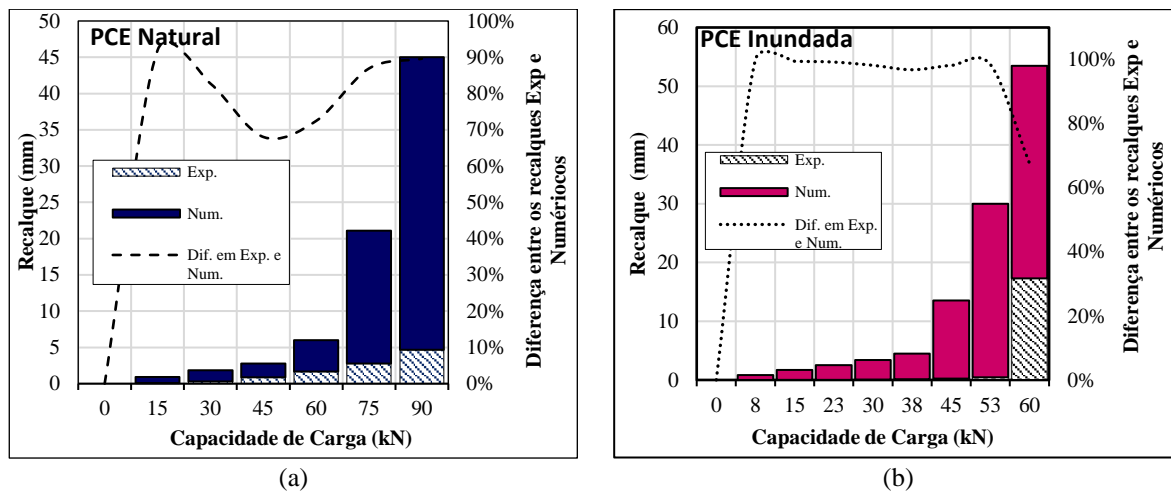
Figura 7.29- Análise numérica das estacas reforçadas: (a) natural; (b) inundada.



Observa-se na Figura 7.29 que a oscilação dos valores de módulo de elasticidade não gera variabilidade nas curvas numéricas. Tanto à estaca quanto a espessura de brita são mais rígidas que o solo circundante. Por conseguinte, ao utilizar valores maiores para o módulo de elasticidade desses elementos não afetará a magnitude dos recalques. Na condição natural, comparando a capacidade de carga final, há uma redução de 14% do simulado frente ao experimental. Já para a inundada, esse valor é igual ao atingido para a estaca EB-01 e 11% inferior as estacas EB-02 e EB-03. Quanto aos recalques em ambas as condições é verificado uma alta dispersão, conforme demonstrado na Figura 7.30, salienta-se que para fins de comparação foi utilizado os mesmos estágios de carregamento.

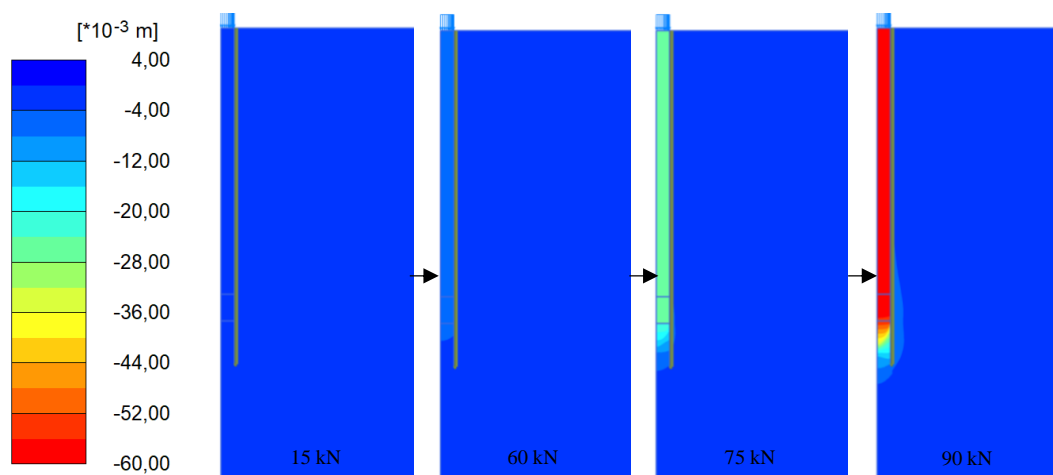


Figura 7.30- Análise dos recalques experimentais e numéricos obtidos para as estacas reforçadas: (a) natural; (b) inundada.



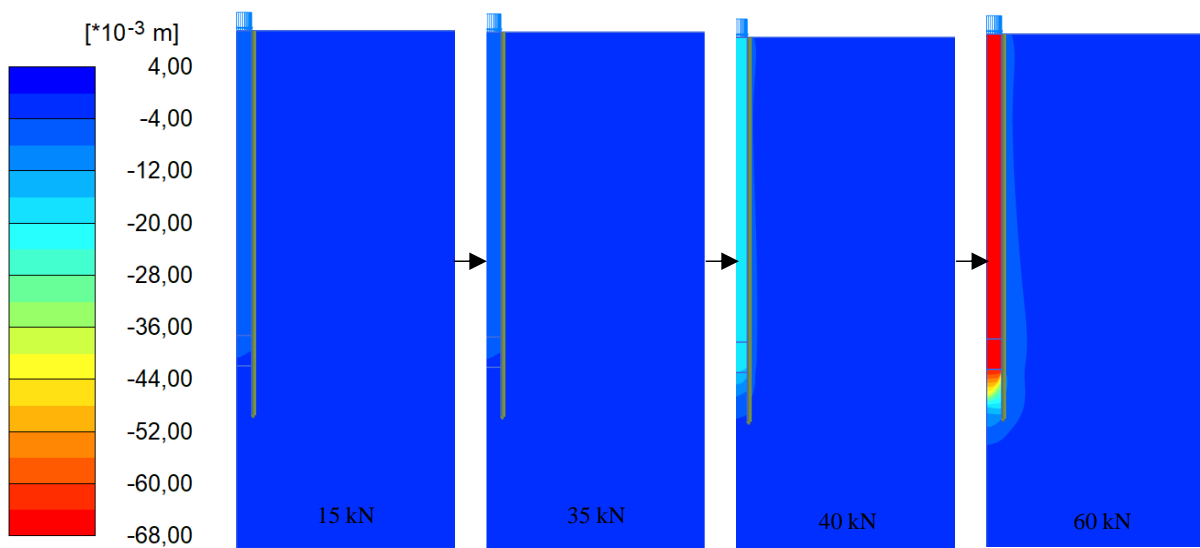
A Figura 7.30 apresentou os recalques obtidos experimentalmente e os numéricos. Observa-se que a discrepância entre os valores é mais atenuante para as provas de carga realizadas com o solo subjacente inundado. A variação dos recalques é estatisticamente significativa. Sendo essa premissa embasada nos altos valores obtidos entre a diferença obtida entre os recalques experimentais e numéricos em todos os estágios. Comparando as reduções entre o estado natural e inundado, para a capacidade de carga final, é possível inferir que experimentalmente esse valor é próximo a 36% e numericamente a 33%. Em outras palavras, para essa análise os resultados simulados são adequados frente aos experimentais. A Figura 7.31 apresenta a variação dos deslocamentos verticais ao longo dos estágios de carregamento para o solo na condição natural.

Figura 7.31- Deslocamentos verticais para o modelo E50 (condição natural).



Destaca-se na Figura 7.31 que até 60 kN os recalques são semelhantes aos experimentais. Entretanto, o acréscimo de carga de 15 e 30 kN resultam em deslocamentos de alta magnitude. Para o carregamento de 105 kN o programa indica colapso do maciço terroso. A Figura 7.32 apresenta os deslocamentos verticais para o solo na condição inundada.

Figura 7.32- Deslocamentos verticais para o modelo E50 (condição inundada).



Na Figura 7.32 pode ser observado os deslocamentos verticais para o solo subjacente inundado. Para os primeiros estágios de carregamento o solo mantém a sua estrutura, entretanto o correto carregamento resulta em recalque abrupto. Comparando os resultados com a Figura 7.31, para 60 kN, observa-se deslocamentos superiores na condição inundada.

A Figura 7.33 e Figura 7.34 apresentam os pontos de plastificação na condição natural e inundada, respectivamente. Existem alterações no comportamento do solo com o acréscimo de carga acarretando um número maior de pontos de ruptura (plastificação) ao longo do fuste e ponta da estaca, gerando assim na vulnerabilidade do sistema solo-estaca. Todavia essa condição é agravada com a inundação do solo subjacente.

Figura 7.33- Pontos de Plastificação para o modelo E50 (condição natural).

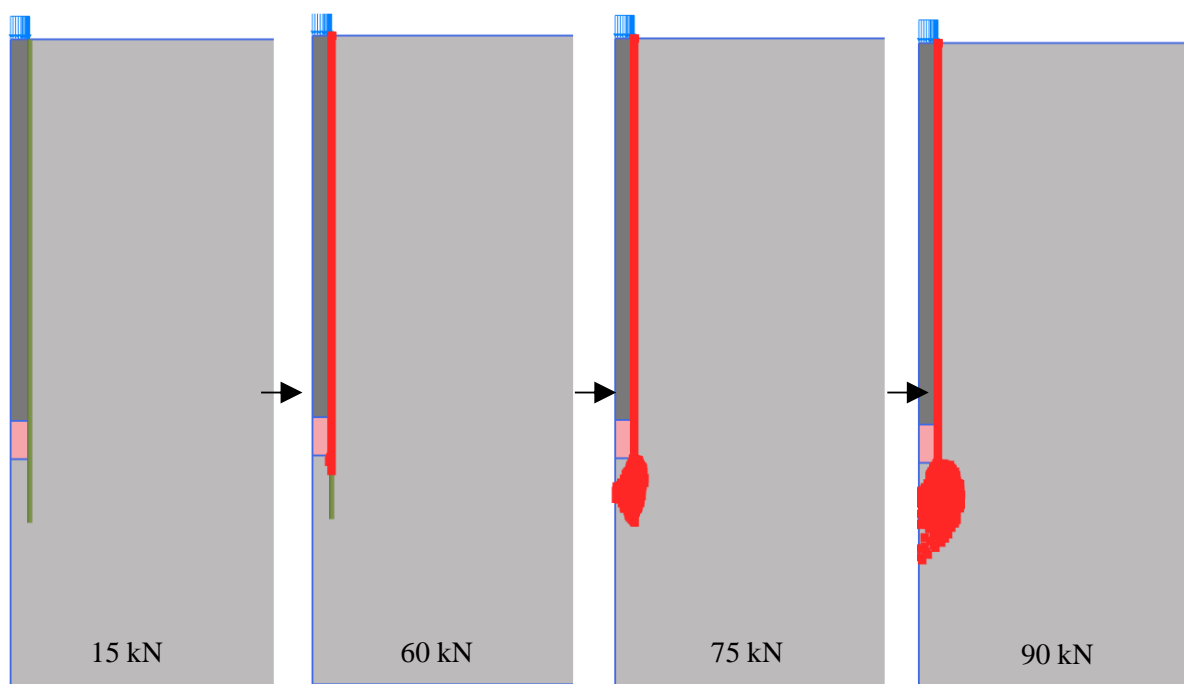
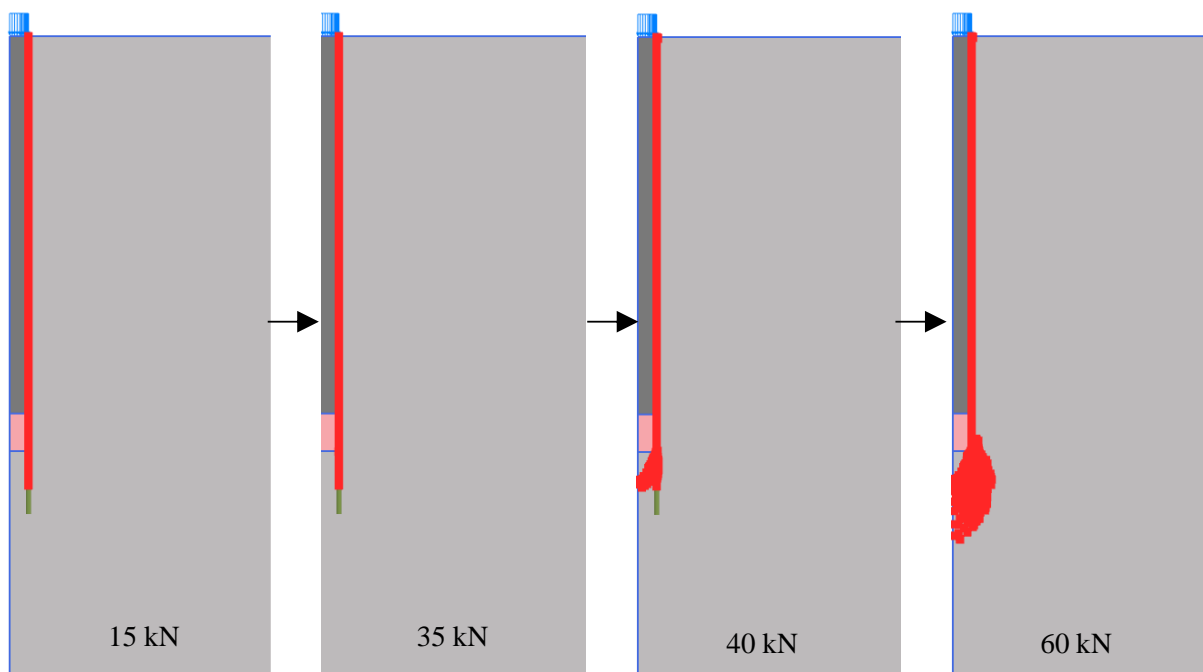


Figura 7.34- Pontos de Plastificação para o modelo E50 (condição inundada).

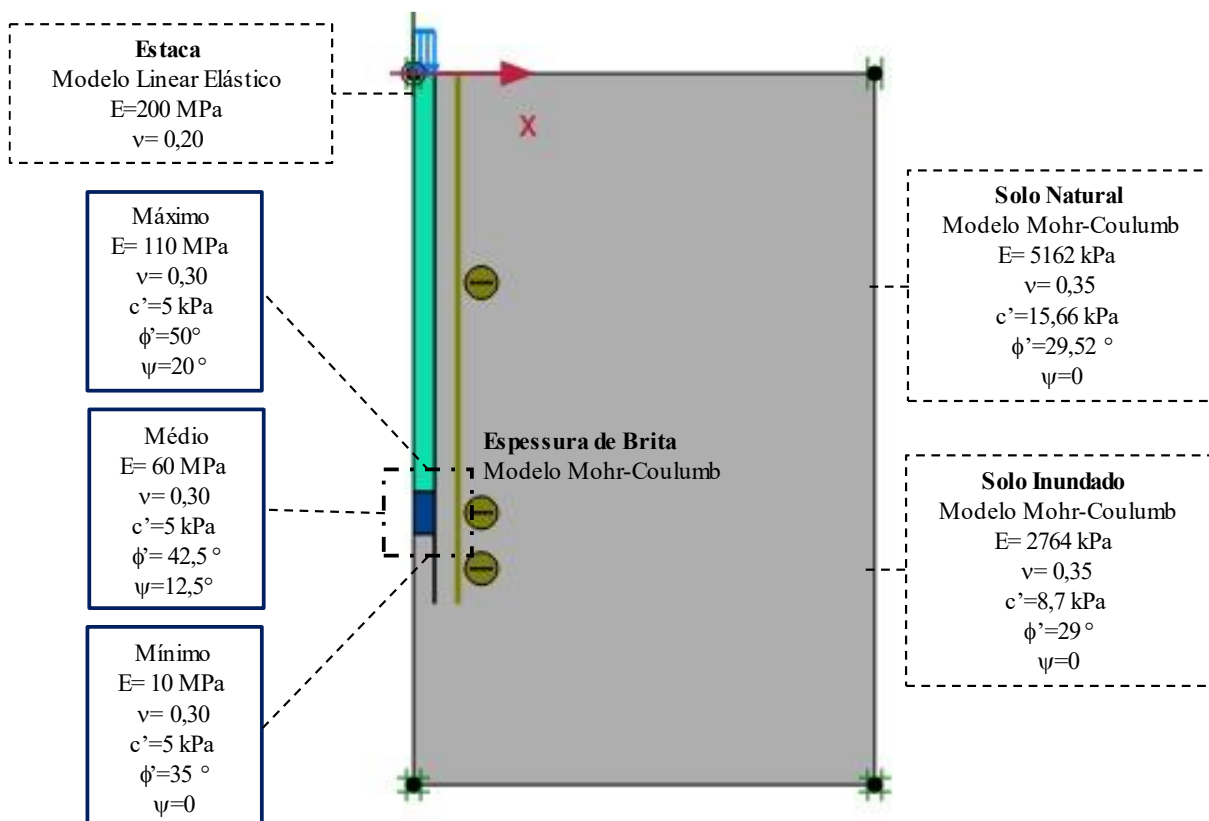


A segunda hipótese testada consisti na aplicação do modelo de Mohr-Coulumb na espessura de brita. Os parâmetros da estaca e solo foram fixados nos modelos que garantiram

um ajuste significativo para as estacas convencionais (MC-N9; MC-S1). Foram testadas seis hipóteses, sendo três para a condição natural e três para a inundada.

Tendo em vista a variabilidade dos valores  $E_{col}$  e  $\phi'_c$  (Tabela 7.13), esses valores foram variados em três faixas, objetivando o melhor ajuste das curvas experimentais e simuladas. A faixa do ângulo de dilatância para colunas de brita ( $\psi_{col}$ ) se situa entre 0 e 20° (MELLO, 2019). Da maneira análoga a  $E_{col}$  e  $\phi'_c$ , o  $\psi_{col}$  foi oscilado e os parâmetros considerados em cada análise são apresentados na Figura 7.35. O software não aceita valores iguais a zero para a coesão. Mello (2019) realizou uma comparação da adoção de 0,1 kN/m<sup>2</sup> e 5 kN/m<sup>2</sup> para a coesão e verificou que não houve dispersão nos resultados dos recalques e nem diminuição da plastificação das colunas de brita. Por conseguinte, foi adotado um valor de 5 kPa para esse parâmetro nas análises desse item.

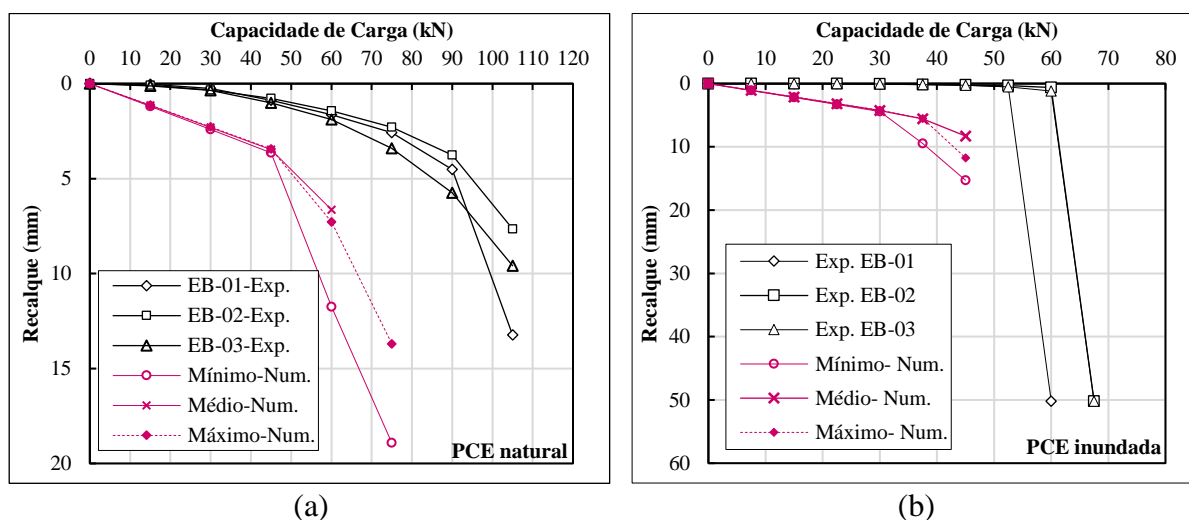
Figura 7.35- Descrição dos parâmetros utilizados no modelo MC para as estacas EB.



As faixas de variação sugeridas consistiram na análise de valores mínimos, médios e máximos (Figura 7.35). Sendo que essa análise objetivou englobar de maneira significativa

todos os parâmetros. Os resultados provenientes dessa avaliação são demonstrados por intermédio da Figura 7.36.

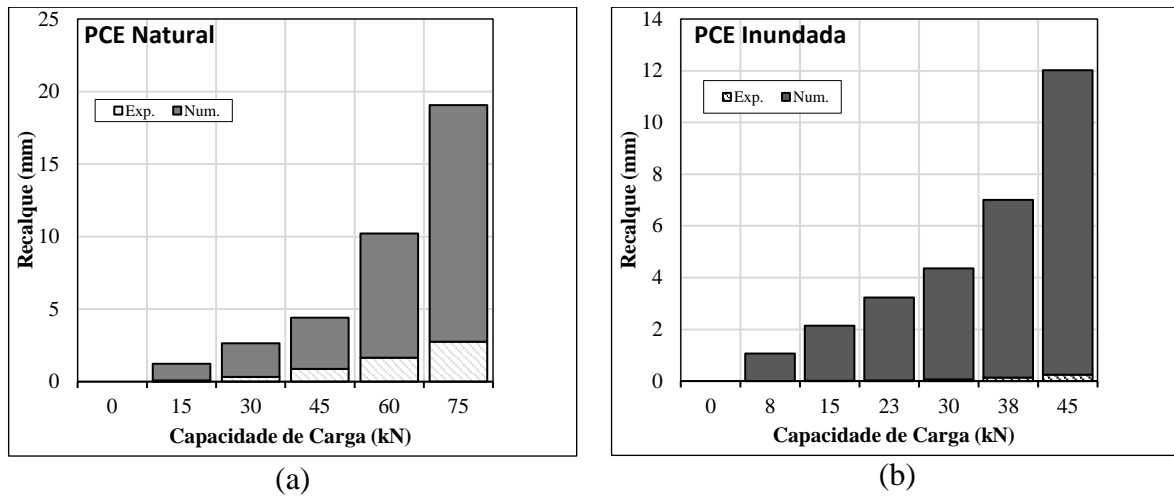
Figura 7.36- Curvas carga versus recalque considerando o modelo MC na espessura de brita: (a) natural; (b) inundada.



A partir da Figura 7.36 observa-se que os maiores recalques ocorrem ao utilizar os menores valores para os parâmetros da brita. Ao inserir o parâmetro de dilatância o material vai dilatar e conseqüentemente na hora de romper serão menores os deslocamentos, pois ocorreu uma expansão. Os valores médios indicaram menores recalques que os demais. Comparando a capacidade de carga simulada há uma redução de 29% (natural) e 33% (inundada) em relação aos dados obtidos experimentalmente. Comparando as reduções entre o estado natural e inundado, para a capacidade de carga final, foi possível inferir que experimentalmente esse valor é próximo a 36% e numericamente a 40%. Em outras palavras, para essa análise os resultados simulados não divergem em grande escala dos experimentais.

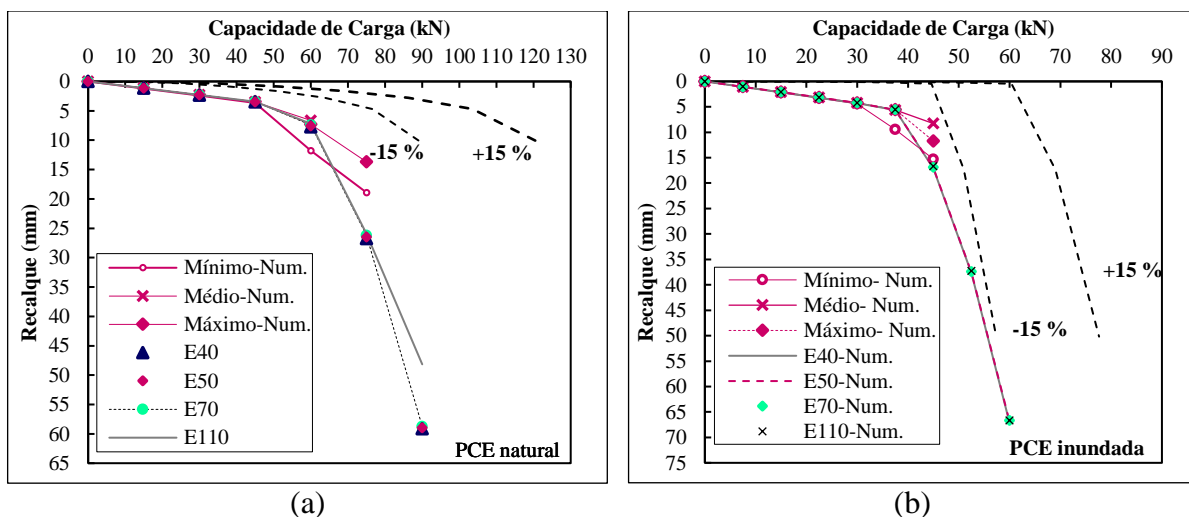
Para as análises na condição natural foi possível observar que os deslocamentos finais obtidos numericamente são próximos aos experimentais, entretanto com capacidade resistiva menor. Essa situação não se repete na comparação do ensaio realizado com o solo inundado. Com o objetivo de facilitar a visualização da variabilidade dos recalques foi plotado um gráfico com os valores experimentais médios sobrepostos aos numéricos médios (Figura 7.37). Salienta-se que os estágios avaliados correspondem ao máximo carregamento atingindo nas simulações.

Figura 7.37- Curvas carga versus recalque considerando o modelo MC na espessura de brita: (a) natural; (b) inundada.



A Figura 7.37 apresentou uma comparação de recalques por estágio de carregamento. A variabilidade dos deslocamentos foi estatisticamente significativa. Para considerar a modelagem numérica adequada foi considerado como critério valores 15% superiores e inferiores a capacidade de carga em cada estágio (Figura 7.38).

Figura 7.38- Faixas de análise de qualidade da análise numérica: (a) natural; (b) inundada.



Observa-se a partir da Figura 7.38 que os resultados numéricos não apresentam boa concordância frente aos experimentais. Esse fato ocorre tanto para os modelos considerando a espessura de brita pelo modelo Linear Elástico, quanto para o de Mohr-Coulumb. No entanto, as simulações geraram valores aquém dos experimentais, sendo assim a favor da segurança. A

Figura 7.39 apresenta a variação dos deslocamentos verticais ao longo dos estágios de carregamento para o solo na condição natural e a Figura 7.40 para solo subjacente inundado.

Figura 7.39- Deslocamentos verticais para o modelo com os valores médios (natural).

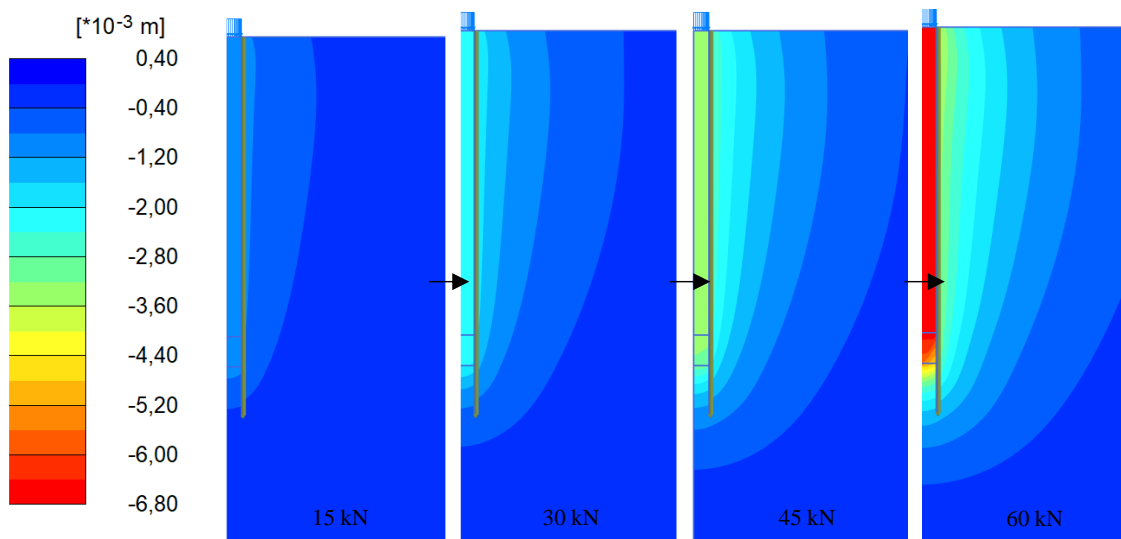
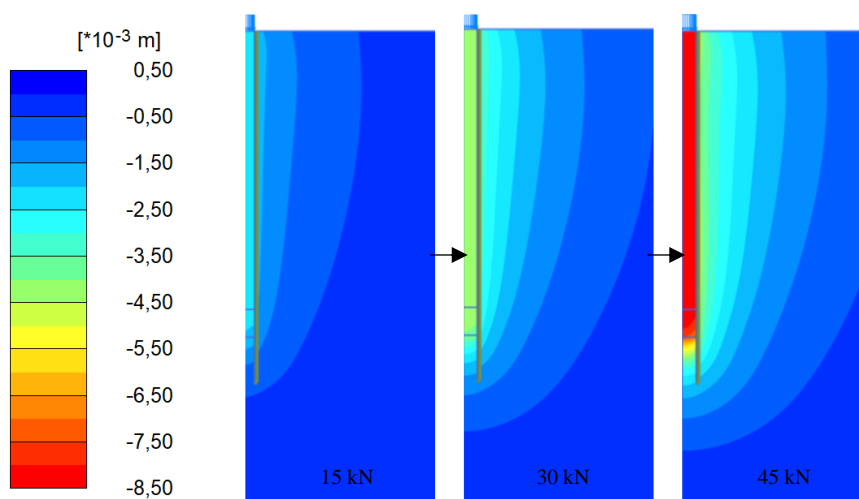


Figura 7.40- Deslocamentos verticais para o modelo com os valores médios (inundada).



A partir das Figuras 7.39 e 7.40 destaca-se a semelhança entre os deslocamentos obtidos em ambas as situações. Entretanto, o programa indica colapso do maciço terroso para a carga de 45 kN na condição inundada e 60 kN para a natural. Avaliando o estágio de 15 kN (natural) é possível inferir que os deslocamentos atuantes na estaca são similares ao do solo. Ao elevar o carregamento, a concentração dos recalques ocorre ao longo de todo o elemento de fundação.

Sugere-se que a inundação do solo acarreta redução da resistência da interface solo-estaca. Tal fato, pode ser verificado na Figura 7.40, já que desde os primeiros carregamentos foi possível observar que o deslocamento tem maior magnitude. A Figura 7.41 apresenta os pontos de plastificação na condição natural do terreno e a Figura 7.42 para o solo após o processo de inundação.

Figura 7.41- Pontos de plastificação para o modelo com os valores médios (natural).

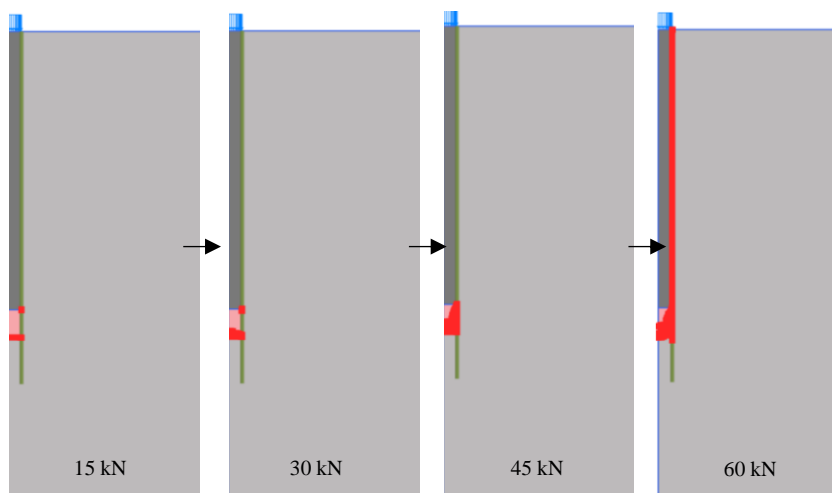
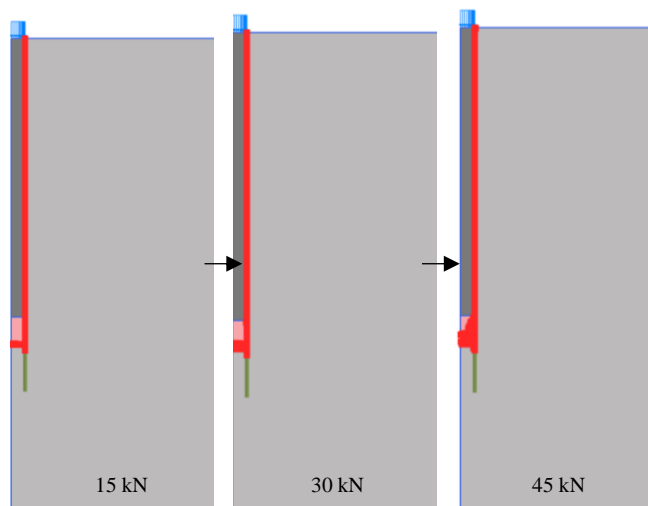


Figura 7.42- Pontos de plastificação para o modelo com os valores médios (inundada).



A partir das Figuras 7.41 e 7.42 observa-se que a maior concentração dos pontos de plastificação ocorre na espessura de brita desde os primeiros estágios. Portanto, os



deslocamentos inferiores aos obtidos nas simulações que foi utilizado o modelo Linear Elástico, pode ser atribuído em virtude da brita sofrer uma possível dilatação na ruptura.

## 7.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao decorrer deste capítulo foi apresentado a validação de uma série de modelos numéricos utilizando os resultados apresentados no capítulo 5 e 6. Para as análises foi utilizada a ferramenta numérica PLAXIS 2D. A otimização da malha consistiu em um refino fino próximo ao elemento de fundação e um mais grosseiro no restante do modelo.

O modelo Linear Elástico foi adotado para as estacas, para o solo ocorreu a aplicação dos modelos Mohr-Coulumb e Hardening Soil. Já para a espessura de brita houve a verificação pelos modelos Linear Elástico e Mohr-Coulumb. Em suma, a partir da avaliação da variabilidade dos parâmetros geotécnicos, é possível concluir a vulnerabilidade do sistema em análise. Ao utilizar os dados provenientes do ensaio de cisalhamento direto as curvas resultantes apresentam valores inferiores aos experimentais.

Foi realizada a validação dos ensaios triaxiais, com isso o modelo de Mohr-Coulumb não se adequou aos dados experimentais nos primeiros trechos para todas as tensões aplicadas. Comportamento semelhante foi observado nas curvas carga versus recalque simuladas pelo modelo supracitado. Entretanto, o modelo Hardening Soil apresentou um ajuste estatisticamente significativo para o Critério de Campos e Carrillo (1995) de análise das curvas tensão desviadora versus deformação axial. Por conseguinte, as curvas simuladas do ensaio de prova de carga estática resultaram em uma maior rigidez para os primeiros estágios, quando comparadas com as obtidas pelo modelo de Mohr-Coulumb.

Alternativamente foi possível utilizar como dados de entrada os índices  $C_c$  e  $C_s$  no modelo de *Hardening Soil*. Entretanto, a sua utilização resultou em baixos parâmetros de rigidez, que repercutiu diretamente sobre os dados simulados evidenciando uma capacidade de suporte aquém da experimental. Comparando os resultados oriundos do solo no estado natural e após inundação, observa-se a diferença entre os deslocamentos verticais, sendo esse mais acentuado para o solo com maior teor de umidade.

O acréscimo de carga resulta em um maior número de pontos de ruptura ao longo do fuste e da ponta da estaca. Essa plastificação resulta em uma vulnerabilidade do sistema solo-estaca. Quando a simulação é realizada para o solo após a inundação essa situação é agravada, já que a plastificação ocorre de maneira acentuada para tensões mais baixas. Para as estacas

com a ponta reforçada não foi observado um ajuste adequado com as curvas experimentais. Ao utilizar o modelo Linear Elástico a capacidade de carga final se situou próxima a experimental, entretanto com deslocamento significativamente superior. O oposto foi observado ao considerar o modelo de Mohr-Coulumb, tendo em vista que os recalques foram similares aos obtidos no ensaio na condição natural, no entanto a capacidade de carga final foi inferior.

Na condição inundada, o modelo de *Hardening Soil* se adequou bem ao primeiro trecho da curva carga *versus* recalque, enquanto o modelo de Mohr-Coulumb apresentou um resultado satisfatório para o trecho final. Com isso, em futuras pesquisas é interessante avaliar a magnitude das tensões avaliadas para a escolha do método adequado. Bem como realizar ensaios triaxiais com sucção semelhante à de campo para prever adequadamente o comportamento a compressão do solo na condição natural.

## 8. CONCLUSÕES

A técnica utilizada em projetos de fundação no município de Cruz Alta consiste em estacas escavadas com o auxílio de um trado mecanizado, entretanto, são raros os estudos que fundamentam tal metodologia no local. Com isso, na presente dissertação foi desenvolvido um programa de ensaios laboratoriais, de campo e modelagem numérica visando abranger as principais características do solo. Nos itens a seguir será relatado as principais conclusões atingidas. E por fim, serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

### 8.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Avaliando as sondagens SPT fica claro a baixa capacidade de suporte do solo em estudo. O índice de resistência à penetração apresenta valores relativamente baixos indicando que o solo se encontra no estado fofo. A realização de sondagens SPT com e sem circulação de água se mostrou uma ferramenta sugestiva para a avaliação da redução do  $N_{SPT}$  oriunda da perda de sucção do material. O  $N_{SPT}$  é o parâmetro de entrada base para a estimativa da capacidade de suporte pelos consagrados métodos utilizados na prática brasileira. Com isso um programa completo de investigação geotécnica pode atribuir uma maior confiabilidade à obra.

Por intermédio da pedologia o material em estudo é classificado como Latosolo vermelho. Avaliando de maneira conjunta os resultados da difração de raio-X e a análise mineralógica da fração granular é possível inferir que a evolução pedogenética resultou na lixiviação da sílica e na fixação dos óxidos de ferro e alumínio (gibbsita). Salienta-se que a lixiviação do solo é característica de regiões tropicais e ocorre devido a sucessivos ciclos de secagem e umedecimento.

Estima-se que a evolução pedogenética tenha gerado uma estrutura cimentada por óxidos/hidróxidos de ferro e/ou alumínio. Tal premissa está baseada na alta porosidade do solo (cerca de 58%) e na elevada permeabilidade ( $10^{-6}$  m/s). Salienta-se ainda que coeficientes de permeabilidade nessa ordem de grandeza são característicos de solos arenosos. O que vai de encontro com a classificação granulométrica obtida, já que o solo é classificado como uma argila areno-siltosa. Entretanto, as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante evidenciam que o solo apresenta microagregações entre as partículas. O índice de atividade

coloidal classifica o solo como inativo o que corrobora com os resultados obtidos nos ensaios de difração de raio- X que indicam a presença de argilominerais 1:1 (caulinita e haloisita).

As curvas características demonstram que o solo é altamente governado pela sucção. Ou seja, a redução desse parâmetro pode desencadear diversos problemas patológicos em estruturas assentes nesse terreno. Observou-se duas entradas de ar nas curvas, uma oriunda dos microporos e a outra dos macroporos. Ressalta-se ainda que curvas com o formato bimodal são características de solos lateríticos. Além disso, observando as curvas características é possível observar o fenômeno da histerese, que pode ser descrito como a diferença entre as curvas de secagem e umedecimento. As trajetórias convergem para elevados valores de sucção, sendo que esse condicionante está diretamente relacionado com a mineralogia e composição química das partículas.

As metodologias empíricas de previsão do potencial de colapso vão de encontro com os resultados obtidos por meio dos ensaios oedométricos, indicando que o solo pode sofrer colapso. Quanto à resistência ao cisalhamento é possível inferir que os parâmetros de resistência são suscetíveis às técnicas utilizadas para a sua interpretação. Há uma variabilidade entre os resultados obtidos por intermédio do ensaio de compressão triaxial e o cisalhamento direto que pode ser atribuído às metodologias empregadas para a ruptura de cada ensaio. A máxima redução da coesão foi em torno de 80% com a inundação, demonstrado que esse parâmetro é vulnerável a perda de sucção do material. Já o ângulo de atrito apresentou porcentagens relativamente baixas de redução.

## 8.2.PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Os ensaios de sondagem SPT, curva característica, compressão confinada e cisalhamento direto denotam a importância da sucção no solo em estudo. Posto isto, nos ensaios de prova de carga estática esse parâmetro tornou-se novamente relevante na avaliação. A inundação resultou na perda da capacidade de suporte nas cinco estacas avaliadas, inclusive nas estacas reforçadas.

Comparando os resultados do estado natural com o inundado é possível inferir que para os primeiros estágios de carregamento a inundação não afeta diretamente a capacidade de suporte do solo. No entanto, quando as curvas no estado natural apresentam um crescimento

dos deslocamentos as curvas da condição inundada apresentam um recalque abrupto. Tal fato pode estar interligado à estrutura do material.

Em outras palavras, para cargas mais baixas o solo mantém a sua estrutura, no entanto a correta combinação do carregamento associada com a inundação pode gerar elevados recalques. Esse comportamento também pode ser avaliado nos resultados do ensaio oedométrico simples, já que para baixas tensões aplicadas os deslocamentos eram pequenos, já para a tensão de 200 kPa houve uma elevada perda de resistência ao inundar o solo.

### 8.3.MODELAGEM NUMÉRICA

As análises numéricas desta dissertação foram realizadas por intermédio da ferramenta computacional PLAXIS 2D. Cujas concentrações se situou na modelagem do comportamento tensão deformação de estacas escavadas. A validação das análises numéricas 2D ocorreu através de resultados experimentais possibilitando avaliar a influência da adoção dos parâmetros geotécnicos. Em todas as análises foi utilizado o modelo axissimétrico, com isso a estaca foi posicionada ao longo do eixo de simetria. O solo e a estaca foram modelados com elementos triangulares de 15 nós. A otimização da malha consistiu em um refino fino próximo ao elemento de fundação e um grosseiro no restante do modelo. O modelo Linear Elástico foi adotado para as estacas. Para o solo ocorreu a comparação entre os modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil. Quanto à espessura de brita houve a verificação pelos modelos Linear Elástico e Mohr-Coulomb. Foram utilizadas interfaces objetivando simular as peculiaridades do sistema analisado.

As particularidades do problema estudado tornam-se evidentes a partir da variação dos parâmetros geotécnicos. A utilização dos valores de ângulo de atrito e coesão oriundos do ensaio de cisalhamento direto culminam em resultados numéricos divergentes dos experimentais. Os ensaios de compressão triaxial foram validados mediante a utilização dos modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil. Para as primeiras leituras realizadas no ensaio laboratorial, os resultados numéricos pelo modelo de Mohr-Coulomb não apresentaram um ajuste adequado. Já o modelo de Hardening Soil apresentou uma concordância satisfatória da curva tensão desviadora versus deformação axial. Salienta-se ainda que a curva de tensão confinante de 100 kPa apresentou rigidez crescente com a deformação axial (Strain-Hardening).

Com isso, ela foi avaliada por dois critérios, sendo que o de Campos e Carrillo (1995) apresentou resultados congruentes com os simulados numericamente.

A partir dos resultados numéricos é possível inferir que os melhores resultados condizem com a utilização dos parâmetros oriundos do ensaio de compressão triaxial. Comparando as provas de carga realizadas no estado natural e inundado é possível verificar a diferença entre os deslocamentos verticais, sendo esse mais acentuado para o solo com maior teor de umidade. Ao longo dos estágios de carregamento é possível observar um acréscimo nos pontos de ruptura ao longo do fuste e da ponta da estaca. Essa plastificação acarreta na vulnerabilidade do sistema solo-estaca. Quando a simulação é realizada para o solo após a inundação essa situação é agravada, já que a plastificação ocorre de maneira acentuada para tensões mais baixas.

Em suma, foi obtida uma concordância satisfatória para as estacas convencionais em termos de capacidade de carga final e recalques. Exceto com a utilização dos parâmetros do ensaio de compressão confinada e cisalhamento direto. Salienta-se que o modelo de Mohr-Coulomb apresentou um bom ajuste apenas para os trechos finais. Tal fato pode ser observado tanto nos resultados do ensaio de compressão triaxial quanto nos de prova de carga estática. As curvas numéricas se assemelham ao formato obtido ao utilizar a extrapolação pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Não foi obtida uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais para as estacas reforçadas. A utilização do modelo Linear Elástico resultou na capacidade de carga máxima simulada próxima a experimental, entretanto com recalques significativamente superiores. A avaliação pelo modelo de Mohr-Coulomb gerou curvas com deslocamentos similares aos experimentais na condição natural e capacidade de carga final inferior.

#### 8.4.SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os seguintes temas são propostos para futuras pesquisas que desejem dar continuidade na presente dissertação:

- Sugere-se a realização de novas curvas características ao longo do perfil de solo, utilizando técnicas complementares ao método do papel filtro. Outra indicação seria a realização de medidas de sucção *in situ*.

- Realizar os ensaios de resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica e compressão confinada com controle de sucção.
- A compactação é uma técnica comumente utilizada em locais com solos colapsíveis, com isso propõe-se a realização de uma nova campanha de ensaios nessa condição.
- Através de modelos físicos seria possível verificar diferentes técnicas com o objetivo de aumentar a capacidade de suporte do solo, tais como: inclusões rígidas compactação do solo, estacas com bulbos, dentre outras.
- Realizar novos ensaios, natural e inundado, em estacas mais longas e de pequeno diâmetro, que provavelmente a maior porcentagem de resistência será atrelada ao atrito lateral. Justifica-se esta sugestão em virtude de que com a inundação a maior redução de capacidade de carga se deu na parcela de ponta.
- Calibrar os métodos de cálculo de capacidade de carga a partir dos resultados oriundos desta dissertação.

## REFERÊNCIAS

AL AQTASH, U.; BANDINI, P. Prediction of unsaturated shear strength of an adobe soil from the soil–water characteristic curve. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 98, p. 892-899, nov. 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.188>>. Acesso em: 02 ago. 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidater Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 5298**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 5333-92**: Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils. Annual Book of ASTM Standards, 1966.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 7181**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. Annual Book Of ASTM Standards, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Solo – grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT- Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica, Rio de Janeiro, 2016.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo- Ensaio de Compactação, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e Descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas, Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Prova de carga estática, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**: Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, Rio de Janeiro, 2000.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. In: V° Congresso de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, 1., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: V° Congresso de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, 1975. p. 367-376.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT**. 1993. 84 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BATISTA, A. C. **Caracterização Química e Estrutural de Quartzos**. 2008. 142 p. Dissertação (Mestrado em Física) – Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, 2008.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Tecknisk Ukeblad**. [S.L], v.106, n. 39, p; 859-863, 1975.

BORGES, J. J. da S.; TORRES, M. S.; VERÍSSIMO, K. J.; FREITAS, M. L. de A. A.; FERREIRA, S. R. de M. Estudo do efeito da inundação na variação de volume, na resistência de ponta e no módulo de elasticidade de um solo colapsível do Semiárido de Pernambuco. **Matéria (Rio de Janeiro)**, Rio de Janeiro, v. 21, n. 4, p. 996-1011, dez., 2016. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1517-707620160004.0092>>. Acesso em: 22 mar. 2021.

BRINKGREVE, R. B. J. **Material models manual-PLAXIS 3D**, Rotterdam, Ed. 20, 2020.

BRINKGREVE, R. B. J. **Material Models**. Rotterdam, Ed. 20, 2020. 256 p..

BRINKGREVE, R. B. J. **Scientific Manua**, Rotterdam, Ed. 20, 2020. 61 p..

BRINKGREVE, R. B. J. **Tutorial Manual- PLAXIS 2D**. Rotterdam, Ed. 20, 2020. 208 p.

BRIZOLARI, G. H. S.; MORONI, I. E.; FLORIAN, F. Solos Colapsíveis: Estudos de Três Casos por meio de Sondagem a Percussão no Município de Araraquara. **Revista Científica Semana Acadêmica**, Araraquara, v. 144, n. 1, p. 1-18, 2018.

BURGER, Craig; SHACKELFORD, Charles D. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 38, n. 1, p. 53-66, fev. 2001.

CAMAPUM DE CARVALHO, José.; MORTARI, Diógenes; ARAKI, Maria Sanae; PALMEIRA, Ennio Marques. Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília-DF. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5, 1994, Foz do Iguaçu/PR **Anais...** Foz do Iguaçu/PR: X COBRAMSEF, 1994. p. 1157-1163.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. MELO, A. C.; SANTOS NETO, P. M.; SILVA, C. M. Considerações sobre provas de carga em estacas em solos colapsíveis com inundação. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1., 1995, Porto Alegre/RS. **Anais...**Porto Alegre/RS: ABMS, 1995. p. 159-173.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F; GUIMARÃES, R. C.; ABREU, P. S. B. Influência da Sucção nos Resultados de SPT e SPT-T em Solos Porosos Colapsíveis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 4, 2001, Porto Alegre/RS: **Anais...** Porto Alegre/RS: ABMS, 2001. p. 509-520.

CAMPOS, T. M. P.; MOTTA, M. F. B. Resistência ao cisalhamento de solos não saturado. Solos não saturados no contexto geotécnico. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1 ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.cap. 17, p. 505-537.

CARVALHO, D. SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: 9º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA: ABMS, 1990, p. 109-114.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R. Comportamento de estacas de pequeno porte a tração em solos colapsíveis. In: 2º SIMPÓSIO DE SOLOS NÃO-SATURADOS, 2, 1994, Recife/PE. **Anais...** Recife/PE: ABMS, 1994, p. 237-242.

CHANDLER, R. J; CRILLY, M. S; SMITH, M. G. A LOW-COST METHOD OF ASSESSING CLAY DESICCATION FOR LOW-RISE BUILDINGS. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering**, [S.L.], v. 92, n. 2, p. 82-89, mai., 1992. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1680/icien.1992.18771>>. Acesso em: 22 mai. 2020.

CHEN, R.P.; ZHOU, W.H.; CHEN, Y.M. Influences of soil consolidation and pile load on the development of negative skin friction of a pile. **Computers And Geotechnics**, [S.L.], v. 36, n. 8, p. 1265-1271, out. 2009. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.05.011>>. Acesso em: 15 jan. 2021.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. 1 ed. São Carlos : Projeto Reenge, 1998.

CINTRA, J. C. A. **Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados - Fundações em Solos Colapsíveis (Resenha)**. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5, 2004. São Carlos/SP. **Anais...** São Carlos/ SP: Suprema, 2004, p. 575-593.

CONCIANI, W. **Estudo do Colapso do Solo através de Ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada**. 1997. 245 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1 ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. cap. 2, p. 21-37.

COUTINHO, R. Q.; COUTINHO, B.P.; DOURADO, K. C. A.. Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. In: PROCEEDINGS OF THE FIFTH INTERNATIONAL

CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 5, 2010, Barcelona. **Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils**. Barcelona: 2010. p. 1161-1167.

COUTINHO, R. Q. Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. In: Taylor and Francis – Balkema, 3, 2007,. p. 2049-2100.

DÉCOURT, L. Capacidade de carga em estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 3, 2002, São Paulo/SP. **Anais...** São Paulo/SP: ABMS, 2002. 1545-1555.

DÉCOURT, L.; Quaresma, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1978, Rio de Janeiro/RJ. **Anais ...** Rio de Janeiro/RJ: ABMS, 1978, p. 45-54.

Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998, V.3, P. 1599-1606. Fellenius, B. H. Basics of Foundation Design. Edição Eletrônica 2006. Disponível em: . Acesso em: 30 Jun. 2008.

DELGADO, A. K. C. **Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado**. 2002, 211 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília. Brasília, 2002.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256/1994**: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão: Rio de Janeiro, 1994a. 6.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 258/1994**. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. DNER: Rio de Janeiro, 1994b. 14.

DIAS, I. M. **Estudo de solos tropicais para o uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos**. 2007, 139 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

DOLINAR, B. Prediction of the soil-water characteristic curve based on the specific surface area of fine-grained soils. **Bulletin Of Engineering Geology and The Environment**, [S.L.], v. 74, n. 3, p. 697-703, 4 set. 2014. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1007/s10064-014-0664-y>>. Acesso em: 02 ago. 2020

DRNEVICH, V. P; LUTENEGGER, A. J; SABER, R. T. Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**, [S.L.], v. 11, n. 3, p. 173, sep 1988.

FAGUNDES, L. S. **Avaliação da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical não saturado**. 2014. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental)- Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2014.

FERNANDES, J. C S. **Grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo colapsível**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados devido à Inundação**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995.

FERREIRA, S. R. M. Solos Colapsíveis e Expansivos: Uma Visão Panorâmica no Brasil. In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 6, 2008, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA: ABMS, 2008, p. 593-619.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. 2007. 332 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

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

FISH, J., BELYTSCHKO, T. **A first course in finite elements**. 1 ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2007.

FONSECA, E. C.; CAMPOS, L. E. P.; PRESA, E. P.; MACHADO, S. L. Ensaio triaxiais de estágios múltiplos com controle da sucção em solos residuais de granito. In: 2º SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1997, Recife/PE. **Anais...** Recife/PE: ABMS, 1994, p. 45-52.

FOOKES, P. G. **Tropical Residual Soils.**, London: The Geological Society, 1993.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 15, n. 3, p. 313-321, 1 ago. 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHADJO, H.; Gan. J. K. M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: 6<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE OF EXPANSIVE SOILS, 1987, New Delhi. **Proceedings**...New Delhi, 1987, p. 49-54.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**: John & Wiley Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. New Jersey, 2012.

FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K.; XING, A. . P. D. E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: 1<sup>st</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, Paris. **Proceedings**... Paris:1995, p. 63-69.

FREDLUND, M. D; FREDLUND, D G; WILSON, G W. An equation to represent grain-size distribution. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 37, n. 4, p. 817-827, ago. 2000. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1139/t00-015>>. Acesso em: 02 ago. 2020.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 31, n. 4, p. 521-532, ago. 1994. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1139/t94-061>>. Acesso em: 04 ago. 2020.

FUCALE, S.P. **Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do estado de Pernambuco**. 2000. 138 p. Dissertação- Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. 1997. 281 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1997.

GONÇALVES, R. L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR**. 2006. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2006.

GREACEN, E. L.; WALKER, G. R.; COOK, P. G. **Evaluation of the filter paper method for measuring soil water suction**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MEASUREMENT OF SOIL AND PLANT WATER STATUS, 1987. **Anais...** 1987, 137–143.

GUAN, G. S.; RAHARDJO, H.; CHOON, L. Shear Strength Equations for Unsaturated Soil under Drying and Wetting. **Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 136, n. 4, p. 594-606, abr. 2010. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000261](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000261)>. Acesso em: 09 fev. 2021.

GON, F. S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campina/SP**. 2011. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure. In: Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7, 1975, Durban. **Proceedings...** Durban: Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, p. 99-105.

KNIERIM, L. S. **Estudo do comportamento mecânico e hídrico do uso do lodo de estação de tratamento de água em misturas com solo argiloso laterítico**. 2020. 203 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do Banco de Dados**. 1988. 231 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LEE, H. C.; WRAY, W. K. Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1, 1995, Paris. **Proceedings...** Paris:1995, p. 615-622.

LI, P.; VANAPALLI, S. K. Simple Method for Prediction of the Soil Collapse Behavior due to Wetting. **International Journal Of Geomechanics**, [S.L.], v. 18, n. 11, p. 06018026, nov. 2018. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001285](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001285)>. Acesso em: 16 fev. 2021.

LOBBEZOO, J. P.; VANAPALLI, S. K.. A Simple Technique for Estimating the Coefficient of Permeability of Unsaturated Soils. In: PROCEEDINGS OF THE 55<sup>TH</sup> CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 55, 2002, Niagra Falls. **Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference**. Niagra Falls:2002. p. 1277-1284.

LOBO, B. O; SCHNAID, F.;ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. M. Previsão de capacidade de carga de estacas através de conceitos de transferência de energia no SPT. **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**. [S.L.], v. 115, p. 5-20, 2009.

LOBO, A.S; ALBIERO, J. H; FERREIRA, C. V. Influência da inundação do solo na carga última de estacas de pequeno porte. In: SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo/SP. **Anais...São Paulo: ABMS**, 1991. p. 207-216.

LOMMLER, J. C.; BANDINI, P. Characterization of Collapsible Soils. **IFCEE 2015**, [S.L.], p. 1834-1841, 17 mar. 2015. Disponível em:  
<<http://dx.doi.org/10.1061/9780784479087.167>>. Acesso em: 02 fev. 2021.

LOPES, F. R. **Métodos numéricos em geotecnia**: apostila. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2006.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ANAIS DO ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1, 1995, Porto Alegre/RS. **Anais do Encontro sobre Solos Não Saturados**. Porto Alegre/RS: ABMS, 1995. p. 112-125.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, 1997, Rio de Janeiro/ RJ. **Anais... Rio de Janeiro/RJ: ABMS**, 1997, p. 373-397.

MARINHO, F. A. M. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento para Estudos de Encostas e Taludes: Ensaio de Laboratório. In: VI CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 6, 2013, Angra dos Reis/RJ. **Anais... Angra dos Reis/RJ: 2013**, p. 119 - 134.

MARINHO, F. A. M.; ZAMBUZI, N. D. C.; CAMPOS, T. M. P. Desenvolvimento de Cerâmica com Alta Pressão de Entrada de Ar. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 8, 2006, Curitiba/PR. **Anais...Curitiba/PR: ABMS**, 2006, p. 435-440.



MASUTTI, G. C. **Comportamento à compressão de estacas escavadas comportamento à compressão de estacas escavadas de Cruz Alta/RS**. 2020. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Oedometer Behavior of an Artificial Cemented Highly Collapsible Soil. **Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 135, n. 6, p. 840-843, jun. 2009. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2009\)135:6\(840\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2009)135:6(840))>. Acesso em: 15 jan. 2021.

MEDERO, M. G., SCHNAID F. GEHLING W. Y.Y. Análise do comportamento mecânico de um material colapsível. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 4, 2001, Porto Alegre/ RS. **Anais...** Porto Alegre/RS: ABMS, 2001, pp-235-255.

MELFI, A. J. **Laterita e processos de laterização**: nota: São Carlos: Universidade de São Paulo, 1994.

MILITITSKY, J.; DIAS, R. D. Shallow foundations in lateritic soils. In: FIFTH INTERNATIONAL CONGRESS, 1986, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: International Association of Engineering Geology, 1986.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015, 256 p.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em Laboratório de Características de Colapso e Transporte de Solutos Associados à Infiltração de Licor Cáustico em um Solo Laterítico**. 2004. 219 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2004.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo em solos lateríticos**, 1 ED. São Paulo: Villibor, 1995.

NOOR, S. T. Numerical and Analytical Modeling for Predicting Drag Load Induced on Pile in Collapsible Soil because of Inundation. **The Open Civil Engineering Journal**, [S.L.], v. 11, n. 1, p. 664-675, 15 ago. 2017. Disponível em: <<https://opencivilengineeringjournal.com>>. Acesso em: 22 mar. 2021.

ÖBERG, A. L.; SÄLLFORS, G. A. Determination of the shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water characteristic curve. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 1, p. 40-48, 1995.

OLIVEIRA, C. P. D. **Experimental and Theoretical Study of a Gneiss Young Residual Soil**. EJGE. [S.l.], p. 1185–1203. 2011.

OLIVEIRA, F. S. **Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas**. 2015. 358 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado não Saturado**. 2004. 361 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2004.

PEREIRA, J. H. F.; FREDLUND, D. G. Volume Change Behavior of Collapsible Compacted Gneiss Soil. **Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 126, n. 10, p. 907-916, out. 2000. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2000\)126:10\(907\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:10(907))>. Acesso em: 4 fev. 2020.

PEREIRA, M. S.; TSUHA, C. de H. C.; VILAR, O. M.; SCHIAVON, J. A.; TIBANA, S.; SABOYA, F.; DIAS, D. Performance Evaluation of a Collapsible Soil Reinforced with Compacted Lateritic Soil Columns. **Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 145, n. 9, p. 04019055, set. 2019. Disponível em: [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002093](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002093). Acesso em: 18 fev. 2020.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 367 p.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão do lençol freático**. 2007. 298 p. Tese (Doutorado em Geotecnia)- Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d' água. **Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades**. [S.L.], v. 01, n.06, p. 13-27, 2013.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Relationship between Collapse and Soil-Water Retention Curve of a Sandy Soil. **Unsaturated Soils 2006**, [S.L.], p. 1025-1036, mar. 2006. Disponível em:<<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/40802%28189%2983>>. Acesso em: 18 fev. 2021.

ROHM, Sergio. Antonio.; VILAR, Orencio. Monje. Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1, 1995, Paris. **Proceedings...** Paris: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, p. 189-1193.

ROY, C; NOOR, S.T.; NILOY, T. M.; TRISHA, A.H.; RANA, M.; AZIZ, T. Negative Skin Friction Induced on Single Pile in Collapsible Soils due to top Inundation. In: 4<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON CIVIL ENGINEERING FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT, 4, 2018, Bangladesh. **Proceedings...** Bangladesh: ICCESD, 2018, p. 1-12.

SALES, M. M., VILAR, O. M., MACARENHA, M. M. A., PEREIRA, J. H. F., SILVA, C. M., CARVALHO, J. C. Fundações em solos não saturados- Solos não saturados no contexto geotécnico. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1 ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.cap. 24, p. 651-685.

SANTOS, C. A. B. R. **Análise Numérica do Comportamento de Escavações em Solo Grampeado: Estudo de Caso e Influência dos Condicionantes de Projeto e de Execução**. 2019. 179 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2019.

SANTOS, T. A. **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos emregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul**. 2016. 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Maria, 2016.

SCHNAID, F. ODEBRECHT. E. . **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p.

SILVA, J.C.B. Análise dos resultados de prova de carga em estacas de pequeno diâmetro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4, 1990, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA: ABMS, 1990, p. 125-131.

SOARES, F. V. P. **Previsão de recalques por colapso de sapatas assentes em solo natural e compactado**. 2018. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental)- Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2018.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. 2004. 468

p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

VAN DER VEN, C. The bearing capacity of a pile. In: Proc. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953. **Proceedings...** Zurich, 1953, p. 84-90.

VANAPALLI, S. K.; WRIGHT, A.; FREDLUND, D. G. Shear strength behaviour of a silty soil over the entire suction range from 0 to 1,000,000 kPa. In: FIFTY-THIRD. CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 1, 2000, Montreal. **Proceedings...** Montreal: Fifty-Third. Canadian Geotechnical Conference, 2000, p. 1161–1168.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of Different Procedures to Predict Unsaturated Soil Shear Strength. In: GEO-DENVER 2000, 1., 2000, Reston, **Proceedings...** Reston: American Society of Civil Engineers, 2000, p. 3-8.

VANAPALLI, S K; FREDLUND, D G; PUFAHL, D e; CLIFTON, A W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 33, n. 3, p. 379-392, 2 jul. 1996.

VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, [S.L.], v. 44, n. 5, p. 892-898, set. 1980. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>>. Acesso em: 12 ago. 2020.

VARGAS, M. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. In: 2° INTERNATIONAL CONGRESS IAEG, 2, 1974, São Paulo/SP **Anais...** São Paulo/SP: 2° ICAEG, 1974. p. 1-26.

VARGAS, M. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509 p.

VARGAS, M. Structurally unstable soils in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, 1973, Moscow **Anais...** Moscow: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973. p. 239-246.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 226p.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S. **Pavimentos econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009, 291 p.

VIVIAN, J. B. **Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com óleo Diesel**. 2008. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

XIE, W.; LI, P.; VANAPALLI, S. K.; WANG, J. Prediction of the wetting-induced collapse behaviour using the soil-water characteristic curve. **Journal Of Asian Earth Sciences**, [S.L.], v. 151, p. 259-268, jan. 2018. Disponível em:<<http://dx.doi.org/10.1016/j.jseaes.2017.11.009>>. Acesso em: 16 fev. 2021.

WAN, R.; DURIEZ, J.; DARVE, F. A tensorial description of stresses in triphasic granular materials with interfaces. **Geomechanics For Energy and The Environment**, [S.L.], v. 4, p. 73-87, dez. 2015.