

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

**LUAN ALCIDES DE ARAÚJO MARAN**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE**  
**ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO COLAPSÍVEL**

MARINGÁ  
2024

**LUAN ALCIDES DE ARAÚJO MARAN**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE  
ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO COLAPSÍVEL**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez.

MARINGÁ  
2024

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

Maran, Luan Alcides de Araújo

Simulação numérica do comportamento de estacas escavadas em solo colapsível /  
Luan Alcides de Araújo Maran. -- Maringá, PR, 2024.  
125 f. : il. color., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia,  
Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil,  
2024.

1. Construção civil - Estaca escavada. 2. Solo não saturado. 3. Curva carga-recalque.  
4. Curva característica. 5. Simulação numérica. I. Gutierrez, Nelci Helena Maia, orient. II.  
Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia  
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.154

Elaine Cristina Soares Lira - CRB-9/1202

LUAN ALCIDES DE ARAÚJO MARAN

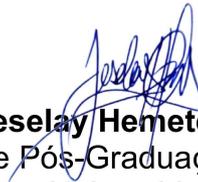
**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS  
ESCAVADAS EM SOLO COLAPSÍVEL**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 12/08/2024, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**



**Profa. Dra. Nelci Helena Maia Gutierrez**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professora Orientadora de Estudos



**Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis**  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá

Documento assinado digitalmente

**gov.br**

MAURO LEANDRO MENEGOTTO

Data: 20/08/2024 10:13:26-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. Mauro Leandro Menegotto**  
Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária  
Universidade Federal da Fronteira Sul, *Campus* Chapecó

À minha esposa Bianca Medeiros Maran por ser  
minha inspiração e também pelo incondicional  
cuidado, apoio e incentivo ao longo dessa  
caminhada.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pois Ele tornou possível a realização desse trabalho, abriu as portas, capacitou-me, levantou pessoas maravilhosas que me ajudaram e contribuíram com seus conhecimentos e ensinamentos, sou extremamente grato por tudo que Ele tem feito em minha vida.

À Professora Nelcí Helena Maia Gutierrez, pela orientação, contribuição, disposição e toda paciência que teve comigo. Não mediu esforços para ajudar e me ensinar. Louvo a Deus pela sua vida.

Aos professores Jeselay Hemetério e Antônio Belincanta, sempre dispostos, motivados e prontos para ministrar seus ensinamentos. Todo tempo próximo deles foi de grande aprendizado.

À minha esposa Bianca Medeiros Maran, que cuidou dos nossos filhos Daniel e Rafaela na minha ausência durante o desenvolvimento da presente pesquisa. Sempre me motivou e se mostrou totalmente disposta a me ajudar. É meu porto seguro e um privilégio fazer parte dos seus dias.

Aos meus filhos Daniel e Rafaela, que foram inspiração e motivação para que eu não desistisse durante os momentos difíceis.

Aos meus pais e aos pais da Bianca, sempre dispostos em ajudar, em especial um agradecimento à minha sogra Dóris Prux e Jorge Ademir Medeiros, que cuidaram com muito amor de minha esposa e meus filhos quando eu estava longe de casa.

À empresa Fundati Engenharia Geotécnica, em especial ao Dirceu Roso e Eduardo Gallas, que seguraram as pontas na minha ausência e também não mediram esforços para que eu me dedicasse à presente dissertação.

A todos os colegas do curso, foi um prazer enorme conhecer e compartilhar com vocês os conhecimentos adquiridos ao longo do Programa. Levarei a amizade de vocês comigo e jamais me esquecerei.

Se procurar a sabedoria como quem procura a prata e buscá-la como quem busca um tesouro escondido, então você entenderá o temor do Senhor e achará o conhecimento de Deus. Porque o Senhor é quem dá sabedoria; da Sua boca procedem o conhecimento e o discernimento.

Provérbios 2:4-6.

## RESUMO

As estacas escavadas com trado mecânico de pequeno diâmetro, sem a utilização de fluido estabilizante, são amplamente empregadas em projetos de construções de pequeno e médio porte na região de Maringá-PR. Essas estacas são implantadas em camada de solo residual evoluído proveniente do basalto, constituída por material classificado como Argila Siltosa, porosa, laterítica, não saturada e colapsível. O comportamento desse solo, sob carregamento, é normalmente comprometido com o aumento do seu teor de umidade. Embora muitos estudos foram realizados por alguns pesquisadores, ainda existem incertezas sobre o mecanismo que ocorre na interação solo-estaca quando do umedecimento do solo. Este estudo verifica a influência do teor de umidade do solo no comportamento da curva carga-recalque de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo residual evoluído de basalto. As análises foram realizadas por simulações numéricas, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio do software PLAXIS, considerando como critério de ruptura o modelo de Mohr-Coulomb, elástico perfeitamente plástico. Foram consideradas 3 provas de carga estáticas, já executadas no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM) em estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, com diâmetro efetivo de 26 cm e comprimentos de 4 m, 6 m e 8 m para a calibração do método numérico. Posteriormente, foi verificado o comportamento da curva carga-recalque conforme alteração do teor de umidade do solo. Também foram realizadas simulações para estacas com diâmetro efetivo de 40 cm, com o objetivo de avaliar a influência da variação do teor de umidade do solo no comportamento da curva carga-recalque para estaca de maior diâmetro. Os resultados das simulações numéricas indicaram que o aumento do teor de umidade provocou um aumento do recalque ao longo do carregamento da estaca e, também, em uma redução da carga de ruptura das estacas, pois quando comparadas as curvas carga-recalque na condição de teor de umidade natural e na condição do solo saturado, obteve-se um aumento médio de 2,8 vezes o recalque na estaca de 4 metros, 2 vezes o recalque na estaca de 6 metros e 1,3 vezes o recalque na estaca de 8 metros, tanto para o diâmetro do fuste de 26 cm quanto para o diâmetro do fuste de 40 cm. Dessa forma, constatou-se que com o aumento do teor de umidade do solo, ocorre uma redução da capacidade de carga e um aumento do recalque da estaca.

**Palavras-chave:** Curva característica. Curva carga-recalque. Método de Elementos finitos.

## ABSTRACT

Bored piles excavated with small-diameter mechanical augers, without the use of stabilizing fluid, are widely used in small- and medium-scale construction projects in the region of Maringá-PR. These piles are installed in a layer of evolved residual soil derived from basalt, composed of material classified as silty clay, porous, lateritic, unsaturated, and collapsible. The behavior of this soil under loading is typically compromised by an increase in its moisture content. Although several studies have been conducted by some researchers, uncertainties remain regarding the mechanism involved in soil-pile interaction when the soil becomes wet. This study examines the influence of soil moisture content on the load-settlement curve behavior of piles excavated with mechanical augers, without stabilizing fluid, in evolved residual basalt soil. The analyses were performed through numerical simulations using the Finite Element Method (FEM), via PLAXIS software, considering the Mohr-Coulomb perfectly plastic-elastic model as the failure criterion. Three static load tests, previously performed at the Experimental Geotechnical Field of the State University of Maringá (UEM) on piles excavated with mechanical augers without stabilizing fluid, with an effective diameter of 26 cm and lengths of 4 m, 6 m, and 8 m, were used for calibrating the numerical method. Subsequently, the load-settlement curve behavior was evaluated as the soil moisture content varied. Simulations were also carried out for piles with an effective diameter of 40 cm, with the aim of assessing the influence of moisture content variation on the load-settlement curve behavior for larger-diameter piles. The results of the numerical simulations indicated that the increase in moisture content caused an increase in settlement during pile loading and a reduction in the piles' ultimate load capacity. When comparing the load-settlement curves for the natural moisture condition and the saturated soil condition, an average increase in settlement of 2.8 times was observed for the 4-meter pile, 2 times for the 6-meter pile, and 1.3 times for the 8-meter pile, for both the 26 cm and 40 cm pile shaft diameters. Thus, it was found that as the soil moisture content increases, the load-bearing capacity decreases and the pile settlement increases.

**Key-words:** Characteristic curve. Load-settlement. Finite Element Method.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Categoria da Mecânica dos Solos. *Areias secas são consideradas sistema bifásico; **Solos com bolhas de ar oclusas são considerados um sistema bifásico; ***Podem ser solos colapsíveis ou expansivos .....	21
Figura 2.2 -Elemento de solo não saturado e suas fases .....	22
Figura 2.3 - Círculo de Mohr .....	23
Figura 2.4 – Curva Característica do solo (a). Resistência ao cisalhamento <i>versus</i> sucção do solo (b) .....	24
Figura 2.5 – Representação da envoltória planar da resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial.....	25
Figura 2.6 - Representação da envoltória não linear da resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial.....	25
Figura 2.7 - Curvas características típicas para solos arenosos, siltosos e argilosos .....	27
Figura 2.8 - Curvas características para amostras compactadas com diferentes teores de umidade inicial.....	27
Figura 2.9 – Curvas características para diferentes volumes específicos .....	28
Figura 2.10 – Histerese observada na curva característica do solo .....	29
Figura 2.11 – Aspectos da CCSA. $\theta_s$ = umidade volumétrica de saturação; $\theta_R$ = umidade volumétrica residual .....	29
Figura 2.12 – Curva característica solo-água unimodal.....	30
Figura 2.13 – Curva característica solo-água bimodal.....	31
Figura 2.14 – Parâmetros de ajuste de curva bimodal para o modelo matemático .....	32
Figura 2.15 – Curva característica de carregamento e definição dos módulos de elasticidade .....	36
Figura 2.16 – Curva característica de um ensaio pressiométrico.....	40
Figura 2.17 – Variação do módulo de deformabilidade com a sucção matricial para um solo argiloso .....	42
Figura 2.18 – Curvas tensão x deformação de ensaios triaxiais com sucção controlada.....	43
Figura 2.19 – Relação entre a deformabilidade do solo e a sucção .....	43
Figura 2.20 – Variação do módulo de cisalhamento com a sucção em uma argila de alta plasticidade.....	44
Figura 2.21 – Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação .....	45
Figura 2.22 – Condições de análise: a) modelo de deformação plana; b) modelo axissimétrico ..	47
Figura 2.23: Elementos triangulares com 6 e 15 nós, respectivamente .....	48
Figura 2.24: Elementos triangulares com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente.....	48
Figura 2.25 Critério de escoamento de Mohr-Coulomb: a) no plano ( $\sigma$ , $\tau$ ); b) em plano octaédrico. ....	51
Figura 2.26: Relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb .....	52
Figura 2.27: Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais ( $c = 0$ ).....	53
Figura 3.1 - Perfil do solo, posição do nível de água, valores de N da resistência à penetração e teores de umidade (w) para cada profundidade.....	54
Figura 3.2 – Curva granulométrica do perfil de solo evoluído de basalto .....	55
Figura 3.3 – Curvas características do solo de 3,0 m de profundidade com tensões e confinamento diferentes .....	58
Figura 3.4 – Equações consideradas por faixa de solo.....	60
Figura 3.5 – Planta de locação das estacas no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá.....	63
Figura 3.6 – Condições de contorno para a estaca com 26 cm de diâmetro e 4 m de comprimento .....	66
Figura 3.7 – Condições de contorno para a estaca com 26 cm de diâmetro e 6 m de comprimento .....	66
Figura 3.8 – Malha de Elementos Finitos utilizada na simulação numérica.....	67
Figura 3.9 – Discretização da interface entre a estaca e o solo .....	67

Figura 4.1 – Resultado do modelo numérico variando a relação $R_{inter}$ sobreposto à curva carga-recalque do ensaio de campo (modelo real) .....	69
Figura 4.2 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque estaca E303 .....	70
Figura 4.3 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade natural (E303) .....	72
Figura 4.4 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 33% (E303) .....	73
Figura 4.5 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 35% (E303) .....	74
Figura 4.6 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 40% (E303) .....	75
Figura 4.7 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 50% (E303) .....	76
Figura 4.8 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E303) .....	77
Figura 4.9 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E303).....	79
Figura 4.10 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E303) .....	80
Figura 4.11 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento – $w \approx 50\%$ (E303) .....	82
Figura 4.12 – Curvas Carga x Recalque (E303) para diferentes teores de umidade do solo .....	83
Figura 4.13 – Curva Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E303) .....	85
Figura 4.14 – Resultado do modelo numérico variando a relação $R_{inter}$ sobreposto a curva carga-recalque do ensaio de campo (modelo real) .....	86
Figura 4.15 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque, estaca E301 .....	87
Figura 4.16 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade natural (E301) .....	89
Figura 4.17 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 33% (E301) .....	90
Figura 4.18 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 35% (E301) .....	91
Figura 4.19 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 40% (E301) .....	92
Figura 4.20 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 50% (E301) .....	93
Figura 4.21 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E301).....	94
Figura 4.22 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E301).....	95
Figura 4.23 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E301) .....	97
Figura 4.24 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento – $w \approx 50\%$ (E301) .....	98
Figura 4.25 – Comparação das Curvas Carga x Recalque, com alteração do teor de umidade do solo (E301) .....	99
Figura 4.26 – Curva Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E301) .....	101
Figura 4.27 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque para a estaca E203 .....	103
Figura 4.28 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade natural (E203) .....	104
Figura 4.29 – Curva Carga x Recalque teor de umidade do solo de 33% (E203).....	105
Figura 4.30 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade do solo de 35% (E203).....	106
Figura 4.31 – Curva Carga x Recalque teor de umidade igual a 40% (E203) .....	107
Figura 4.32 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade do solo de 50% (E203).....	108
Figura 4.33 – Curva Carga x Recalque teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E203) .....	109
Figura 4.34 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E203).....	110
Figura 4.35 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E203) .....	111
Figura 4.36 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento: $w$ próximo de 50% (E203) .....	113
Figura 4.37 – Comparação das Curvas Carga x Recalque com alteração do teor de umidade do solo (E203) .....	114
Figura 4.38 – Curvas Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E203) .....	115

## LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Índices físicos do solo residual evoluído de basalto .....	56
Quadro 3.2 – Índices físicos do solo obtidos para a estaca E301 de Almada (2016) .....	57
Quadro 3.3 – Índices físicos do solo obtidos para a estaca E303 de Almada (2016) .....	57
Quadro 3.4 – Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Gitirana Jr. e Fredlund para o solo de 3,0 m de profundidade.....	58
Quadro 3.5 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E303, com teor de umidade natural médio.....	60
Quadro 3.6 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E301, com teor de umidade natural médio.....	61
Quadro 3.7 – Valores complementados de Gutierrez (2005) e Oliveira (2019, 2023) .....	62
Quadro 3.8 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E203 .....	62
Quadro 3.9 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E303 .....	64
Quadro 3.10 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E301 .....	64
Quadro 3.11 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E203 .....	65
Quadro 4.1 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E303.....	69
Quadro 4.2 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E303 .....	70
Quadro 4.3 – Parâmetros do solo com teor de umidade natural (E303) .....	71
Quadro 4.4 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E303) .....	71
Quadro 4.5 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 33% (E303) .....	72
Quadro 4.6 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E303) .....	73
Quadro 4.7 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 35% (E303) .....	74
Quadro 4.8 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E303) .....	74
Quadro 4.9 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 40% (E303) .....	75
Quadro 4.10 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E303) .....	75
Quadro 4.11 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 50% (E303) .....	76
Quadro 4.12 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E303) .....	76
Quadro 4.13 – Parâmetros do solo com teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E303) .....	77
Quadro 4.14 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E303).....	77
Quadro 4.15 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E303).....	78
Quadro 4.16 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E303) .....	78
Quadro 4.17 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E303) .....	80
Quadro 4.18 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E303) .....	80
Quadro 4.19 – Parâmetros do solo considerando encharcamento – $w \approx 50\%$ (E303) .....	81
Quadro 4.20 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E303) .....	82
Quadro 4.21 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E303).....	84
Quadro 4.22 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E301 .....	86
Quadro 4.23 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E301 .....	87
Quadro 4.24 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E301) .....	88
Quadro 4.25 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E301) .....	89
Quadro 4.26 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E301) .....	90
Quadro 4.27 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E301) .....	91
Quadro 4.28 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E301) .....	92
Quadro 4.29 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade na condição de $S_r = 100\%$ (E301).....	93
Quadro 4.30 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E301).....	94
Quadro 4.31 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E301) .....	95
Quadro 4.32 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E301) .....	96
Quadro 4.33 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E301)	

.....	96
Quadro 4.34 – Parâmetros do solo considerando encharcamento – $w \approx 50\%$ (E301) .....	98
Quadro 4.35 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E301) .....	98
Quadro 4.36 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E301) .....	101
Quadro 4.37 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E203 .....	102
Quadro 4.38 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E203 .....	103
Quadro 4.39 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E203) .....	104
Quadro 4.40 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E203) .....	105
Quadro 4.41 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E203) .....	105
Quadro 4.42 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E203) .....	106
Quadro 4.43 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E203) .....	107
Quadro 4.44 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade do solo na condição de $S_r = 100\%$ (E203) .....	108
Quadro 4.45 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E203) .....	109
Quadro 4.46 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E203) .....	110
Quadro 4.47 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E203) .....	111
Quadro 4.48 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E203) .....	111
Quadro 4.49 – Parâmetros do solo considerando encharcamento: $w$ próximo de 50% (E203) .....	112
Quadro 4.50 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E203) .....	112
Quadro 4.51 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E203) .....	115

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
1.1	JUSTIFICATIVA.....	17
1.2	OBJETIVO GERAL.....	18
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>20</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	20
2.2	MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	20
2.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	22
2.4	CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO.....	26
2.5	INTERCEPTO COESIVO EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	33
2.6	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO.....	35
2.6.1	Ensaio de compressão triaxial.....	36
2.6.2	Ensaio de compressão isotrópica.....	37
2.6.3	Ensaio de compressão confinada (edométrico).....	37
2.6.4	Ensaio de placa convencional.....	38
2.6.5	Ensaio pressiométrico.....	39
2.6.6	Ensaio dilatométrico (DMT).....	40
2.6.7	Módulo de cisalhamento.....	41
2.6.8	Relação tensão-deformação nos solos não saturados.....	42
2.7	MECANISMO DE COLAPSO NO SOLO.....	45
2.8	SIMULAÇÃO NUMÉRICA POR MEIO DO PROGRAMA PLAXYS.....	46
2.8.1	Modelo constitutivo.....	49
<b>3</b>	<b>PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....</b>	<b>53</b>
3.1	PERFIL GEOTÉCNICO DO LOCAL DA PESQUISA.....	54
3.2	CURVA CARACTERÍSTICA.....	57
3.3	APLICABILIDADE DO MÉTODO DE VILAR PARA O INTERCEPTO COESIVO.....	59
3.4	PARÂMETROS FINAIS DO SOLO.....	59
3.5	PROVAS DE CARGA DE REFERÊNCIA.....	63
3.5.1	Estaca E303.....	63
3.5.2	Estaca E301.....	64
3.5.3	Estaca E203.....	64
3.6	SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	65
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>68</b>
4.1	ESTACA E303, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 4 METROS.....	68
4.1.1	Aferição do modelo numérico.....	68
4.1.2	Simulação numérica com teor de umidade natural.....	71

4.1.3	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%.....	72
4.1.4	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%.....	73
4.1.5	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%.....	74
4.1.6	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%.....	76
4.1.7	Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado) .....	77
4.1.8	Simulação numérica considerando infiltração no solo devido à precipitação.....	78
4.1.9	Simulação numérica considerando ascensão do nível freático até a prof. 7,0 m .....	79
4.1.10	Simulação numérica considerando encharcamento do solo .....	81
4.1.11	Discussão para a estaca com fuste de 26 cm e 4 m de comprimento .....	82
4.1.12	Simulação numérica com diâmetro de 40 cm e teor de umidade natural e inundado .....	84
4.2	<b>ESTACA E301, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 6 METROS.....</b>	<b>85</b>
4.2.1	Aferição do modelo numérico .....	85
4.2.2	Simulação numérica com teor de umidade natural.....	88
4.2.3	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%.....	89
4.2.4	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%.....	90
4.2.5	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%.....	91
4.2.6	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%.....	92
4.2.7	Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado) .....	93
4.2.8	Simulação numérica considerando infiltração no solo devido à precipitação.....	94
4.2.9	Simulação numérica considerando ascensão do nível freático.....	96
4.2.10	Simulação numérica considerando encharcamento do solo .....	97
4.2.11	Discussão para a estaca com fuste de 26 cm e 6 metros de comprimento .....	99
4.2.12	Simulação numérica com diâmetro 40 cm e teor de umidade natural e inundado .....	100
4.3	<b>ESTACA E203, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 8 METROS.....</b>	<b>102</b>
4.3.1	Aferição do modelo numérico .....	102
4.3.2	Simulação numérica com teor de umidade natural (E203) .....	104
4.3.3	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%.....	104
4.3.4	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%.....	105
4.3.5	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%.....	106
4.3.6	Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%.....	107
4.3.7	Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado) .....	108
4.3.8	Simulação numérica considerando infiltração no solo.....	109
4.3.9	Simulação numérica considerando ascensão do nível freático.....	110
4.3.10	Simulação numérica considerando encharcamento do solo .....	112
4.3.11	Discussão dos resultados para a estaca com fuste de 26 cm de diâmetro e 8 metros de comprimento .....	113
4.3.12	Simulação numérica com diâmetro 40 cm e teor de umidade natural e inundado .....	115
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>116</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>118</b>
	<b>APÊNDICE A – Parâmetros do solo em função da variação do teor de umidade.....</b>	<b>125</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A ABNT NBR 6122:2019 especifica os requisitos a serem observados no projeto e execução de fundações, na qual estabelece a verificação da segurança contra o Estado Limite Último, associado ao colapso parcial ou total da obra, e contra o Estado Limite de Serviço, associado às deformações, fissuras e vibrações que comprometem o uso da obra. Assim sendo, a segurança de uma fundação está associada à capacidade de uma estaca resistir as cargas provenientes da estrutura com deslocamentos aceitáveis.

A capacidade de carga ou carga de ruptura de uma estaca é a máxima força resistente mobilizada na eminência de ruptura, podendo ser atingida pelo colapso do elemento estrutural ou do solo que a envolve e lhe dá suporte, ou por ambos. Logo, é o menor valor considerando as resistências do material que compõe o elemento estrutural, e do maciço de solos que, geralmente, é o elo mais fraco desse binômio (ALONSO, 2011; BARBOSA, ALBERTINI, 2022).

A capacidade de carga de fundações está diretamente relacionada à resistência ao cisalhamento dos solos, uma vez que esta resistência define o limite de tensão que o solo pode suportar antes de sofrer ruptura ou deformação excessiva. Solos com maior resistência ao cisalhamento conseguem suportar maiores cargas aplicadas pelas fundações sem apresentar falhas ou recalques significativos. Essa resistência depende das propriedades intrínsecas do solo, como a adesão e o atrito. Nos métodos clássicos a adesão é o parâmetro considerado em função do intercepto de coesão, enquanto o atrito é definido em função do ângulo de atrito interno do solo (ABREU et al., 2015; VITERBINO, FREITAS, 2020; JUNIOR, 2021).

Na Mecânica dos Solos Não Saturados a resistência ao cisalhamento é definida em função da magnitude da sucção matricial que o solo se encontra. Assim sendo, a sucção de um solo depende das relações estabelecidas entre o ar e a água presentes nos vazios e influenciam diretamente nos parâmetros de adsorção, principalmente em solos finos (FREDLUND et al., 1978; DE CAMPOS, 1997; CARVALHO, GITIRANA, GILSON, 2021).

Assim como a resistência ao cisalhamento em solos finos é dependente da sucção matricial, compreende-se que a capacidade de carga de fundações nestes solos também seja influenciada pela sucção. Os solos residuais evoluídos de basalto são exemplos de solos finos em que a sucção matricial, condicionada pelo teor de umidade, exerce influência na sua capacidade de carga. A relação entre sucção e teor de umidade é definida como curva de retenção de água do solo, ou também denominada de curva característica do solo (WILLIAMS, 1982; PRAKASH et al., 2019; ZHAI, RAHARDJO, SATYANAGA, 2019).

Nesse contexto, destaca-se a aplicação de fundações profundas na região de Maringá-PR, particularmente aquelas apoiadas em camadas de solo residual evoluído de basalto. Geralmente, são estacas de pequeno diâmetro e curta extensão, caracterizadas por baixo custo econômico e

execução simples, sendo amplamente utilizadas em edificações de menor porte, com restrições relacionadas ao nível freático. Entre essas fundações, sobressaem-se as estacas escavadas com trado mecânico, sem o uso de fluido estabilizante. A interação solo-estrutura nesse tipo de fundação é um fator crucial para o entendimento do comportamento da curva carga-recalque, especialmente em situações em que ocorre a variação do teor de umidade do solo.

A relevância da presente pesquisa é evidenciada pelo cenário atual da engenharia civil, que busca constantemente aprimorar as práticas construtivas, incorporando inovações que garantam a sustentabilidade, eficiência e segurança das estruturas. A falta de compreensão aprofundada de como as estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, reagem às mudanças do teor de umidade do solo pode resultar em projetos subdimensionados, com potenciais impactos adversos na estabilidade e durabilidade das fundações.

Esta pesquisa foi proposta com o objetivo de contribuir para o preenchimento da lacuna existente no conhecimento sobre o tema. Para alcançar esse propósito, o estudo foi conduzido considerando o solo colapsível residual evoluído de basalto, presente no Campo Experimental de Geotecnia da UEM, em Maringá-PR. A pesquisa incluiu tanto aspectos geotécnicos quanto numéricos, com ênfase na compreensão das interações solo-estrutura de fundações.

O primeiro capítulo desta dissertação apresenta uma revisão bibliográfica abrangente, explorando estudos anteriores relacionados à capacidade de carga de estacas escavadas, parâmetros geotécnicos, simulação numérica e fatores influenciadores. Esse levantamento foi fundamental para contextualizar a pesquisa, identificar lacunas no conhecimento existente e fundamentar a abordagem metodológica adotada.

O segundo capítulo aborda os procedimentos metodológicos empregados na coleta de dados e análise para avaliação da influência do teor de umidade na capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante. São detalhados a obtenção e a variação dos parâmetros geotécnicos em função do teor de umidade do solo, assim como a definição da malha de elementos finitos e condições de contorno.

O terceiro capítulo é dedicado à apresentação e discussão dos resultados obtidos, destacando as relações identificadas entre a alteração do teor de umidade do solo e a capacidade de carga das estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante. São exploradas simulações numéricas com profundidades variadas de 4, 6 e 8 metros e diâmetros de 26 e 40 cm para diferentes condições geotécnicas.

O quarto e último capítulo consolida as conclusões da pesquisa, destacando contribuições significativas para o conhecimento geotécnico e apresenta recomendações práticas para profissionais da engenharia civil. Além disso, são apontadas possíveis direções para pesquisas futuras, visando a contínua evolução do entendimento sobre a interação entre fundações em estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, e o solo residual evoluído de basalto

quando há variação do seu teor de umidade.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A engenharia geotécnica desempenha um papel fundamental na concepção e execução de estruturas, sendo a investigação aprofundada das propriedades do solo um elemento essencial para o sucesso dos projetos de fundações. No âmbito dessa área, as estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, surgem como uma técnica amplamente empregada para transferir cargas das estruturas para camadas mais profundas do solo. No entanto, a capacidade de carga dessas estacas é influenciada por uma variedade de fatores, sendo o teor de umidade do solo um dos elementos críticos que demanda uma análise mais aprofundada. No Brasil, para o cálculo da capacidade de carga desse tipo de fundação são amplamente utilizados métodos semiempíricos, os quais não levam em consideração o teor de umidade do solo em sua formulação (MARQUES, 2021).

O perfil de solo residual resultante do basalto é comum em diversas regiões do mundo, apresentando características únicas que desafiam as práticas convencionais de engenharia geotécnica. Sua composição e evolução ao longo do tempo, especialmente em regiões tropicais, retratadas sobretudo pelas modificações estruturais, cria condições particulares que precisam ser compreendidas de maneira mais precisa. A falta de investigação aprofundada sobre a influência do teor de umidade nesse contexto específico motiva a presente dissertação, que visa preencher essa lacuna de conhecimento.

A escolha específica de estacas escavadas com trado mecânico, sem a utilização de fluido estabilizante (por questões econômicas e logísticas), como objeto de estudo é motivada pela sua relevância prática e pela necessidade de compreender como essa técnica de escavação, comumente empregada em diversas situações, responde às variações do teor de umidade do solo, tornando imperativo investigar seu impacto na capacidade de carga desse tipo de fundação profunda.

Esta pesquisa se torna ainda mais necessária quando se considera a escassez de estudos que abordam de forma específica a interação entre o teor de umidade do solo e a capacidade de carga de estacas escavadas em solos residuais evoluídos de basalto, sobretudo quando o trado mecânico é utilizado sem a presença de fluido estabilizante. A literatura existente, embora valiosa em muitos aspectos, carece de aprofundamento nesse cenário particular, o que justifica a necessidade de uma investigação mais minuciosa.

Ao delimitar o escopo da pesquisa para solo residual evoluído de basalto da região de Maringá-PR, buscou-se concentrar esforços em um tipo específico de solo que apresenta desafios, como a sua colapsibilidade. A compreensão mais aprofundada das interações entre o teor de umidade e a capacidade de carga nesse contexto específico permitirá que profissionais da área de

engenharia geotécnica enfrentem desafios práticos com mais confiança e precisão.

A contribuição esperada desta dissertação transcende a esfera acadêmica, estendendo-se diretamente para o campo prático da engenharia geotécnica. Ao identificar como o teor de umidade do solo influencia a capacidade de carga das estacas escavadas em solo residual evoluído de basalto, a pesquisa fornecerá conhecimentos valiosos para profissionais envolvidos em projetos de fundação. As análises poderão orientar práticas construtivas mais seguras e eficientes, impactando positivamente na concepção e execução de fundações em estacas escavadas nesse contexto específico.

Em última análise, esta dissertação visa preencher uma lacuna significativa no conhecimento atual, contribuindo para a evolução da engenharia geotécnica e proporcionando benefícios tangíveis para a comunidade profissional e a sociedade como um todo. A verificação da influência do teor de umidade do solo na capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo residual evoluído de basalto não apenas aprimorará a compreensão acadêmica, mas também promoverá avanços práticos essenciais para o desenvolvimento de projetos de infraestrutura de forma eficiente e segura.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Verificar a influência do teor de umidade do solo no comportamento da curva carga-recalque de uma fundação profunda, do tipo estaca escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo residual evoluído de basalto, colapsível, típico da cidade de Maringá-PR.

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Verificar a influência do teor de umidade do solo na capacidade de carga de uma estaca do tipo escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante, executada em solo residual evoluído de basalto, utilizando-se de resultados de provas de carga estática realizadas e registros de teores de umidade do solo determinados para o momento do ensaio.

Para alcançar esse objetivo específico, fez-se necessário:

Avaliar a curva característica do solo residual evoluído de basalto, bem como compreender a variação da sucção quando da alteração do seu teor de umidade;

Determinar a coesão, ângulo de atrito, peso específico, módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson e demais parâmetros de resistência e deformabilidade do solo residual evoluído de basalto, assim como a alteração desses parâmetros em função da variação do teor de umidade do solo;

Estimar a relação da interface solo-estaca através de simulações numéricas com as provas

de carga estática de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante;

Verificar, via Método dos Elementos Finitos, o comportamento da curva carga-recalque de estacas escavadas, sem fluido estabilizante, considerando diâmetros de 26 e 40 cm e comprimentos de 4, 6 e 8 metros, e variação do teor de umidade do solo;

Comparar os resultados obtidos e analisar a influência do teor de umidade do solo no comportamento das estacas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Do ponto de vista da engenharia geotécnica, o solo pode ser visualizado como um estrutura de partículas granulares sólidas compressíveis. Essa estrutura, na condição saturada tem seus vazios preenchidos por água, já na condição não saturada, tem em seus vazios, a presença de água e ar.

Nesse contexto, a Mecânica dos Solos Clássica foi desenvolvida baseando-se no comportamento do solo na condição saturada, por esse motivo, a previsão do comportamento mecânico e suas propriedades hidráulicas são atualmente bem conhecidas na teoria e na prática. Este desenvolvimento mostrou-se eficiente em países de clima temperado onde o nível freático é frequentemente elevado (próximo à superfície). Destaca-se também a facilidade de análise, no caso de solo saturado, já que, se trata de um sistema bifásico (partículas sólidas e água nos vazios).

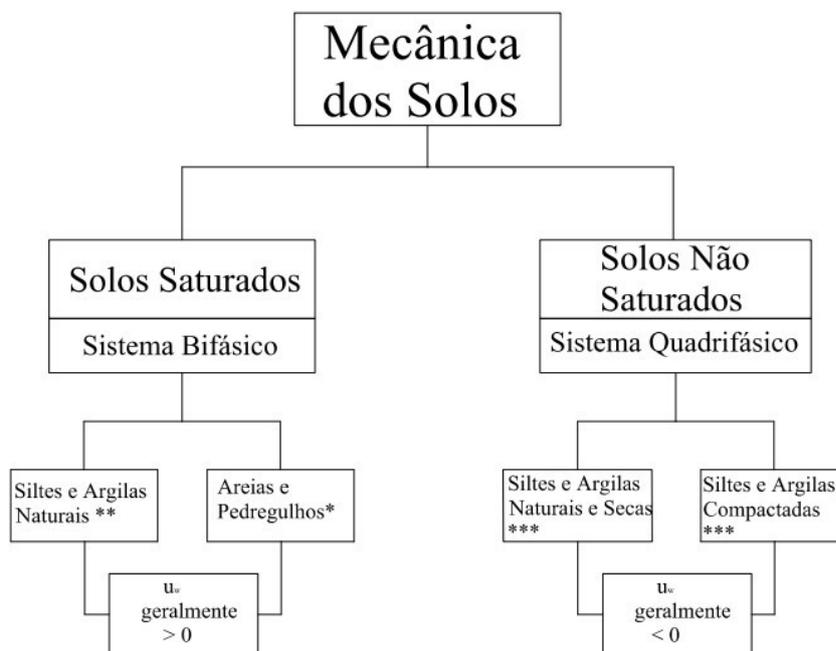
Em regiões de clima árido e semi-árido, situação encontrada em aproximadamente 41% da superfície terrestre (ZHAN, 2003; BAIG, BEHNASSI, KHAN, 2023), e em regiões de clima tropical e subtropical, o nível freático encontra-se abaixo da superfície devido à pouca água e ao processo de evaporação, resultando em solos com seus vazios preenchidos em grande parte por ar.

Dessa forma, as obras de engenharia civil, quando executadas considerando a condição não saturada do solo, podem gerar economias em projetos e nas construções de barragens, de estruturas de contenção, de pavimentação, fundações e de estabilidade de taludes. Um dos motivos pelos quais os engenheiros geotécnicos geralmente não projetam tais obras considerando o solo na condição não saturada é por não haver um consenso e por desconhecimento sobre os novos conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados (JOTISANKASA, JOTISANKASA, 2020; LI et al., 2020; ZHANG et al., 2021). As recentes pesquisas têm demonstrado a necessidade de utilizar os conceitos de solos não saturados tanto para os projetos geotécnicos quanto para o ensino acadêmico (FREDLUND, 2002; NG, ZHOU, CHIU, 2020; GHARIBREZA, GHAZAVI, NAGGAR, 2024; SANTOS, SOUZA, CAVALCANTE, 2024).

### 2.2 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A partir da década de 1960, a Mecânica dos Solos começou a dar importância, em suas pesquisas, à condição não saturada do solo (BISHOP, BLIGHT, 1963). Segundo Fredlund (1979), a Mecânica dos Solos pode ser dividida em uma parte aplicada aos solos saturados e outra, aos solos não saturados.

**Figura 2.1 – Categoria da Mecânica dos Solos. \*Areias secas são consideradas sistema bifásico; \*\*Solos com bolhas de ar oclusas são considerados um sistema bifásico; \*\*\*Podem ser solos colapsíveis ou expansivos**



Fonte: Fredlund (1979)

Com o desenvolvimento das recentes pesquisas envolvendo solos não saturados, alguns pesquisadores já estão admitindo que o solo saturado é um caso particular do solo não saturado na engenharia geotécnica (ZHANG, WANG, 2020; LI, LU, 2021; HUANG, XU, 2022; KONG, LIU, 2023).

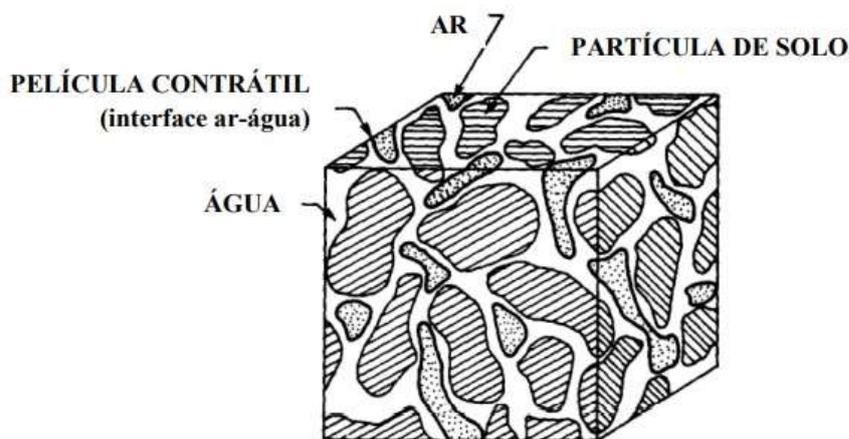
Os solos não saturados foram inicialmente considerados como um sistema trifásico, constituído por partículas sólidas e água e/ou ar nos seus vazios (LAMBE, WHITMAN, 1969). Fredlund e Morgenstern (1977) passaram a considerar a interface ar-água como uma quarta fase, também conhecida como membrana contrátil. Explicam, também, que esta interface não pode ser considerada como um plano com uma extensão das propriedades de seus componentes, mas sim, um filme com características distintas dos materiais em que se encontram (no caso ar e água).

A existência de pequenas quantidades de ar, como bolhas oclusas na água, torna o solo não saturado e faz com que seus poros se tornem compressíveis. Já a ocorrência de grandes quantidades de ar no seu interior cria uma fase contínua de ar nos poros. A fase ar, no elemento não saturado, passa a ser contínua quando o grau de saturação encontra-se abaixo de 85-90% (FREDLUND, 1979).

Do ponto de vista de comportamento, o solo não saturado pode ser visualizado como uma mistura de duas fases (partícula de solo e a membrana/película contrátil) conforme apresentado na Figura 2.2, que alcançam o equilíbrio sob a aplicação de gradientes de tensão, e outras duas fases

(ar e água) que sofrem processos de fluxo sob a aplicação de gradientes de pressão (FREDLUND, MORGENSTERN, 1977).

**Figura 2.2 -Elemento de solo não saturado e suas fases**



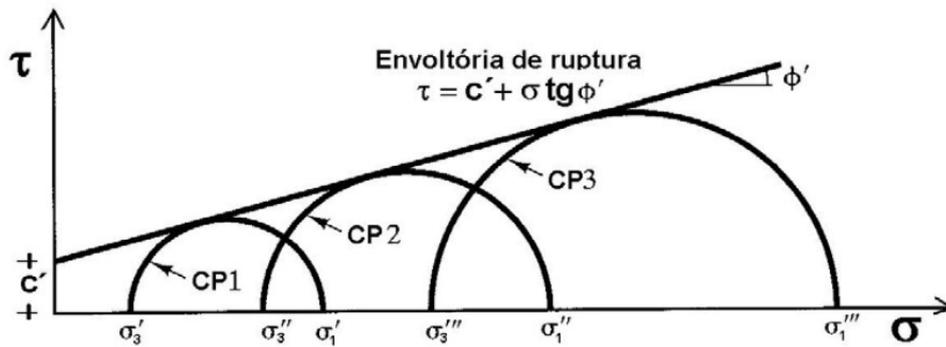
Fonte: Fredlund e Morgenstern (1977)

Com um comportamento mecânico e hidráulico mais complexo devido a interação entre as fases líquida e gasosa, a aplicação dos conceitos dos solos não saturados requer uma atenção diferenciada em situações práticas. Assim sendo, várias metodologias semiempíricas têm sido propostas para prever seu comportamento relacionado à resistência ao cisalhamento com base na relação da quantidade de água e sucção do solo.

### 2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como sendo a máxima carga por unidade de área que o solo suporta até a eminência de ruptura por cisalhamento. O estado de tensões correspondente às condições de ruptura é plotado em um gráfico em que o eixo das abcissas representam as tensões principais e confinantes do círculo de Mohr e a ordenada as tensões de cisalhamento. A linha tangente aos círculos de Mohr na ruptura é denominada envoltória de resistência, sendo representada em tensões totais ou efetivas (Figura 2.3), tanto o intercepto coesivo quanto o ângulo de atrito interno do solo.

Figura 2.3 - Círculo de Mohr



Fonte: Adaptado de Caputo (1988)

Quando o solo se encontra na condição saturada, a envoltória de Mohr-Coulomb é utilizada para o equacionamento da resistência ao cisalhamento, conforme Equação 2.1.

$$\tau' = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2.1)$$

Em que:

$\tau'$ : Resistência ao cisalhamento;

$c'$ : Intercepto coesivo efetivo;

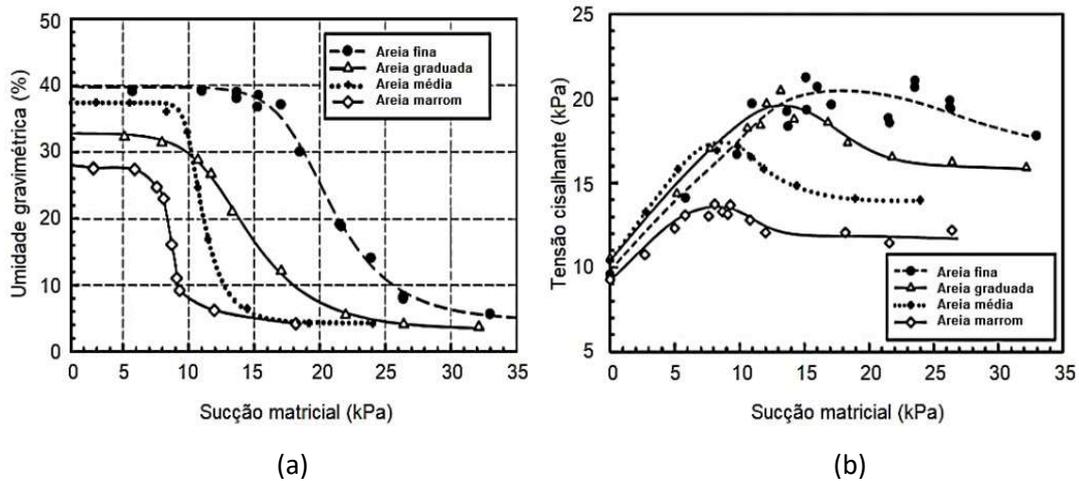
$\sigma$ : Tensão total;

$u_a$ : Pressão neutra;

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo interno do solo.

Um dos primeiros autores a estudar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo foi Donald (1956). Em seus estudos foi observado que à medida que a sucção matricial aumentava, a resistência ao cisalhamento também aumentava, até atingir um valor máximo, onde após o pico ocorria uma diminuição seguida pela constância no seu valor, conforme Figura 2.4.

**Figura 2.4 – Curva Característica do solo (a). Resistência ao cisalhamento *versus* sucção do solo (b)**



Fonte: Donald (1956)

Também foi observado que a resistência ao cisalhamento aumentava em função da sucção aplicada a uma mesma taxa que a obtida por um acréscimo de tensão total, mesmo que a amostra estivesse praticamente saturada e com baixos valores de sucção.

Desde então, outros autores buscaram caracterizar o comportamento do solo na condição não saturada. Dentre eles, Fredlund et. al. (1978) propôs avaliar a resistência ao cisalhamento de forma prática por meio da seguinte equação:

$$\tau' = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \psi_m \times \tan \phi^b \quad (2.2)$$

Em que:

$\tau'$ : Resistência ao cisalhamento;

$c'$ : Intercepto coesivo efetivo quando as duas variáveis estão nulas;

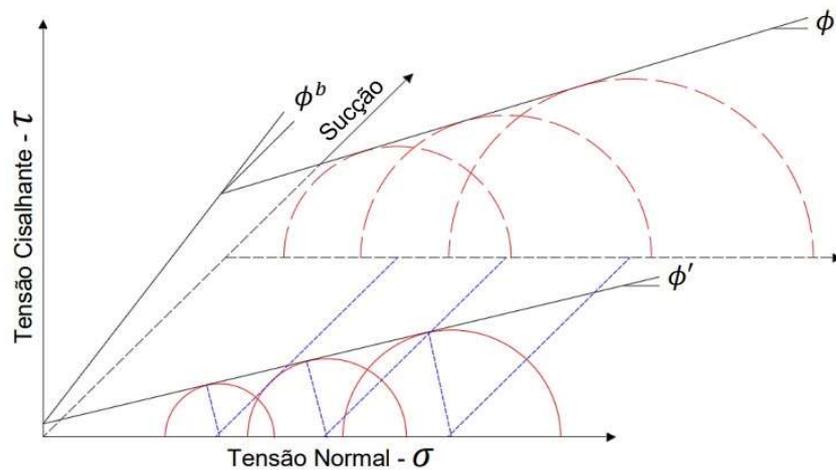
$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo interno do solo em relação a alterações de  $(\sigma - u_a)$ ;

$\phi^b$ : Ângulo de atrito efetivo interno do solo considerando variações de  $\psi_m$ ;

$\psi_m$ : Sucção matricial do solo.

Nessa proposta, quando a sucção matricial tende a zero tem-se a equação para solos saturados considerando a envoltória de ruptura proposta por Mohr-Coulomb. Além disso,  $\phi^b$  caracteriza contribuições de resistência ao cisalhamento do solo não saturado considerado linear com o aumento da sucção matricial. Dessa forma, em um primeiro momento foi considerado como planar a envoltória de ruptura, em que  $\phi'$  e  $\phi^b$  se mantinham constantes com a variação da sucção.

**Figura 2.5 – Representação da envoltória planar da resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial**

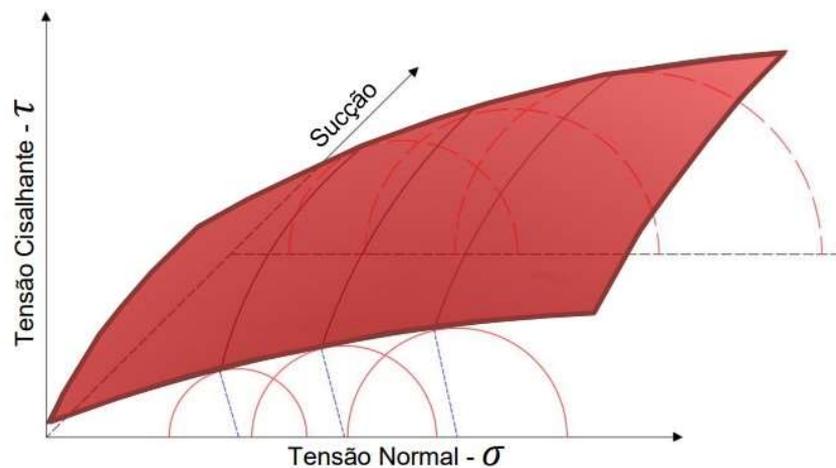


Fonte: Pelaquim (2021)

Vale ressaltar que a consideração como planar da envoltória de ruptura se deu em função do limitado número de ensaios disponíveis na década de 1970. Apesar de alguns autores corroborarem com esta observação, outros refutavam e, com o acúmulo de dados experimentais publicados, foi constatado a não linearidade significativa na envoltória de resistência ao cisalhamento em relação à sucção do solo (FREDLUND et. al., 1996; VANAPALLI et. al., 1999). Ainda assim, Donald (1956) em seus estudos havia observado esse comportamento de não linearidade.

A representação da envoltória não linear mais aceita pode ser observada na Figura 2.6.

**Figura 2.6 - Representação da envoltória não linear da resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial**



Fonte: Pelaquim (2021)

Fredlund et al. (2012) e Zhang et al. (2014) ao estudarem diferentes tipos de solos,

afirmaram que a envoltória de resistência ao cisalhamento de um solo não saturado se inclina em direção a uma linha quase horizontal na sucção residual para solos com considerável teor de silte ou argila, enquanto para solos arenosos geralmente apresentam um nivelamento forçado, mesmo antes da sucção residual ser atingida, e podem tender a diminuir para valores de sucções mais altas. Vilar (2007) também aponta tais ocorrências, sobretudo para solos granulares, indicando que a principal contribuição para a sucção neste tipo de solo é a capilaridade, uma vez que o efeito das forças adsorptivas é menos pronunciado. O autor conclui que é razoável admitir que o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento atingirá um máximo e após isso reduzirá à medida que a tensão e a dilatação induzem uma perturbação no menisco capilar, reduzindo a força de cisalhamento e outras propriedades mecânicas dependentes.

## 2.4 CURVA CARACTERÍSTICA DO SOLO

A prática rotineira da engenharia geotécnica tem testemunhado nos últimos vinte anos um aumento significativo da aceitação e uso dos princípios da mecânica dos solos não saturados. Dessa forma, a determinação da curva característica do solo-água (CCSA) ou curva de retenção de água no solo, e, em inglês, *soil water retention curve* (SWRC) em laboratório passou a ser o principal meio de se compreender o comportamento do solo não saturado (FREDLUND e RAHARDJO, 2019).

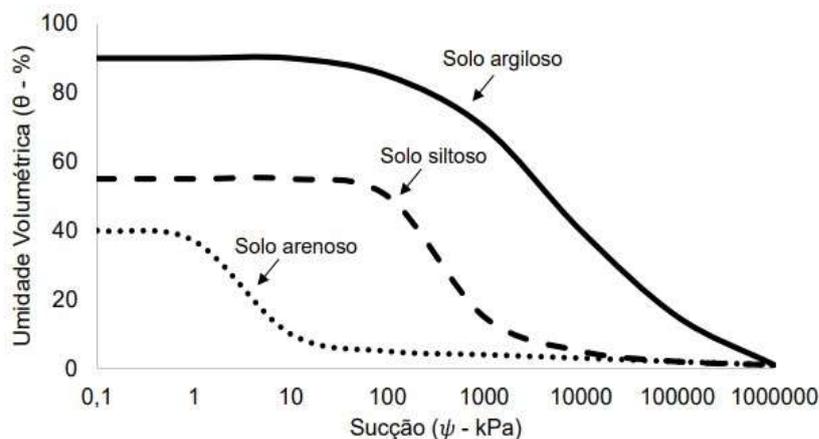
A CCSA define a relação inversamente proporcional entre o conteúdo de água no solo, dado pelo teor de umidade gravimétrico ( $\omega$ ) ou volumétrico ( $\theta$ ), ou mesmo o grau de saturação ( $S_r$ ) e a sucção total ( $\psi$ ) ou matricial ( $\psi_m$ ). Na representação gráfica, as CCSAs são geralmente plotadas nas escalas *semi-log*. A sucção é representada no eixo das abscissas e pode ser representada de forma linear para pequenos intervalos (0 a 1000 kPa). No entanto, quando analisado a curva completa, é necessário utilizar a escala logarítmica, devido a extensa faixa de valores que podem ser obtidos. No eixo das ordenadas é representado o conteúdo de água no solo, sendo comum a utilização do grau de saturação ( $S_r$ ), por conta da maior afinidade e melhor entendimento dos engenheiros geotécnicos.

Georgetti (2010) destaca que os principais fatores que influenciam a forma da curva característica de solos são a granulometria, sua estrutura e a mineralogia. Normalmente, quanto maior a plasticidade e a parcela da fração de argila, maior será o teor de umidade para um mesmo valor de sucção. Isso se deve ao fato de os solos argilosos possuírem maior percentual relativo de microporos e maior superfície específica apresentada pelas partículas menores, o que implica no aumento do efeito de capilaridade e das forças de adsorção (PELAQUIM, 2021).

O tipo de solo é fator determinante para a forma da curva, conforme se observa na Figura 2.7. Fredlund e Xing (1994) destaca essas diferenças e ressalta que os valores de pressão de entrada

de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo. O autor ainda comenta que outros fatores tais como histórico de tensões também afetam o formato da curva.

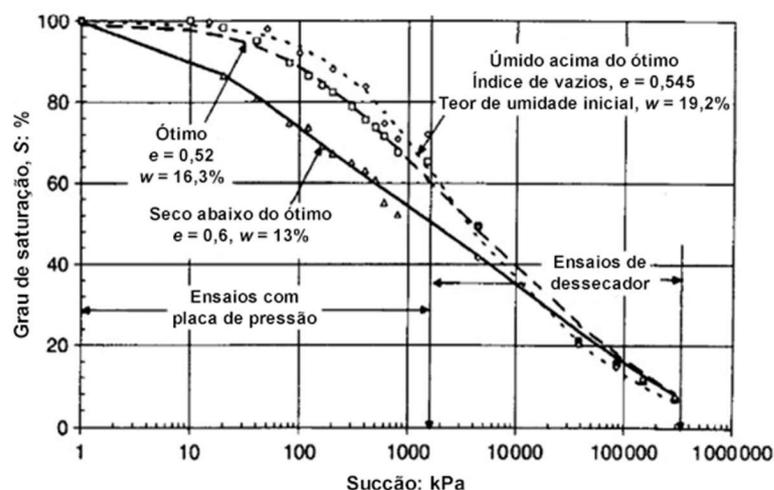
**Figura 2.7 - Curvas características típicas para solos arenosos, siltosos e argilosos**



Fonte: Pelaquim (2021)

Em ensaios envolvendo argilas arenosas compactadas, Vanapalli et al. (1999) perceberam diferenças na forma das curvas características de acordo com o teor de umidade no momento da moldagem. Essa influência é ilustrada na Figura 2.8.

**Figura 2.8 - Curvas características para amostras compactadas com diferentes teores de umidade inicial**



Fonte: Vanapalli et al. (1999)

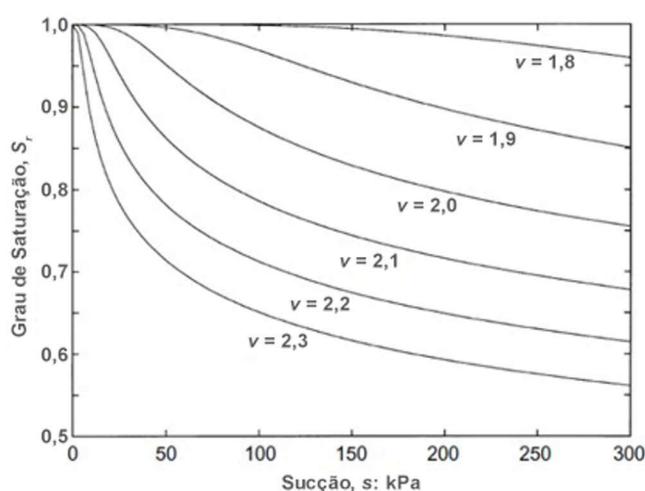
Os autores atribuem essas diferenças à mudanças na macroestrutura resultantes das diferenças de umidade de moldagem. Definindo aqui a macroestrutura do solo como o arranjo de agregados de solo (VANAPALLI et al., 1999).

A macroestrutura do solo, como o tamanho e a forma dos grãos, afeta diretamente o volume

específico do solo. Este refere-se ao volume ocupado pelo solo, incluindo os vazios ou espaços porosos, por unidade de massa seca. Em outras palavras, é o volume total do solo dividido pela massa seca do solo. Este conceito é crucial para entender a densidade e a capacidade de retenção de água do solo, além de influenciar o comportamento do solo sob carga (FREDLUND, RAHARDJO, 2019).

Gallipoli et al. (2003) chegaram à conclusão de que o volume específico pode ser tão determinante quanto a sucção para a determinação do grau de saturação. As curvas de retenção para diferentes volumes específicos encontram-se dispostas na Figura 2.9.

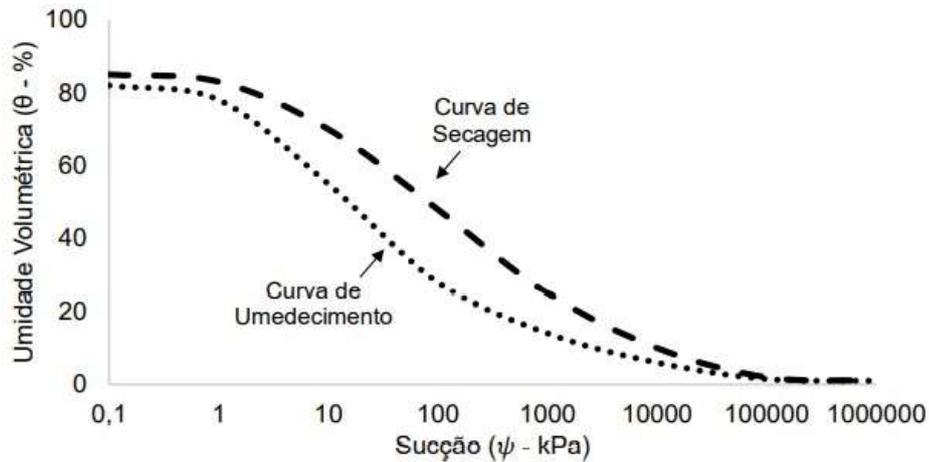
**Figura 2.9 – Curvas características para diferentes volumes específicos**



Fonte: GALLIPOLI et al. (2003)

As CCSA podem ser determinadas em laboratório pelas trajetórias de secagem ou de umedecimento. Na trajetória de secagem a amostra previamente saturada é exposta a potenciais matriciais crescentes que provocam a diminuição da umidade do solo. Por outro lado, na trajetória de umedecimento, a amostra seca tem o potencial matricial reduzido gradualmente, à medida em que a umidade sofre incremento. O processo de perda de umidade na curva característica tende a apresentar, para um determinado valor de teor de umidade, sucções mais elevadas do que as observadas em um processo de umedecimento. Este fenômeno é denominado de histerese (Figura 2.10).

**Figura 2.10 – Histerese observada na curva característica do solo**

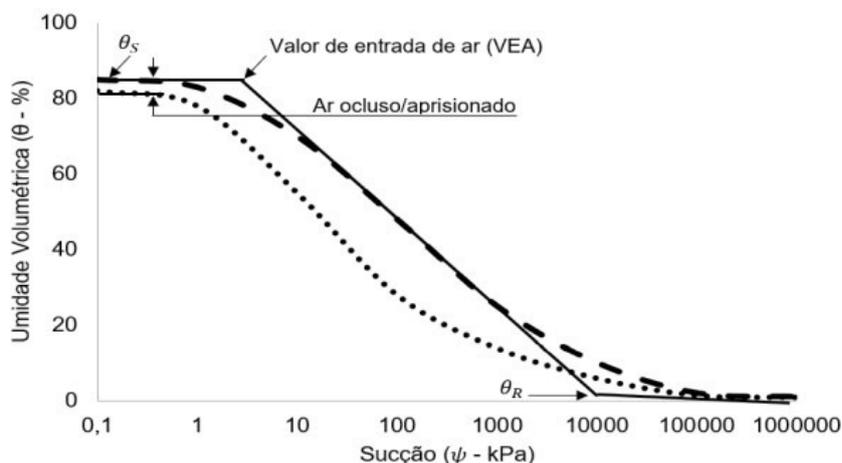


Fonte: Pelaquim (2021)

Dessa forma, é importante compreender que a sucção real apresentada pelo solo não depende apenas do grau de saturação e do estado inicial do solo, mas também de toda a sua história de umedecimento e secagem. As curvas características de umedecimento e secagem citadas anteriormente representam as curvas limites que correspondem, respectivamente, às envoltórias superior e inferior em campo e delimitam a faixa de variação de sucção possível dependendo da umidade (VANAPALLI et al., 1999).

Fredlund e Xing (1994) argumentam que há dois pontos característicos da CCSA que merecem destaque quando se avalia um solo não saturado: o valor de entrada de ar (VEA) e o teor de umidade volumétrico residual ( $\theta_R$ ). Os métodos gráficos para determinar estes parâmetros, a partir do traçado de tangentes à curva, estão mostrados na Figura 2.11.

**Figura 2.11 – Aspectos da CCSA.  $\theta_S$  = umidade volumétrica de saturação;  $\theta_R$  = umidade volumétrica residual**

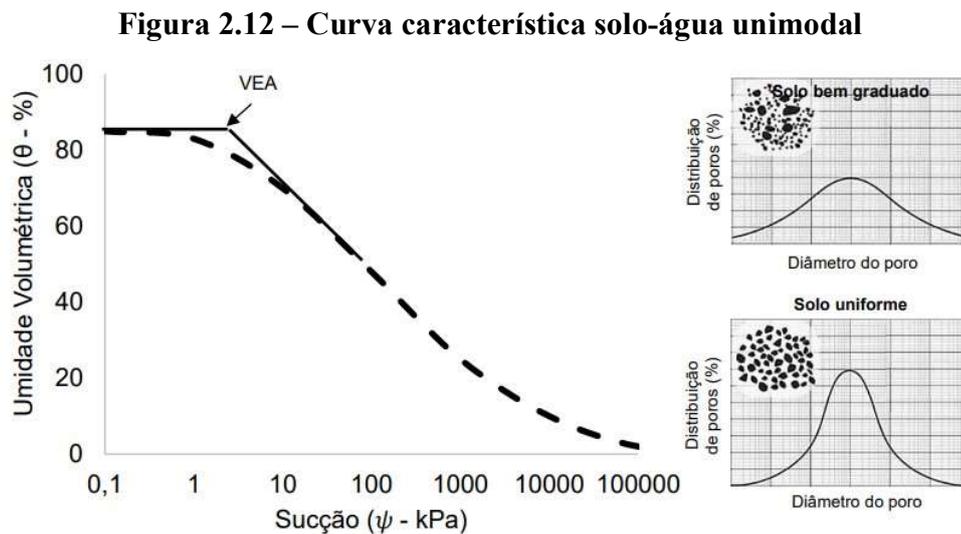


Fonte: Pelaquim (2021)

O VEA é o valor da sucção a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo.

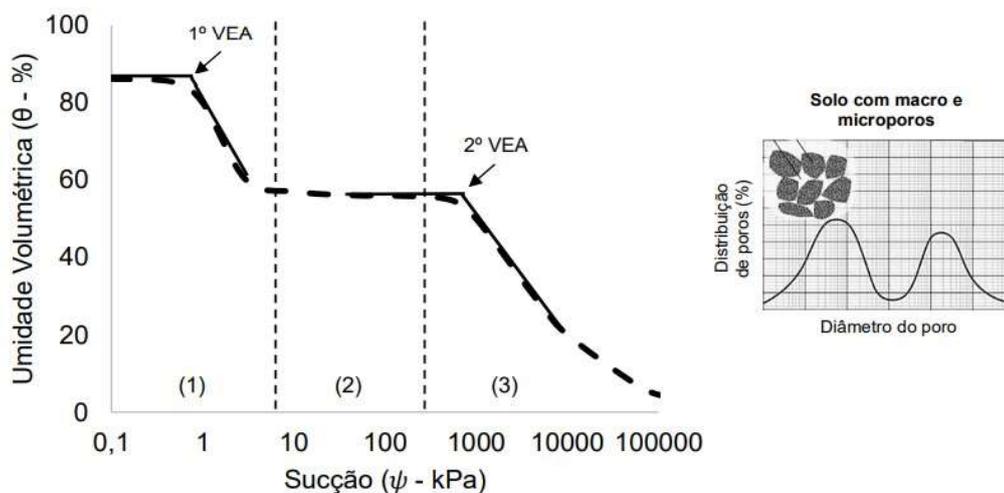
Neste estágio quase todos os poros do solo estão preenchidos por água. A partir deste ponto, o solo começa a dessaturar e o teor de umidade (ou grau de saturação) reduz significativamente com o aumento da sucção. A quantidade de água nos contatos entre as partículas ou agregados diminui com a progressiva dessaturação, ou seja, percebe-se a formação de um menisco de água que se encontra ao redor das partículas. O ponto de umidade volumétrica (ou grau de saturação) residual pode ser considerado como além do qual torna-se difícil remover água do solo por drenagem, ou seja, a fase líquida encontra-se descontínua (VANAPALLI et al., 1996).

O formato da CCSA está diretamente ligado à distribuição do tamanho dos poros. Experimentalmente, é possível verificar que cada tipo de solo possui uma ou mais faixas de tamanho de poros. Logo, é comum observar principalmente dois tipos de curvas: Unimodal, em que a curva se assemelha à um S (Figura 2.12), indicando que nesse tipo de solo há somente um tamanho dominante de poros; Bimodal, em que a curva se assemelha ao formato de um S duplo (Figura 2.13), pois geralmente há presença de macro e microporos, e conseqüentemente existirão dois pontos de saturação (PELAQUIM, 2021).



Fonte: Pelaquim (2021)

**Figura 2.13 – Curva característica solo-água bimodal**



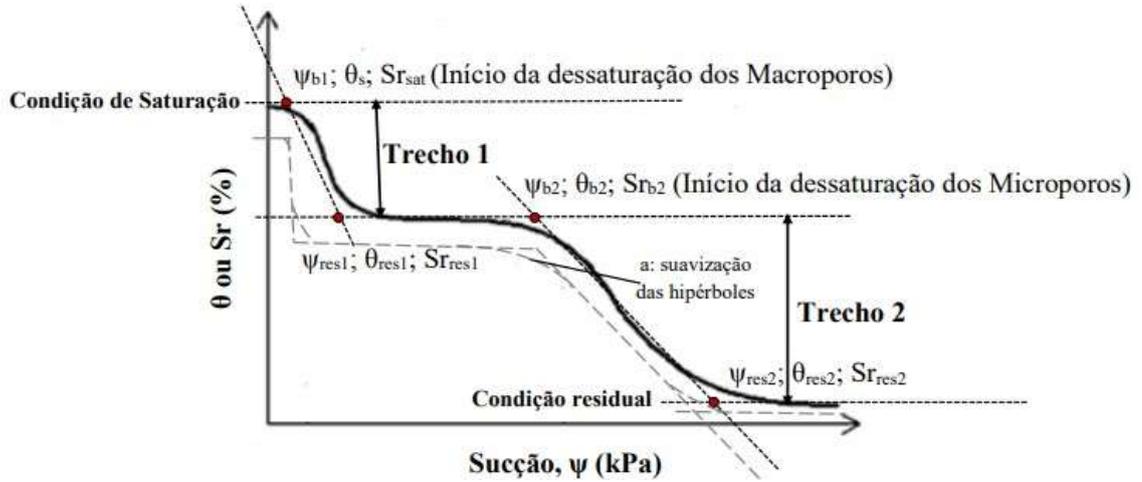
Fonte: Pelaquim (2021)

Gutierrez (2005) ressalta que nos horizontes mais evoluídos dos perfis de solos tropicais, a fração argila encontra-se frequentemente associada aos oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, microagregada, apresentando uma distribuição de poros bimodal, composta por poros interagregados (macroporos) e intra-agregados (microporos), observados por meio de ensaios de porosimetria e análises micromorfológicas.

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

No equacionamento proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) são necessárias quatro hipérbolas para a modelagem da curva característica bimodal delineada por cinco assíntotas (Figura 2.14), as quais são definidas pelas coordenadas  $(0, 1)$ ;  $(\psi_{b1}, 1)$ ;  $(\psi_{res1}, S_{r_{res1}})$ ;  $(\psi_{b2}, S_{r_{b2}})$ ;  $(\psi_{res2}, S_{r_{res2}})$  e  $(10^6, 0)$ . Utiliza-se um parâmetro “a” para definir o formato de transição das flexões das curvas. A curva característica pode ser determinada em termos de grau de saturação, bem como se utilizando a umidade volumétrica.

Figura 2.14 – Parâmetros de ajuste de curva bimodal para o modelo matemático



Fonte: GITIRANA e FREDLUND, 2004.

As Equações 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6 são referentes ao ajuste proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) para curva bimodal.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{b1} \cdot \psi_{res1}})^{d_1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{res1} \cdot \psi_{b2}})^{d_2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{res2}})^{d_3}} + S_4 \quad (2.3)$$

$$S_i = \frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2) \cdot \ln(\psi/\psi_i^a)}{(1 - r_i^2 \cdot \tan(\theta_i)^2)} + (-1)^i \cdot \frac{(1 + \tan(\theta_i)^2)}{(1 - r_i^2 \cdot \tan(\theta_i)^2)} \cdot \sqrt{r_i^2 \cdot \ln(\psi/\psi_i^a) + \frac{a^2 \cdot (1 - r_i^2 \cdot \tan(\theta_i)^2)}{(1 + \tan(\theta_i)^2)}} + S_i^a \quad (2.4)$$

$$d_j = 2 \cdot e^{\frac{1}{\ln(\psi_{j+1}^a/\psi_j^a)}} \quad (2.5)$$

$$\theta_i = -\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \quad (2.6)$$

$$r_i = \tan \left[ \frac{(\lambda_{i-1} + \lambda_i)}{2} \right] \quad (2.7)$$

$$\lambda_i = \arctan\{(S_i^a - S_{i+1}^a)/[\ln(\psi_{i+1}^a/\psi_i^a)]\} \quad (2.8)$$

Em que:

$\theta$ : ângulo de rotação da hipérbole;

$r$ : abertura tangente do ângulo;

$\lambda$ : declive de dessaturação.

As condições de contorno da equação para curva característica bimodal são:  $i = 1, 2, 3$  e  $4$ ;  $S_1^a = 1$ ;  $S_2^a = S_{res1}$ ;  $S_3^a = S_b$ ;  $S_4^a = S_{res}$ ;  $S_5^a = 0$ ;  $\psi_1^a = \psi_{b1}$ ;  $\psi_2^a = \psi_{res1}$ ;  $\psi_3^a = \psi_{b2}$ ;  $\psi_4^a = \psi_{res}$ ;  $\psi_5^a = 10^6$ ;  $j = 1, 2$  e  $3$ .

## 2.5 INTERCEPTO COESIVO EM SOLOS NÃO SATURADOS

O intercepto coesivo do solo, também conhecido como tensão interfacial coesiva, é uma propriedade que descreve a tensão adesiva entre a água e as partículas de solo. Esse fenômeno é particularmente relevante em solos argilosos, onde as partículas têm uma alta afinidade pela água devido às cargas elétricas na superfície das partículas do solo e à presença de minerais argilosos, como a caulinita, a montmorilonita e a illita (BRADY, WEIL, 2016).

As partículas de solo têm cargas superficiais, geralmente negativas, que atraem íons positivos da água (como íons de sódio e cálcio), criando uma camada de água adsorvida ao redor das partículas de solo. Essa camada de água adsorvida forma uma película fina e coesa que envolve as partículas do solo. A tensão adesiva entre essa película de água e as partículas do solo é o que chamamos de intercepto coesivo do solo (HILLEL, 2003).

O intercepto coesivo do solo é uma das principais razões pelas quais os solos argilosos têm alta capacidade de retenção de água e tendem a ser pegajosos quando molhados. Além disso, essa força adesiva pode influenciar o comportamento do solo em termos de compactação, erosão e comportamento mecânico.

Conforme Oliveira (2019), é observado tendência de redução da coesão efetiva nos solos tropicais residual evoluído de basalto em função do aumento do teor de umidade do solo e constância do ângulo de atrito interno. Observou também uma tendência de redução dos índices de compressão, bem como a redução das tensões virtuais de pré-adensamento com a inundação das amostras ensaiadas.

Vilar (2003 apud OLIVEIRA, 2019) apresenta uma equação hiperbólica (Equação 2.9) para representar a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de alguns solos brasileiros.

$$c = c' + \frac{\psi_m}{a + b \psi_m} \quad (2.9)$$

Em que:

$c$ : intercepto coesivo;

$c'$ : coesão efetiva;

$a$  e  $b$ : parâmetros de ajuste;

$\psi_m$ : sucção matricial.

Vilar (2003 apud OLIVEIRA, 2019) considera duas hipóteses para a obtenção dos parâmetros de ajuste  $a$  e  $b$ . A primeira hipótese assume que a resistência ao cisalhamento atinge um valor último quando o solo está sob teor de umidade residual, o qual é o valor de umidade do solo quando a pressão de sucção atinge um valor crítico (associado à saturação residual), onde o solo está praticamente seco, mas ainda retém uma quantidade pequena de água que não pode ser removida sem aplicar pressão adicional significativa (LIU, ZHANG, 2021). Nessas condições, admite-se que o movimento da água é primariamente comandado pelo fluxo do vapor a baixas taxas de escoamento e é razoável assumir que a variação da sucção matricial não produz variações na umidade e conseqüentemente nas propriedades mecânicas como a resistência ao cisalhamento. Assim sendo, os parâmetros  $a$  e  $b$  são determinados pelas Equações 2.10 e 2.11, por meio de ensaios executados em corpos de prova com umidade em condições residual, determinando-se a coesão última.

$$a = \frac{1}{\tan \varphi'} \quad (2.10)$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (2.11)$$

Em que:

$c_{ult}$ : coesão dos ensaios com umidade residual;

$\varphi'$ : ângulo de atrito efetivo.

A segunda hipótese considera que muitos resultados apresentados na literatura foram obtidos por meio de solos ensaiados sob valores limitados de sucção e ainda mostram uma tendência de acréscimo de resistência ao cisalhamento. Conseqüentemente, é provável que a resistência ao cisalhamento última não foi atingida. Neste caso, o parâmetro “ $a$ ” continua sendo obtido pela Equação 2.10 e o parâmetro  $b$  é calculado por meio da Equação 2.12.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{a}{\psi_{max}} \quad (2.12)$$

Em que:

$c'$ : coesão efetiva;

$c_m$ : coesão máxima correspondente à sucção máxima de interesse;

$\psi_{max}$ : sucção máxima de interesse.

Assim sendo, substituindo a Equação 2.10 em 2.12, tem-se a Equação 2.13.

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\tan \varphi_m \psi_{max}} \quad (2.13)$$

Vilar (2003 apud OLIVEIRA, 2019) apresentou resultados de ensaios de diversos solos, abrangendo uma extensão de características e condições de ensaios, como amostras indeformadas, compactadas, ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e ensaios de compressão com sucção controlada.

## 2.6 MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO

Há uma grande complexidade no comportamento tensão-deformação dos solos, pois sua definição depende de vários fatores como a origem, a composição granulométrica, a trajetória de tensões, o índice de vazios, o grau de saturação e a permeabilidade.

É usual recorrer à Teoria da Elasticidade nos estudos relacionados à deformabilidade dos solos, apesar do solo não ser um material elástico, pois com o descarregamento as deformações não são totalmente recuperáveis ou são reversíveis apenas parcialmente.

Pode-se justificar a utilização da Teoria da Elasticidade aos solos por ser razoável a hipótese de comportamento tensão-deformação elástica linear até tensões admissíveis suficientemente afastadas da ruptura. Entretanto, é comum substituir o termo módulo de elasticidade por módulo de deformabilidade (VARGAS, 1977).

A obtenção do módulo de deformabilidade do solo pode ser realizada a partir de ensaio de compressão triaxial, ensaio de compressão isotrópica, ensaio de compressão confinada (edométrico), ensaio de placa, ensaio pressiométrico e ensaio dilatométrico. Sendo esses ensaios os mais comumente utilizados na geotecnia (VARGAS, 1977).

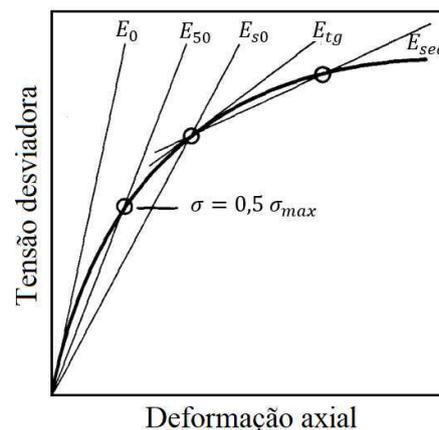
### 2.6.1 Ensaio de compressão triaxial

A curva tensão-deformação obtida em ensaios triaxiais é semelhante ao apresentado na Figura 2.6.1. Como não é uma reta, a relação entre a tensão e a deformação correspondente não pode ser expresso como um único valor numérico e, então, é preciso definir como será calculado o valor do módulo de deformabilidade. Segundo Pinto (1996), dois procedimentos têm sido utilizados: a) módulo de deformabilidade tangencial ( $E_{tg}$ ), que indica a relação  $d\sigma/d\varepsilon$  no ponto considerado; b) módulo de deformabilidade secante ( $E_{sec}$ ), que indica a relação  $\sigma/\varepsilon$  entre dois pontos.

Ainda segundo Pinto (1996), é muito utilizado o módulo secante a partir da origem, indicado pelo símbolo  $E_{s0}$ . Este é o módulo correntemente referido quando não há outra observação. Quando na origem, os dois módulos são coincidentes, caracterizando a designação como módulo tangente inicial  $E_0$ .

O módulo secante varia de acordo com o estágio de carregamento, por esse motivo, é usual referenciar os módulos de acordo com o nível de carregamento ou de deformação. O símbolo  $E_{50}$ , por exemplo, indica que o módulo corresponde um acréscimo de tensão igual a 50% daquela que provocaria a ruptura. Indicando a deformabilidade do solo quando solicitado com um fator de segurança igual dois.

**Figura 2.15 – Curva característica de carregamento e definição dos módulos de elasticidade**



Fonte: Pinto (1996)

Pela proposta de Janbu (1962, apud PINTO, 1996), os valores do módulo de deformabilidade podem ser associados sob diferentes tensões de confinamento através da expressão:

$$E_{\sigma} = E_a \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma}{P_a}\right)^n \quad (2.14)$$

onde:

$E_{\sigma}$ : módulo de deformabilidade correspondente a tensão  $\sigma$ ;

$E_a$ : módulo correspondente à pressão atmosférica ( $P_a = 101,3 \text{ kPa}$ );

$n$ : coeficiente que pode assumir valores entre 0 e 1.

A Expressão 2.14 é aplicada ao módulo de deformabilidade secantes para carregamentos até cerca de 50% da tensão desviadora de ruptura, sendo questionável sua aplicação para níveis maiores de tensão, ou para módulos tangentes.

### 2.6.2 Ensaio de compressão isotrópica

O módulo de deformabilidade volumétrico (K) é uma medida da rigidez do solo em resposta a variações de volume sob carga. Também é conhecido como módulo de compressibilidade volumétrica e é obtido no ensaio de compressão isotrópica, no qual consiste na aplicação de tensões ortogonais de mesmo valor numérico às três direções do corpo de prova. De forma análoga ao módulo E, o módulo de deformabilidade volumétrica pode ser obtido pela seguinte relação:

$$K = \frac{\sigma}{\varepsilon_v} = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (2.15)$$

### 2.6.3 Ensaio de compressão confinada (edométrico)

O ensaio de compressão confinada do solo é um procedimento de laboratório usado para estudar o comportamento mecânico de uma amostra de solo quando submetida a condições de confinamento controlado. Esse ensaio é particularmente relevante na engenharia geotécnica, onde a compressão das propriedades do solo é crucial para o projeto de estruturas, como fundações.

O ensaio de compressão confinada é valioso porque ele proporciona uma compreensão mais precisa do comportamento do solo em condições realistas de campo, levando em consideração o efeito do confinamento lateral. Essa informação é essencial para o projeto de estruturas que interagem com o solo, como fundações de edifícios e pontes.

O módulo edométrico (M) é definido pela relação:

$$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \left( \frac{1+e}{\Delta e} \right) \cdot \Delta\sigma \quad (2.16)$$

onde:

$e$ : índice de vazios antes da aplicação do incremento de tensão  $\Delta\sigma$ ;

$\Delta e$ : variação do índice de vazios correspondente a  $\Delta\sigma$ .

Como o módulo edométrico varia com o nível de tensões, para utilização de seus resultados deve sempre ser avaliado no nível de tensão de interesse.

Esse módulo difere do módulo de deformabilidade pelas condições de confinamento lateral do corpo de prova, pois nesses ensaios a amostra não consegue deformar-se transversalmente.

A partir do módulo edométrico pode-se calcular o módulo de deformabilidade por:

$$E = \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu} \cdot M \quad (2.17)$$

onde:

$\nu$ : coeficiente de Poisson.

Vale destacar que o módulo edométrico corresponde ao inverso do coeficiente de variação volumétrica do solo ( $m_v$ ).

#### 2.6.4 Ensaio de placa convencional

O ensaio de placa convencional é uma técnica utilizada para avaliar a capacidade de suporte do solo, especialmente em projetos de engenharia geotécnica. Esse tipo de ensaio é fundamental para determinar a capacidade de carga do solo sob uma determinada pressão (tensão), simular as condições de carga de uma estrutura e, conseqüentemente, auxiliar no dimensionamento de fundações. Vale ressaltar que este ensaio é amplamente utilizado para análise e dimensionamento de fundações rasas.

Para determinação do módulo de deformabilidade do solo a partir do ensaio de placa, procede-se uma retroanálise utilizando a solução de Boussinesq, válida para placa circular rígida em meio homogêneo, através da seguinte equação:

$$E = \frac{\sigma \cdot D}{\rho} \cdot (1-\nu^2) \cdot \frac{\pi}{4} \quad (2.18)$$

onde:

$E$ : módulo de deformabilidade;

$\sigma$ : tensão média aplicada à placa;

$D$ : diâmetro da placa;

$\rho$ : recalque da placa;

$\nu$ : coeficiente de Poisson.

Para utilizar a Equação 2.18, além de conhecer a curva tensão-recalque é necessário adotar um valor para o coeficiente de Poisson. Segundo Mello (1978), na maioria dos solos residuais e de aterro, em condições normais drenada, o coeficiente de Poisson varia de 0,2 a 0,4.

Han et al. (1993), Ismael e Al-Sanad (1993), Resnik (1992, 1995) determinam o módulo de deformabilidade em seus trabalhos através de ensaios de placa. No Brasil, pode-se citar trabalhos importantes referente ao tema como os de Mello e Cepollina (1978), Velloso, Grillo e Penedo (1978), Werneck, Jardim e Almeida (1980) e Nakata et al. (1982).

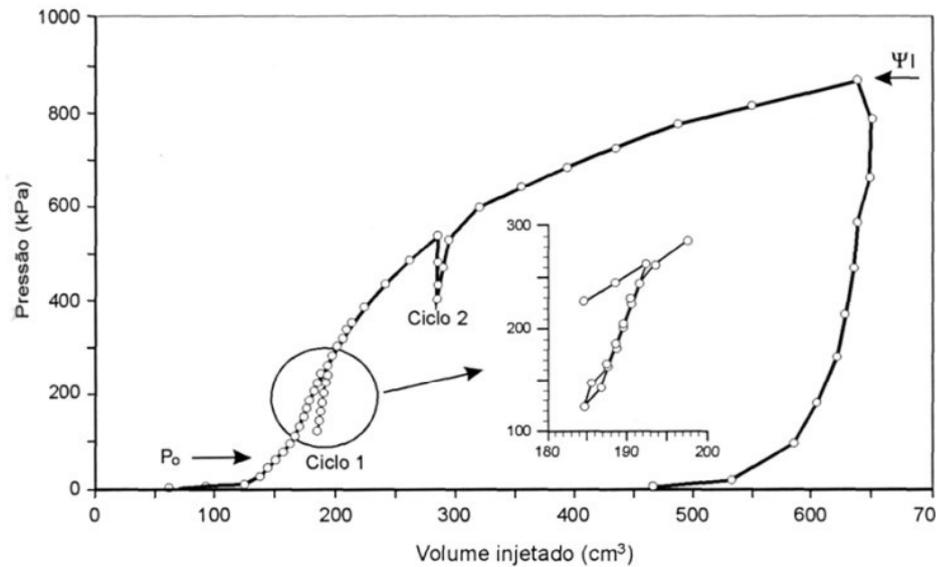
### 2.6.5 Ensaio pressiométrico

Idealizado por Louis Ménard, o ensaio pressiométrico permite determinação de características do solo referente à resistência e à deformabilidade, tendo vantagens nas situações em que não é possível extrair amostras indeformadas do maciço. O equipamento do ensaio é constituído de um elemento cilíndrico, projetado para aplicar pressões uniformes às paredes de um furo de sondagem através de uma membrana flexível. Durante o ensaio são medidas as pressões aplicadas e a correspondente expansão da cavidade cilíndrica na massa de solo. Com o conjunto de pontos de pressão e variação do volume, traça-se um diagrama do tipo apresentado na Figura 2.16, o qual é denominado de curva pressiométrica.

Esse ensaio fornece informações valiosas para projetos geotécnicos, como dimensionamento de fundações, análise de estabilidade de taludes e comportamento de aterros. Uma de suas vantagens é sua capacidade de fornecer dados contínuos ao longo da profundidade do furo, o que permite uma análise mais detalhada do perfil do solo.

É importante mencionar que o ensaio pressiométrico é uma técnica sofisticada e geralmente é mais caro e complexo do que alguns ensaios convencionais, como o ensaio de placa. No entanto, suas informações detalhadas são muitas vezes cruciais em projetos geotécnicos complexos.

**Figura 2.16 – Curva característica de um ensaio pressiométrico**



Fonte: Schnaid (2000)

O módulo pressiométrico  $E_m$  é obtido pela seguinte equação:

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left[ V_i + \left( \frac{V_f - V_0}{2} \right) \right] \cdot \frac{dP_1}{dV_1} \quad (2.19)$$

onde:

$V_0$ : volume da célula de medida no início do trecho elástico;

$V_i$ : volume inicial da célula de medição;

$V_f$ : volume correspondente ao final da fase elástica;

$dP/dV$ : declividade da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica;

$\nu$ : coeficiente de Poisson.

Schnaid, Consoli e Mantaras (1995) discutem a aplicação do ensaio pressiométrico na previsão de parâmetros de deformabilidade e resistência de solos não saturados. A interpretação dos resultados é realizada com base em um modelo elasto-plástico que utiliza a solução analítica de expansão de uma cavidade cilíndrica e em previsões numéricas acopladas a um modelo não-linear elástico.

### 2.6.6 Ensaio dilatométrico (DMT)

O ensaio dilatométrico é uma técnica utilizada para determinar as características de expansão e contração do solo em resposta a variações de umidade. Esse tipo de ensaio é

particularmente relevante em projetos geotécnicos, pois fornece informações sobre o comportamento volumétrico do solo, sendo útil para entender sua suscetibilidade à variação de umidade. Esse ensaio é uma ferramenta valiosa para avaliação de riscos geotécnicos, especialmente em locais onde as variações de umidade podem afetar significativamente as propriedades do solo.

O ensaio dilatométrico, desenvolvido por Marchetti (1975), consiste na cravação da lâmina metálica rígida no terreno, para em seguida aplicar uma pressão de gás para expandir uma membrana circular de aço no interior da massa de solo. A partir do ensaio pode-se determinar o módulo dilatométrico ( $E_D$ ), o qual é obtido com utilização da teoria da elasticidade e, para um deslocamento de 1,1 mm de membrana, é dado por:

$$E_D = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \quad (2.20)$$

onde:

$P_1$ : pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1,1 mm do centro da membrana;

$P_0$ : pressão corrigida correspondente ao deslocamento nulo da membrana.

### 2.6.7 Módulo de cisalhamento

O módulo de cisalhamento do solo, também conhecido como módulo de deformação cisalhante ou simplesmente módulo de cisalhamento, é uma propriedade geotécnica que descreve a rigidez do solo em resposta a esforços de cisalhamento. É uma medida da capacidade do solo de resistir à deformação angular, ou seja, à mudança na forma do material sob a ação de forças de cisalhamento.

O módulo de cisalhamento ( $G$ ) é uma propriedade importante para o projeto geotécnico e é usado em análise de fundações, estabilidade de taludes, análise de recalques e outros estudos relacionados ao comportamento do solo. Este parâmetro é frequentemente expresso em Pascal (Pa) ou em seus múltiplos, como o quilopascal (kPa) ou megapascal (MPa).

A relação entre o módulo de cisalhamento, o módulo de deformabilidade (que descreve a deformação elástica do solo) e o coeficiente de Poisson (que descreve a relação entre as deformações laterais e axiais) é dada pela seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.21)$$

Se um material é incompressível (não sofre mudança de volume),  $\nu = 0,5$ . O módulo de cisalhamento também pode variar com a profundidade. Em geral, é maior em camadas mais

profundas, onde o solo tende a estarmais compactado e consolidado.

Diferentes tipos de solos apresentam diferentes valores de módulo de cisalhamento. Solos coesivos, como argilas, tendem a ter módulos mais baixos do que solos granulares, como areias.

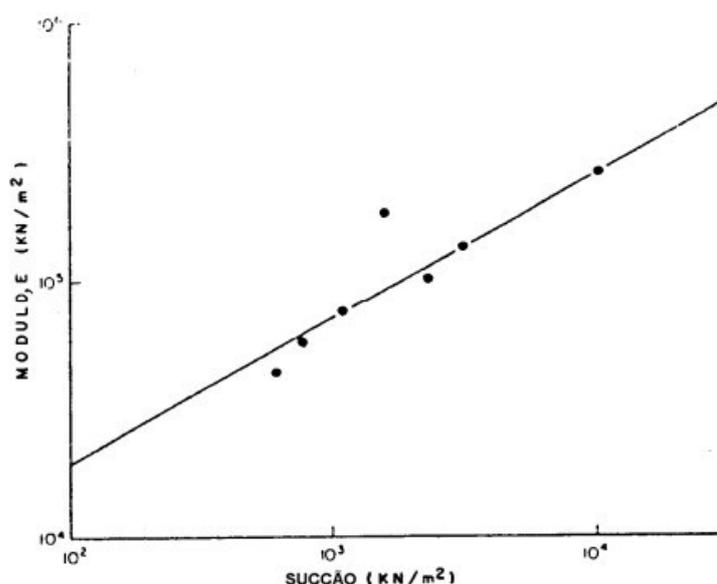
Entender o módulo de cisalhamento é crucial para realizar análises precisas e projetar estruturas que interagem com o solo. A sua consideração apropriada contribui para a segurança e eficiência de projetos geotécnicos.

### 2.6.8 Relação tensão-deformação nos solos não saturados

De forma geral, consta na literatura técnica que a sucção altera a rigidez do solo e, conseqüentemente, os seus parâmetros de deformabilidade. Este efeito da sucção tem sido investigado por diversos pesquisadores, utilizando diferentes metodologias.

Richards (1974) obteve o módulo de deformabilidade a partir de resultados de ensaios triaxiais com deformações verticais e horizontais controladas, para uma argila compactada, tendo como resultado uma relação linear entre o módulo de deformabilidade e a sucção matricial, conforme a Figura 2.17.

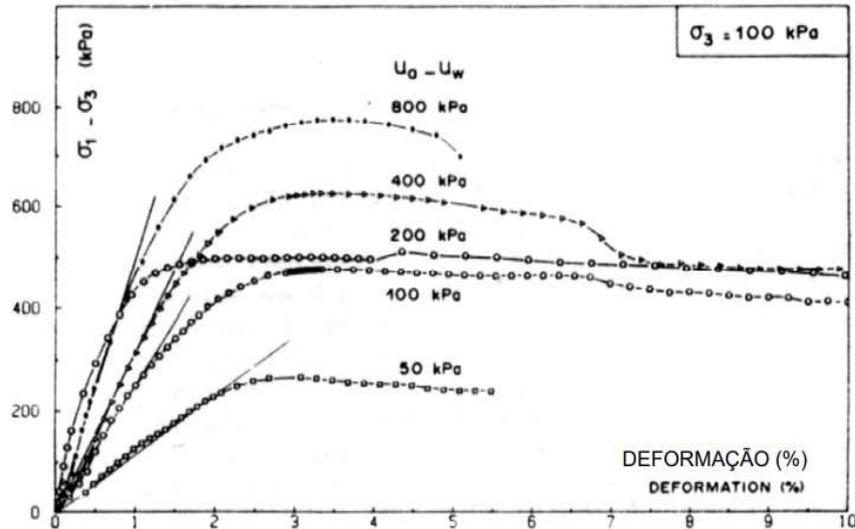
**Figura 2.17 – Variação do módulo de deformabilidade com a sucção matricial para um solo argiloso**



Fonte: Richards (1974)

Delage (1987) também realizaram ensaios triaxiais com sucção controlada, os resultados obtidos também indicaram um aumento do módulo de deformabilidade com a sucção, conforme apresentados na Figura 2.18.

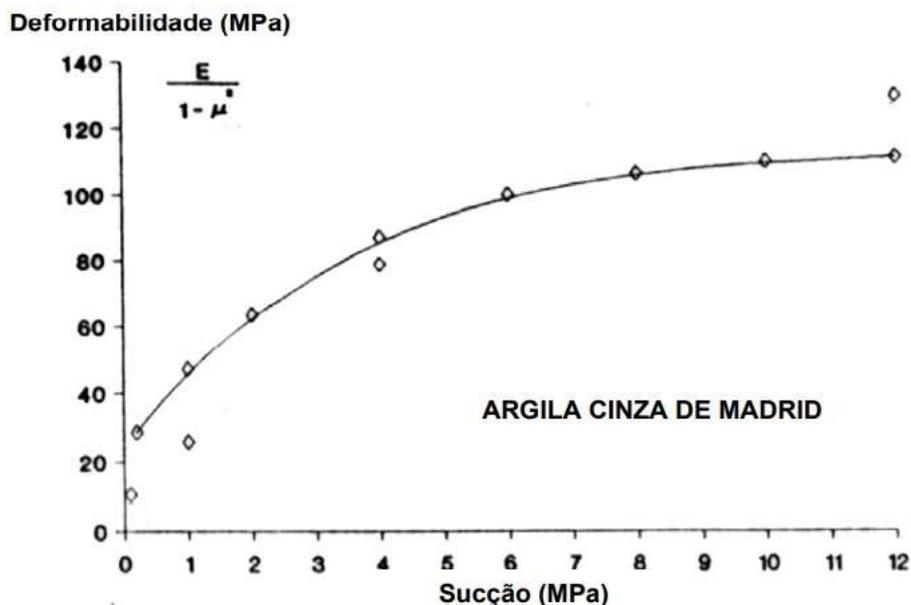
Figura 2.18 – Curvas tensão x deformação de ensaios triaxiais com sucção controlada



Fonte: Delage (1987)

Jucá e Escario (1991) encontram relações não lineares deste tipo de comportamento em solos argilosos compactados. Inicialmente, ocorreu um aumento do módulo de deformabilidade com a sucção, porém, esta tendência de aumento tornou-se menos pronunciada e atingiu um valor máximo para sucções mais elevadas, conforme observado na Figura 2.19.

Figura 2.19 – Relação entre a deformabilidade do solo e a sucção



Fonte: Jucá e Escario (1991)

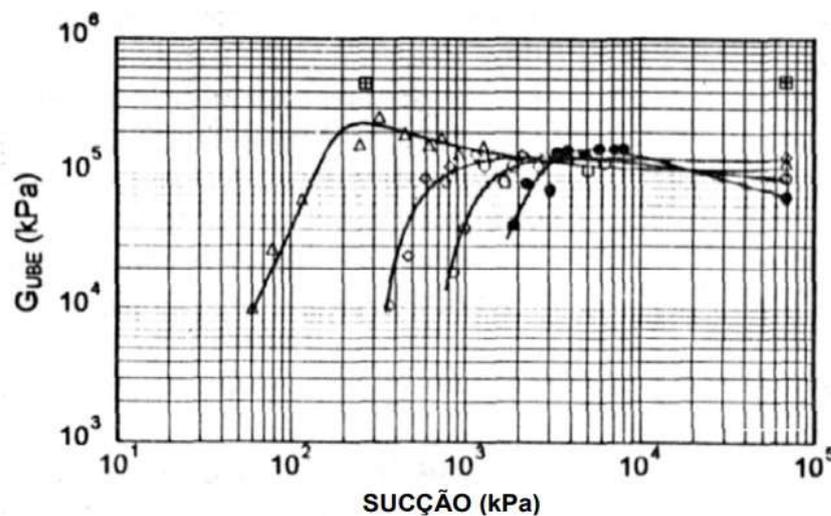
Reznik (1995), a partir de ensaios de placa realizados em solo colapsível da Ucrânia (loess), encontrou valores de módulo de deformabilidade crescente com a redução do grau de saturação em diferentes profundidades e para vários índices de vazios.

Através de ensaios de compressão simples sob diversas sucções matriciais em amostras

de caulim compactado, Edil (1981) verifica que o módulo de deformabilidade aumenta com a sucção matricial, até um valor crítico, a partir do qual o módulo começa a diminuir.

Marinho (1995) apresenta a variação do módulo de cisalhamento com a sucção matricial para uma argila de alta plasticidade, conforme observado na Figura 2.20. Chegaram à conclusão que o módulo de cisalhamento cresce com o aumento da sucção até um valor crítico, passando então a decrescer ou manter-se constante, e que esse valor crítico está associado ao valor de entrada de ar no corpo de prova.

**Figura 2.20 – Variação do módulo de cisalhamento com a sucção em uma argila de alta plasticidade**



Fonte: Marinho (1995)

O módulo de deformabilidade pode ser considerado como sendo o módulo tangente inicial ( $E_0$ ) de curvas tensão-deformação, obtidas por meio de ensaios triaxiais com sucção controlada, conforme estudado por Menegotto (2004), o qual variando a sucção matricial e obteve o módulo tangencial inicial para as profundidades de 2,0, 5,0 e 8,0 m, através das Equações 2.22, 2.23 e 2.24, respectivamente. Vale ressaltar que estas equações são válidas para o solo da região de São Carlos-SP (areia fina argilosa, colapsível) e foram avaliadas para o intervalo de sucções de 0 a 80 kPa, o qual foram suficientes para abranger os valores medidos em campo.

$$E_0 = 0,23 \cdot \psi_m + 1,95 \quad (\text{MPa}) \quad (2.22)$$

$$E_0 = 0,42 \cdot \psi_m + 7,26 \quad (\text{MPa}) \quad (2.23)$$

$$E_0 = 0,10 \cdot \psi_m + 15,84 \quad (\text{MPa}) \quad (2.24)$$

onde:

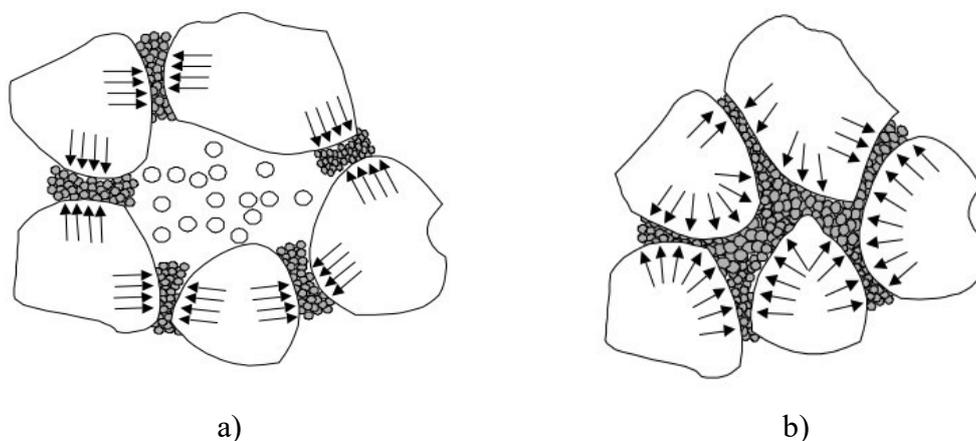
$\psi_m$ : sucção matricial em kPa.

## 2.7 MECANISMO DE COLAPSO NO SOLO

Colapso é o fenômeno decorrente da perda de resistência ao cisalhamento de um solo poroso e não saturado, quando inundado sob uma determinada tensão aplicada, ocasionando uma espécie de desmoronamento de sua estrutura.

Casagrande (1957) fornece uma hipótese para o fenômeno do colapso considerando o arranjo estrutural dos grãos de areia numa areia siltosa fofa: “a estrutura do solo, na natureza, está em equilíbrio sob as tensões de peso próprio existentes. Quando o solo é carregado, no seu teor de umidade natural, a estrutura permanece praticamente inalterada: O material vinculado comprime suavemente, sem grandes movimentos relativos dos grãos, como mostra a Figura 2.21.a. Porém, quando o solo carregado ganha umidade e um teor de umidade crítica é excedido, as pontes de silte fino alcançam um estágio onde elas podem não resistir por muito tempo às forças de deformação e a estrutura colapsa”, como ilustra a Figura 2.21.b.

**Figura 2.21 – Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação**



Fonte: Jennings e Knight (1957)

A intensidade do colapso e velocidade de ocorrência tem dependência da mineralogia dos materiais presentes, da porcentagem de cada tipo de mineral argílico, da forma dos grãos maiores e sua distribuição e formas dos poros, dos agentes cimentantes, dos íons adsorvidos, dos tipos de íons e suas concentrações na água dos poros, da história de tensões, da espessura da camada de solo envolvida e das sobrecargas aplicadas (DUDLET, 1970) e da estrutura do solo.

A elevação do grau de saturação do solo acima de um valor mínimo (crítico) requerido implica maiores recalques de colapso até atingir um valor limite superior do grau de saturação, a partir do qual o recalque de colapso deixa de aumentar (CINTRA, 1998).

Segundo Vargas (1973), “a colapsibilidade dos solos porosos parece ser desprezível para baixas tensões aplicadas, aumenta com as tensões aplicadas até um máximo e depois diminui para um

mínimo para uma alta de tensão aplicada”.

Uma das características dos solos colapsíveis é ter uma estrutura altamente porosa (macroporosa) em que as partículas maiores são mantidas em suas posições por meio de vínculos capazes de lhes conferir uma resistência adicional temporária. Essa resistência adicional tem sido atribuída ao efeito da sucção (forças de adsorção e capilares) e à presença de alguns elementos cimentantes, como os óxidos de ferro e os carbonatos.

A introdução de algum agente (mais comumente a água) em sua estrutura causa um enfraquecimento dos vínculos entre as partículas e ocasionando pequenos deslizamentos entre elas, gerando assim um desequilíbrio metaestável, com conseqüente colapso dessa estrutura (DUDLEY, 1970; NUÑES, 1975).

## 2.8 SIMULAÇÃO NUMÉRICA POR MEIO DO PROGRAMA PLAXYS

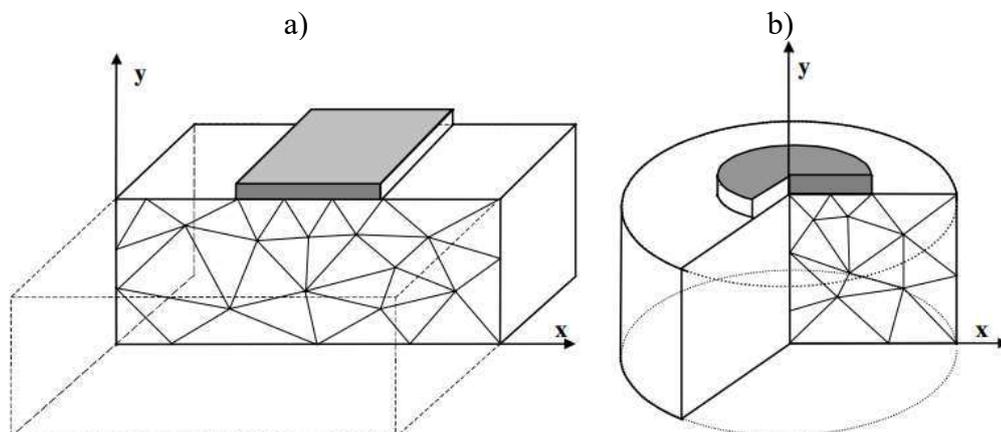
O método numérico que avaliará o comportamento do sistema estaca-solo neste trabalho é o implementado pelo programa PLAXIS 2D. O software emprega o método de elementos finitos e modelos constitutivos como linear elástico e Mohr-Coulomb. A seguir, faz-se uma descrição do programa Plaxis, bem como outros aspectos de importância.

Em problemas de engenharia geotécnica o primeiro método numérico utilizado foi o método das diferenças finitas (MDF), onde a solução era obtida nos pontos de interseção da malha utilizada para discretizar o problema em estudo. A desvantagem estava exatamente na discretização, pois para obter a solução em outro ponto uma nova malha era necessária (ANJOS, 2004).

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica. O programa foi desenvolvido em 1982 na Universidade Técnica de Delft, na Holanda, e baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF), sendo utilizado em análises 2D e 3D. Pode ser utilizado em problemas estáticos e dinâmicos, levando em consideração questões relacionadas à não linearidades e fenômenos transientes. Considera ainda, carregamento por estágios de aplicação, o que é importante na consideração de seqüência construtiva.

O software PLAXIS é largamente empregado na área geotécnica em problemas sob condições de deformação plana, condições de axissimetria, e ainda, tridimensionais, possuindo diversos tipos de modelos constitutivos de solo que consideram comportamento não linear, dependente do tempo e da anisotropia (elástico linear, Mohr-Coulomb, modelo com amolecimento, modelo com endurecimento e fluência).

**Figura 2.22 – Condições de análise: a) modelo de deformação plana; b) modelo axissimétrico**



Fonte: Plaxis 2D Reference Manual (2021)

A operação do PLAXIS compreende as três etapas comuns aos programas baseados no MEF, sendo elas o pré-processamento (INPUT), o processamento (CALC) e o pós-processamento (OUTPUT). O pré-processamento é feito no módulo (INPUT) e compreende toda a parte relacionada com a modelagem geométrica do problema a ser analisado, incluindo a discretização e refinamento da malha de elementos finitos, atribuição das propriedades dos materiais, condições de contorno e determinação do critério/modelo de análise.

No pré-processamento (INPUT) é exigido um maior cuidado na modelagem. Uma vez modelada a geometria sólida, torna-se necessário escolher o tipo de elemento que será utilizado na discretização do problema. Esta discretização refere-se à distribuição do elemento escolhido no modelo geométrico em questão. A distribuição é feita a partir da geração de uma malha adaptativa gerada automaticamente pelo PLAXIS, mas que pode ser refinada conforme os detalhes geométricos utilizados. As condições de contorno e a aplicação de deslocamentos e cargas prescritas são feitas nesta etapa. Não é possível a aplicação de cargas de momento neste programa, apenas cargas concentradas e distribuídas.

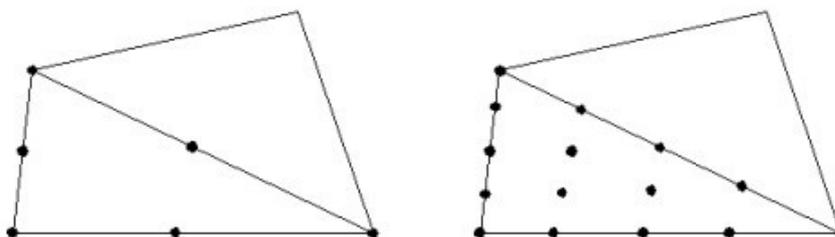
O processamento de dados e informações é feito no módulo CALC e corresponde ao conjunto de operações internas do programa relacionado à forma de aplicação de carregamentos e métodos de resolução das equações que regem o problema a ser estudado. Leva em consideração o cálculo de matrizes com as características (geometria e materiais) definidas no pré-processamento (INPUT).

O pós-processamento no módulo OUTPUT e CURVES corresponde a etapa final do cálculo, onde se obtém os resultados da análise em forma de tabelas, gráficos e animações. Todas as etapas são importantes no cálculo por elementos finitos, porém o processamento se destaca por possuir os códigos relacionados aos modelos constitutivos implementados e aos métodos de solução de sistemas de equações.

Dentre as principais características do PLAXIS citam-se:

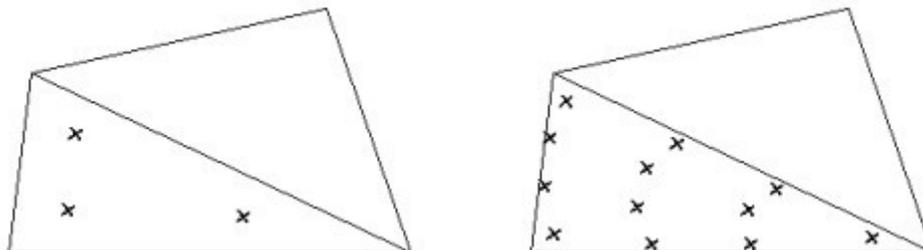
- a) análises bidimensionais em estado de deformação plana ou com simetria axial;
- b) entrada gráfica para o modelo geométrico, que permite representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno;
- c) elementos triangulares isoparamétricos de 6 e 15 nós, com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente;

**Figura 2.23: Elementos triangulares com 6 e 15 nós, respectivamente**



Fonte: Plaxis 2D Reference Manual (2021)

**Figura 2.24: Elementos triangulares com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente**



Fonte: Plaxis 2D Reference Manual (2021)

d) Elementos de juntas podem ser utilizados nos cálculos envolvendo a interação entre o solo e as estruturas;

e) Cinco modelos constitutivos estão implementados, sendo o elástico linear, o elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois modelos elasto-plástico (“Soft-Soil” e “Hardening-Soil”), e um modelo elastoviscoplastico, derivado a partir do modelo Cam-Clay (“Soft-Soil-Creep”);

f) Podem ser efetuadas análises para condições drenadas ou não-drenadas. A distribuição de poro-pressões pode ser efetuada a partir da linha freática para análises simples, e a partir da perda de carga para análises mais complexas. O programa permite efetuar análises acopladas;

g) Análise de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot;

h) Diversidade de condições de carregamento devido à forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto.

Nos trabalhos de Gowthaman (2017), Perez (2017), Fernandes (2019) e Silva (2022) há um enfoque sobre o programa PLAXIS.

### 2.8.1 Modelo constitutivo

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão x deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto.

#### 2.8.1.1 Modelo Elástico Linear

O modelo elástico-linear representa a lei de Hooke de elasticidade linear isotrópica, e é muito limitado para uma simulação mais abrangente do comportamento do solo. A matriz tensão-deformação no modelo, para o caso de deformações planas, é dada por:

$$D = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

onde:

$K$ : módulo volumétrico;

$G$ : módulo de cisalhamento.

O módulo volumétrico pode ser determinado através da Equação 2.15, e o módulo de cisalhamento através da Equação 2.21.

Os modelos elásticos lineares apresentam limitações em relação às suas capacidades para representarem consistentemente os processos de escoamento e os estados de descarregamento / recarregamento.

#### 2.8.1.2 Modelo Elasto-Plástico

O princípio básico de elasto-plasticidade é que as deformações e razões de deformação são decompostas em duas frações, uma elástica (reversível)  $\varepsilon_{ij}^e$  e outra plástica (irreversível)  $\varepsilon_{ij}^p$  (Equação 2.26). No comportamento elástico o corpo recupera todas as deformações, enquanto que a plasticidade está associada com o desenvolvimento de deformações irreversíveis.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (2.26)$$

Três princípios básicos regem os problemas que envolvem deformações plásticas, a função de plastificação, a lei de endurecimento e a lei de fluxo.

A função de plastificação ( $f$ ) define o limite da região, na qual todos os pontos localizados no seu interior representaram um estado de tensões, onde ocorreram unicamente as deformações elásticas. No caso mais geral a função de plastificação é definida como uma função dos seis componentes do tensor de tensão ( $\sigma_{ij}$ ), e indica o início da ocorrência das deformações plásticas.

$$f(\sigma_{ij}) = f(I_1, I_2, I_3) = 0 \quad (2.27)$$

A função  $f(\sigma_{ij}) < 0$  representa a região onde ocorrem unicamente deformações elásticas, e para  $f(\sigma_{ij}) > 0$ , uma situação impossível de ocorrer.

Devido ao fluxo plástico, ocorre o endurecimento por trabalho e por deformação. Existem duas hipóteses para definir o grau de endurecimento. Na primeira hipótese assume-se que o endurecimento depende unicamente do trabalho plástico ( $W_p$ ) e independe da trajetória de tensões. Isto implica que a resistência após a plastificação, depende unicamente do trabalho plástico realizado pelo material. Na segunda hipótese assume-se que o endurecimento está relacionado às deformações plásticas.

A lei de fluxo é a relação tensão x incremento de deformação plástica, durante a ocorrência de fluxo plástico, definida por meio da função potencial plástico. Caso o potencial plástico coincida com a superfície de escoamento, a lei de fluxo é dita associada, caso contrário é chamada de não associada. Na teoria da plasticidade a direção do vetor de deformações plásticas é definida através de uma lei de fluxo, assumindo-se que existe uma função do potencial plástico, no qual os incrementos de deformação plástica são ortogonais. Estes incrementos podem ser expressos como:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.27)$$

Onde:

$g$ : é a função de potencial plástico;

$\lambda$ : é um fator de proporcionalidade também conhecido como multiplicador plástico.

Para alguns materiais a função de potencial plástico coincide com a função de plastificação, considerando-se que o material segue uma lei de fluxo associada. No caso contrário, considerase

que o material segue uma lei de fluxo não-associada.

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, amplamente utilizado para a análise geotécnica, graficamente representado na Figura 2.25 na qual a resistência ao cisalhamento  $\tau$  na iminência da ruptura, no plano de ruptura, é determinada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.28)$$

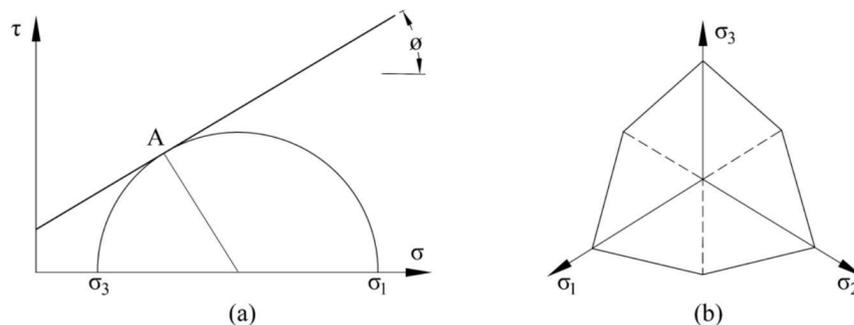
Em que:

$c$ : é o intercepto coesivo;

$\phi$ : é o ângulo de atrito interno.

Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno pode-se determinar a partir do ensaio de compressão triaxial convencional, levando o material até a condição de ruptura.

**Figura 2.25 Critério de escoamento de Mohr-Coulomb: a) no plano  $(\sigma, \tau)$ ; b) em plano octaédrico.**

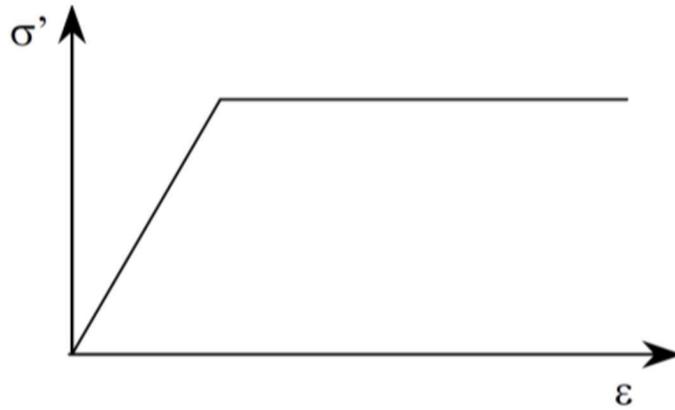


Fonte: Perez (2017)

Este modelo é empregado para representar ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo Mohr-Coulomb é assim denominado porque é assumido que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa.

A Figura 2.26 representa a relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb, onde o material apresenta um comportamento linear elástico (recuperável) até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante para acréscimo de deformações plásticas (irrecuperáveis).

**Figura 2.26: Relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb**



Fonte: Perez (2017)

A condição de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb. De fato, esta condição assegura que a Lei de atrito de Coulomb é obedecida em qualquer plano dentro de um elemento do material. A condição de Mohr-Coulomb pode ser definida por seis funções formuladas em termos de tensões principais (SMITH, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_3] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.29)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_2] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.30)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_3 + \sigma'_1] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.31)$$

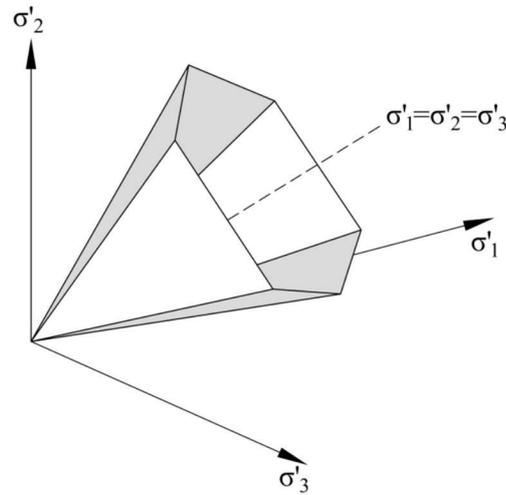
$$f_{2b} = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_3] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.32)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}[\sigma'_1 + \sigma'_2] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.33)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}[\sigma'_2 + \sigma'_1] \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.34)$$

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas funções são o ângulo de atrito  $\phi$  e a coesão  $c$ . Essas funções, juntas, representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais, que está apresentado na Figura 2.27.

**Figura 2.27: Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais ( $c = 0$ )**



Fonte: Perez (2017)

O uso de uma lei de fluxo associada no critério de Mohr-Coulomb, leva a uma superestimativa da dilatância. Por isso, as funções potenciais plásticas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatância. Este parâmetro é requerido para modelar incrementos de deformação volumétrica plásticas (dilatância). As funções de potencial plástico incluindo este parâmetro são apresentadas a seguir:

$$g_{1a} = \frac{1}{2} [\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2} [\sigma'_2 + \sigma'_3] \sin \psi \quad (2.35)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2} [\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2} [\sigma'_3 + \sigma'_2] \sin \psi \quad (2.36)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2} [\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2} [\sigma'_3 + \sigma'_1] \sin \psi \quad (2.37)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2} [\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2} [\sigma'_1 + \sigma'_3] \sin \psi \quad (2.38)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2} [\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2} [\sigma'_1 + \sigma'_2] \sin \psi \quad (2.39)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2} [\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2} [\sigma'_2 + \sigma'_1] \sin \psi \quad (2.40)$$

### 3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho verifica a influência do teor de umidade do solo na capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo residual evoluído de basalto. A análise foi embasada nos parâmetros e resultados obtidos em ensaios de campo realizados por Almada (2016) e Marques (2017), no qual as provas de carga estáticas foram executadas para as condições de umidade natural e após umedecimento do perfil de solo,

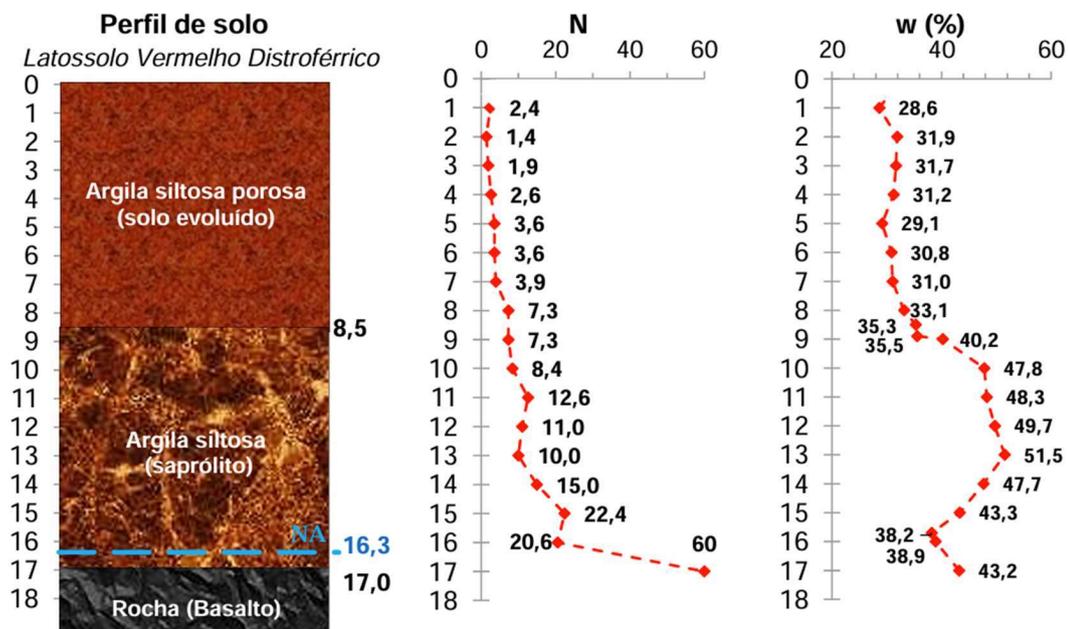
acompanhadas da determinação do teor de umidade do solo. Os resultados das provas de cargas foram, também, reproduzidos numericamente utilizando o software Plaxis®, considerando os parâmetros do solo obtidos por Gutierrez (2005) e Oliveira (2019). Assim, foi possível confirmar a influência do teor de umidade no comportamento da curva carga-recalque das estacas por meio de simulações numéricas.

### 3.1 PERFIL GEOTÉCNICO DO LOCAL DA PESQUISA

Marques (2017) e Oliveira (2019, 2023) estudaram a capacidade de carga, resistência e compressibilidade não saturado de um perfil de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto, típico da região Norte do Paraná, localizado no Campo Experimental de Geotecnia da UEM, em Maringá-PR.

A Figura 3.1 apresenta o perfil de solo obtido na sondagem de simples reconhecimento com SPT, os valores do índice de resistência à penetração (N) e os teores de umidade correspondentes para cada profundidade, determinados durante a realização da sondagem.

**Figura 3.1 - Perfil do solo, posição do nível de água, valores de N da resistência à penetração e teores de umidade (w) para cada profundidade**



Fonte: Oliveira (2023)

O perfil do solo é composto basicamente por dois conjuntos distintos de materiais, ambos com 8,50 metros de espessura: uma camada superficial de solo evoluído e uma camada subjacente de saprolito (alteração da rocha). O nível d'água foi constatado na profundidade de 16,32 m. A partir de 17,00 m encontra-se a rocha basáltica com diferentes graus de alteração.

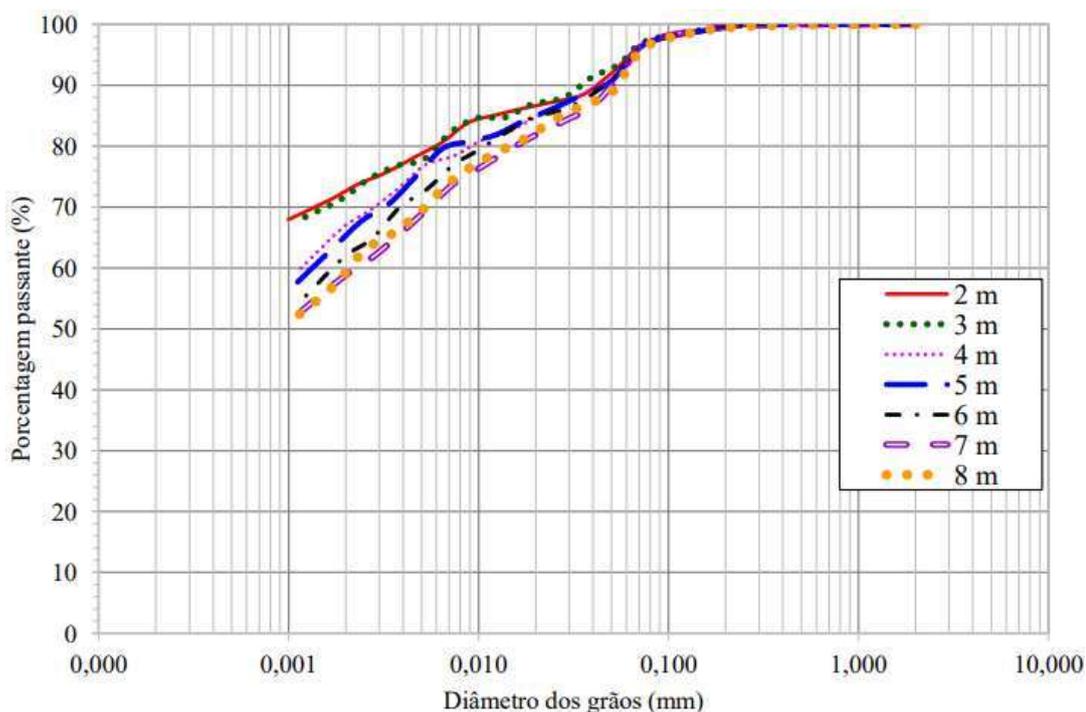
A camada superficial de solo evoluído é constituída por argila silto-arenosa de coloração marrom-avermelhada. Os teores de umidade determinados nesta camada são altos, com valor médio de 32,4%, sendo característicos dos solos argilosos, os quais apresentam alta capacidade de retenção de água.

A caracterização mineralógica efetuada por Gutierrez (2005) para um perfil de Latossolo Vermelho distroférico, localizado muito próximo ao perfil de solo analisado por Oliveira (2019) constatou a presença de caulinita ( $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ), hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e magnetita ( $\text{FeOFe}_2\text{O}_3$ ) em todo o perfil. Os minerais gibbsita ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ) e quartzo ( $\text{SiO}_4$ ) estavam presentes preferencialmente na camada superficial do solo evoluído.

Quanto ao índice de resistência à penetração (N), observa-se na Figura 3.1 um valor de 2,4 para a profundidade de 1m, sendo este pouco maior do que os valores referentes às profundidades subjacentes de 2 m e 3 m, justificado em função dos ciclos de umedecimento e secagem do solo superficial. Esta influência externa não é evidenciada a partir dos 2 m de profundidade. Em função da interferência externa no primeiro metro da camada de solo, Oliveira (2019) excluiu essa faixa em seus estudos, assim como para a profundidade de 8 m devido à grande variabilidade na estrutura do solo, que por apresentar partes mais endurecidas, dificultou a talhagem dos corpos de prova.

As análises granulométricas por peneiramento e sedimentação realizadas por Oliveira (2019) para o solo evoluído de basalto mostram na Figura 3.2 que o material é constituído por grãos menores que 0,2 mm e que as curvas de 2 m e 3 m; 4 m e 5 m; e 7 e 8 m formam pares agrupados, indicando semelhança entre as profundidades. A curva 6 m é intermediária às curvas de 5 m e 7 m.

**Figura 3.2 – Curva granulométrica do perfil de solo evoluído de basalto**



Fonte: Oliveira (2019)

Gutierrez (2005) encontrou para o perfil de Latossolo Vermelho Distroférico investigado, uma camada de solo evoluído com espessura aproximada de 9,5 m, de cor marrom avermelhada e textura predominantemente argilo-siltosa. Os valores de N variaram entre 1 e 4 na parte mais superficial, aumentando com a profundidade, atingindo valores menores do que 8 entre 7 m e 9 m. Os Índices de Plasticidade variaram de 15% a 24% e os Limites de Liquidez oscilaram entre 57% e 73%, sendo estes valores mais elevados na transição para o saprolito (camada subjacente). As massas específicas dos sólidos variaram de 2,98 g/cm<sup>3</sup> a 3,08 g/cm<sup>3</sup>.

Para a simulação das estacas de 4 metros e de 6 metros de comprimento serão consideradas neste trabalho as características e propriedades do solo residual evoluído do basalto, até 7 metros de profundidade, obtidas por Gutierrez (2005) e Oliveira (2019, 2023) para a condição de umidade natural na época em que foi realizada a caracterização com média em torno de 30% e os valores obtidos por correlações para a condição saturada (o que corresponde à um teor de umidade médio em torno de 58%), conforme apresentado no Quadro 3.1. O ângulo de atrito interno do solo foi obtido por Oliveira (2023) através de ensaios de cisalhamento direto.

**Quadro 3.1 – Índices físicos do solo residual evoluído de basalto**

Prof. (m)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	e	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31
	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,414	14,14	30
	60,0	3,04	100,0	1,82	1,077	1,723	17,23	29
4	30,8	3,04	52,9	1,77	1,097	1,434	14,34	32
	58,4	3,04	100,0	1,77	1,097	1,736	17,36	30
5	29,6	3,04	53,4	1,69	1,133	1,468	14,68	31
	55,4	3,04	100,0	1,69	1,133	1,760	17,60	30
6	30,6	3,04	54,1	1,72	1,117	1,459	14,59	30
	56,7	3,04	100,0	1,72	1,117	1,750	17,50	26
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28
	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30

Almada (2016) determinou por meio de provas de carga a capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, na mesma região em que o perfil de solo foi caracterizado por Gutierrez (2005) e Oliveira (2019). Em sua pesquisa as provas de carga estáticas foram acompanhadas com a determinação do teor de umidade do solo.

O Quadro 3.2 e o Quadro 3.3 apresentam os índices físicos adaptados, considerando o mesmo valor do teor de umidade para todas as camadas do solo estudado por Almada (2016), tanto para a estaca E301 quanto para a estaca E303. Ambas as estacas apresentavam fuste de 26 cm de diâmetro, porém com comprimentos diferentes, sendo a estaca E301 de 6 metros e a estaca E303

de 4 metros.

**Quadro 3.2 – Índices físicos do solo obtidos para a estaca E301 de Almada (2016)**

Prof. (m)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	e	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
2	31,2	3,04	48,6	1,95	1,032	1,354	13,54
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,413	14,13
4	31,2	3,04	53,6	1,77	1,097	1,439	14,39
5	31,2	3,04	56,1	1,69	1,133	1,486	14,86
6	31,2	3,04	55,1	1,72	1,117	1,466	14,66
7	31,2	3,04	60,0	1,58	1,178	1,546	15,46

**Quadro 3.3 – Índices físicos do solo obtidos para a estaca E303 de Almada (2016)**

Prof. (m)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	e	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
2	33,6	3,04	52,4	1,95	1,032	1,379	13,79
3	33,6	3,04	56,1	1,82	1,077	1,439	14,39
4	33,6	3,04	57,7	1,77	1,097	1,466	14,66
5	33,6	3,04	60,4	1,69	1,133	1,514	15,14
6	33,6	3,04	59,4	1,72	1,117	1,492	14,92
7	33,6	3,04	64,6	1,58	1,178	1,574	15,74

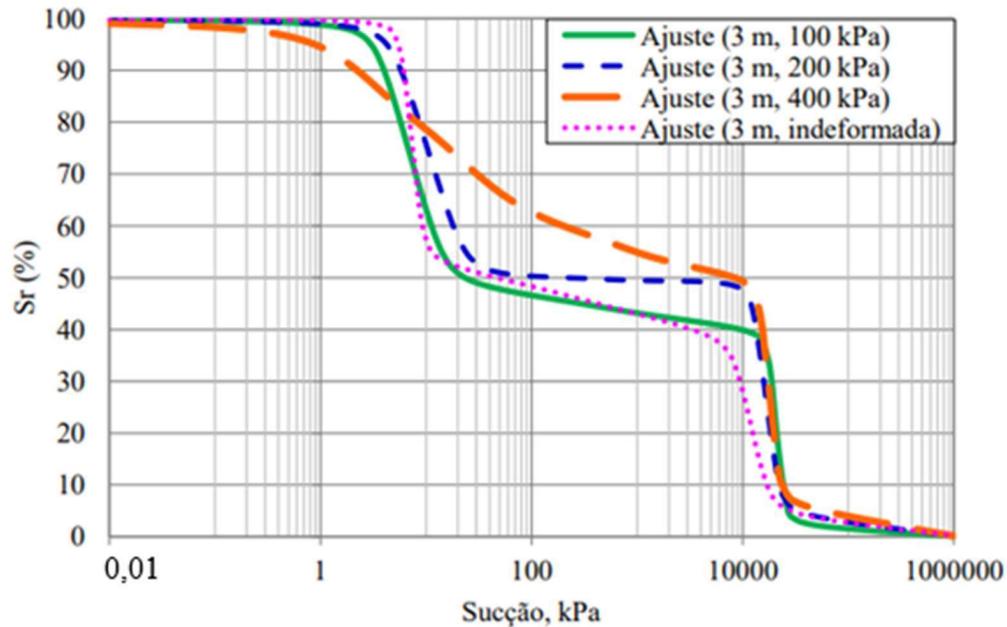
### 3.2 CURVA CARACTERÍSTICA

As curvas características do solo do local da pesquisa apresentadas por Oliveira (2019) foram obtidas pelo Método do papel filtro, em conformidade com a ASTM D2598:2016, seguindo trajetórias de secagem. Foram avaliadas amostras das profundidades de 3m e 6m, utilizando corpos de prova na condição indeformada e após aplicação de tensões de compressão confinada de 100, 200 e 400 kPa.

A partir de pontos obtidos experimentalmente, as curvas mostraram um comportamento bimodal (dois trechos de inflexão, com quatro pontos de delimitação), sendo posteriormente ajustadas pelo modelo numérico de distribuição bimodal de Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Na Figura 3.3 são apresentadas as curvas completas de retenção de água para o solo da profundidade de 3,0 m, ajustadas pelo modelo numérico de Gitirana Jr. e Fredlund (2004), considerando-se uma faixa de sucções de 0 a 10<sup>6</sup> kPa e os parâmetros de ajuste da curva característica são apresentados no Quadro 3.4.

**Figura 3.3 – Curvas características do solo de 3,0 m de profundidade com tensões e confinamento diferentes**



Fonte: Oliveira (2019)

**Quadro 3.4 – Parâmetros de ajuste utilizados na equação de Gitirana Jr. e Fredlund para o solo de 3,0 m de profundidade**

Condição	VEA (kPa)	$\Psi_{res1}$ (kPa)	$S_{r_{res1}}$ (%)	VEA (kPa)	$S_{r_{b2}}$ (%)	$\Psi_{res2}$ (kPa)	$S_{r_{res2}}$ (%)
Indeformada	6	9	53	9000	39	16000	3,9
100 kPa	3,5	14	48	18500	40	23100	3
200 kPa	5	22	50	13000	50	21000	4
400 kPa	1,5	50	59,5	15000	50	21000	6

Fonte: Oliveira (2019)

Atribuindo-se os parâmetros do solo e os parâmetros de ajustes do Quadro 3.4 para a amostra de 3 m de profundidade na equação de Gitirana e Fredlund (2004), obtém-se a Equação 3.1, que é utilizada para obter o valor do Grau de Saturação em função da Sucção na condição indeformada. Essa equação foi utilizada para todo o perfil de solo.

$$S_r = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/7,35)^{23,55}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi/284,60)^{2,31}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + (\psi/12000)^{11,37}} + S_4 \quad (3.1)$$

Em que:

$$S_1 = -0,57958 \cdot \ln(\psi/6) - 1,26545 \cdot \sqrt{0,20976 \cdot \ln(\psi/6) + 0,001976} + 1 \quad (3.2)$$

$$S_2 = -0,58971 \cdot \ln(\psi/9) + 1,27735 \cdot \sqrt{0,19874 \cdot \ln(\psi/9) + 0,001957} + 0,53 \quad (3.3)$$

$$S_3 = -0,31516 \cdot \ln(\psi/9000) - 1,092 \cdot \sqrt{0,07292 \cdot \ln(\psi/9000) + 0,002289} + 0,39 \quad (3.4)$$

$$S_4 = -0,30974 \cdot \ln(\psi/16000) + 1,0886 \cdot \sqrt{0,0761 \cdot \ln(\psi/16000) + 0,002297} + 0,039 \quad (3.5)$$

### 3.3 APLICABILIDADE DO MÉTODO DE VILAR PARA O INTERCEPTO COESIVO

Oliveira (2019) obteve os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo nas condições de umidade natural e inundada, por meio de ensaios de cisalhamento direto convencionais. Para a profundidade de 3 metros, o solo apresentou coesão efetiva de 19 kPa e ângulo de atrito de 29° na condição de umidade natural; enquanto para a condição inundada, isto é, sucção nula ( $\psi_m = 0$ ), não houve qualquer parcela de contribuição da coesão. Para a profundidade de 6 m, estando o solo na condição inundada, apresentou uma coesão efetiva de 22 kPa e ângulo de atrito de 26°.

A coesão efetiva na condição inundada é a menor coesão que o solo pode atingir, visto que não há contribuição da sucção para a resistência ao cisalhamento, ou seja, não há coesão aparente ( $\frac{\psi_m}{a+b\psi_m}$ ), desta forma, a coesão total é igual à coesão efetiva ( $c = c'$ ).

Será considerado o método de Vilar (2007) com os parâmetros determinados por Oliveira (2019) para avaliar a influência da parcela de sucção matricial que contribui para a resistência ao cisalhamento do solo na condição parcialmente saturada, por meio das Equações 3.6 e 3.7.

$$\text{Solo 3 m: } c = 19 + \frac{\psi_m}{1,804 + 0,223 \psi_m} \quad (3.6)$$

$$\text{Solo 6 m: } c = 22 + \frac{\psi_m}{2,050 + 0,183 \psi_m} \quad (3.7)$$

### 3.4 PARÂMETROS FINAIS DO SOLO

Os parâmetros necessários para a simulação numérica são apresentados no Quadro 3.5, Quadro 3.6, Quadro 3.7, Quadro 3.8, respectivamente, para as estacas E303, E301, condição de teor de umidade natural e saturado e estacas E203. Para a determinação do coeficiente de Poisson foi considerada a relação com o ângulo de atrito interno do solo pela Equação 3.8:

$$1 - \sin \phi = \nu / (1 - \nu) \quad (3.8)$$

Para o intercepto coesivo e o módulo de deformabilidade do solo foram utilizadas as Equações 2.22, 2.23, 2.24, 3.6 e 3.7, que são em função da Sucção  $e$ , que por sua vez, foram obtidas em função do Grau de Saturação pelo método de Gitirana Jr. e Fredlund na Equação 3.1 (utilizado os dados da condição indeformada de 3 metros de profundidade para simulação de todas as faixas de solo). As equações referente ao módulo de deformabilidade do solo embora tenham sido aferidas para o solo de São Carlos/SP (areia fina argilosa, colapsível) ainda assim são utilizadas na presente pesquisa. A Figura 3.4 apresenta as profundidades e quais equações foram consideradas para a coesão e o módulo de deformabilidade.

**Figura 3.4 – Equações consideradas por faixa de solo**

<b>Coesão</b>	<b>Profundidade</b>	<b>Módulo de Deformabilidade</b>
kPa	m	MPa
$c = 19 + \psi_m / (1,804 + 0,223 * \psi_m)$	1	$E_0 = 0,23 * \psi_m + 1,95$
	2	
	3	
	4	
$c = 22 + \psi_m / (2,050 + 0,183 * \psi_m)$	5	$E_0 = 0,42 * \psi_m + 7,26$
	6	
	7	
	8	
	9	
	10	
$c = 22 + \psi_m / (2,050 + 0,183 * \psi_m)$	8	$E_0 = 0,10 * \psi_m + 15,84$
	9	
	10	
	10	

No Quadro 3.5 apresentam-se os parâmetros do solo para a simulação numérica da estaca E303, com fuste de 4 m de comprimento e diâmetro efetivo de 26 cm. Uma prova de carga estática do tipo rápido foi executada nesta estaca em conformidade com a ABNT NBR 12.131:2006 por Almada (2016). A umidade do solo foi considerada como o teor médio obtido por Almada (2016) à época da realização da prova de carga para todas as profundidades da simulação numérica.

**Quadro 3.5 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E303, com teor de umidade natural médio**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	33,6	3,04	52,4	1,95	1,032	1,379	13,79	31	0,327	15,5	21,95	5,5
3	33,6	3,04	56,1	1,82	1,077	1,439	14,39	30	0,333	9,5	21,42	11,3
4	33,6	3,04	57,7	1,77	1,097	1,466	14,66	32	0,320	9,2	21,39	11,1
5	33,6	3,04	60,4	1,69	1,133	1,514	15,14	31	0,327	8,8	24,40	11,0
6	33,6	3,04	59,4	1,72	1,117	1,492	14,92	30	0,333	8,9	24,42	16,7
7	33,6	3,04	64,6	1,58	1,178	1,574	15,74	28	0,347	8,3	24,33	16,7

No Quadro 3.6 apresentam-se os parâmetros do solo para a simulação numérica da estaca E301, com fuste de 6 m de comprimento e diâmetro efetivo de 26 cm. Assim como a estaca E303, a estaca E301 foi submetida ao ensaio de prova de carga estática do tipo rápido, segundo as prescrições da ABNT NBR 12.131:2006 por Almada (2016), com o solo na condição de umidade natural.

**Quadro 3.6 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E301, com teor de umidade natural médio**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
(m)	(%)	$\frac{g}{cm^3}$	(%)		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	(°)		kPa	kPa	MPa
2	31,2	3,04	48,6	1,95	1,032	1,354	13,54	31	0,327	84,0	23,09	21,3
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,413	14,13	30	0,333	17,5	22,07	14,6
4	31,2	3,04	53,6	1,77	1,097	1,439	14,39	32	0,320	11,5	21,63	12,1
5	31,2	3,04	56,1	1,69	1,133	1,486	14,86	31	0,327	9,5	24,51	11,3
6	31,2	3,04	55,1	1,72	1,117	1,466	14,66	30	0,333	10,0	24,58	16,8
7	31,2	3,04	60,0	1,58	1,178	1,546	15,46	28	0,347	8,8	24,40	16,7

O Quadro 3.7 reúne os parâmetros do solo correspondentes à condição de umidade natural e condição saturada. Vale ressaltar que os parâmetros do solo utilizados na simulação numérica, considerando uma condição de solo totalmente saturado ( $S_r = 100\%$ ), o que corresponde a um teor de umidade em torno de 58%, é uma condição que dificilmente ocorrerá em campo, tendo em vista que a existência de macroporos na estrutura dessa argila microagregada conduz a uma permeabilidade elevada. Possivelmente, o grau de saturação não deve ultrapassar 80% em campo.

No Apêndice A é possível observar os parâmetros do solo considerando mais 4 faixas de teor de umidade por metro de solo. Foram interpolados os valores do ângulo de atrito, sendo os demais parâmetros calculados e ajustados conforme os índices físicos do solo e curva característica para os teores de umidade de 33%, 35%, 40% e 50%. Assim sendo, é possível simular o comportamento do solo e comparar as curvas carga-recalque quando o teor de umidade do solo aumenta valores pequenos em relação ao natural e também para alterações maiores da umidade.

**Quadro 3.7 – Valores complementados de Gutierrez (2005) e Oliveira (2019, 2023)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
	64,1	3,04	100	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	1,95
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,414	14,14	30	0,333	17,3	22	14,5
	60,0	3,04	100	1,82	1,077	1,723	17,23	29	0,340	0,0	19	7,26
4	30,8	3,04	52,9	1,77	1,097	1,434	14,34	32	0,320	13,4	22	12,9
	58,4	3,04	100	1,77	1,097	1,736	17,36	30	0,333	0,0	19	7,26
5	29,6	3,04	53,4	1,69	1,133	1,468	14,68	31	0,327	11,9	25	12,3
	55,4	3,04	100	1,69	1,133	1,760	17,60	30	0,333	0,0	22	7,26
6	30,6	3,04	54,1	1,72	1,117	1,459	14,59	30	0,333	10,8	25	16,9
	56,7	3,04	100	1,72	1,117	1,750	17,50	26	0,360	0,0	22	15,84
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8
	52,1	3,04	100	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,84

De forma análoga, foi elaborado o Quadro 3.8, o qual utiliza o teor de umidade obtido metro a metro por Marques (2017) em sua pesquisa, para a simulação numérica da estaca E203, cujo diâmetro era de 26 cm e comprimento de 8,1 m.

**Quadro 3.8 – Parâmetros do solo para a simulação da estaca E203**

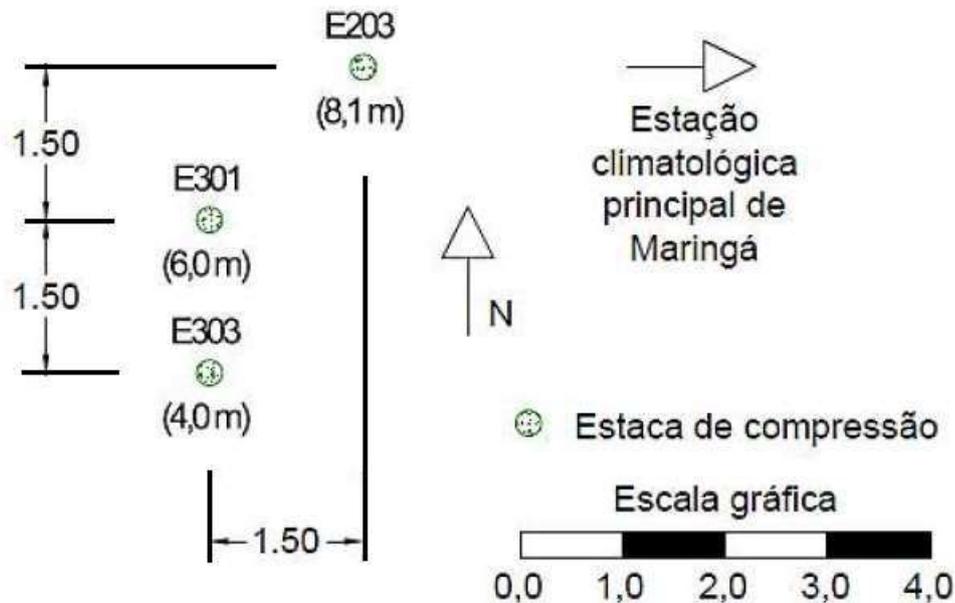
Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
(m)	(%)	$\frac{g}{cm^3}$	(%)		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	(°)		kPa	kPa	MPa
1	36,6	3,04	57,1	1,95	1,032	1,410	14,10	31	0,327	9,3	21,40	4,1
2	36,6	3,04	57,1	1,95	1,032	1,410	14,10	31	0,327	9,3	21,40	4,1
3	36,7	3,04	61,3	1,82	1,077	1,472	14,72	30	0,333	8,6	21,31	10,9
4	32,2	3,04	55,3	1,77	1,097	1,450	14,50	32	0,320	9,9	21,47	11,4
5	31,9	3,04	57,4	1,69	1,133	1,494	14,94	31	0,327	9,2	24,46	11,1
6	31,6	3,04	55,9	1,72	1,117	1,470	14,70	30	0,333	9,6	24,52	16,8
7	31,7	3,04	61,0	1,58	1,178	1,551	15,51	28	0,347	8,7	24,39	16,7
8	32,7	3,04	62,9	1,58	1,178	1,563	15,63	28	0,347	8,5	24,36	16,7

Alguns parâmetros do solo foram considerados iguais àqueles para a estaca E301, pois todas as estacas simuladas neste trabalho foram executadas e ensaiadas no mesmo campo experimental. A estaca E203 está distante 1,5 metros tanto em ordenada como em abcissa da estaca E301, conforme se visualiza na Figura 3.5.

Marques (2017) obteve um teor de umidade médio do solo mais elevado para a profundidade de até 3 m, em torno de 36,6%, na época da realização da prova de carga na estaca E203 (dezembro de 2015), valor justificado por ter sido o ensaio de campo precedido de grande precipitação pluviométrica. Assim, para a simulação da estaca E203, a partir de 4 m, foram

considerados os teores de umidade obtidos na época da execução da estaca (setembro de 2013).

**Figura 3.5 – Planta de localização das estacas no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá**



Fonte: Adaptado de Marques (2017)

Para 1m de profundidade da estaca E203 foi adotado o mesmo índice de vazios correspondente à profundidade de 2 m, assim como para a profundidade de 8 m foram utilizados os mesmos parâmetros correspondentes à 7 m (quando informação ausente). Assim, utilizou-se os índices físicos do solo para a obtenção dos demais parâmetros. A Sucção foi obtida pela equação de Gitirana e Fredlund (2004) e o Módulo de Deformabilidade por meio das equações apresentadas por Menegotto (2004).

### 3.5 PROVAS DE CARGA DE REFERÊNCIA

#### 3.5.1 Estaca E303

Almada (2016) submeteu a esta E303, de 4,0 m de comprimento e fuste de 26 cm de diâmetro efetivo, a um ensaio de prova de carga com carregamento estático do tipo rápido de acordo com a NBR 12.131:2006, realizado no dia 06/01/2015, com o solo na condição de umidade natural, neste caso com umidade média de 33,6%. No Quadro 3.9 são apresentados os resultados desta prova de carga, sendo a carga máxima correspondente à carga de ruptura observada no ensaio.

**Quadro 3.9 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E303**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	0,28	70	2,47	105	9,30
5	0,02	40	0,44	75	2,94	110	11,60
10	0,03	45	0,70	80	3,66	115	14,87
15	0,04	50	0,93	85	4,42	120	20,07
20	0,06	55	1,27	90	5,33		
25	0,11	60	1,59	95	6,36		
30	0,18	65	2,05	100	7,80		

Fonte: Almada (2016)

### 3.5.2 Estaca E301

Almada (2016) submeteu a esta E301, de 6,0 m de comprimento e fuste de 26 cm de diâmetro efetivo, a um ensaio de prova de carga com carregamento estático do tipo rápido de acordo com a NBR 12.131:2006, realizado no dia 19/12/2014, com o solo na condição de umidade natural, neste caso com umidade média de 31,2%. No Quadro 3.10 são apresentados os resultados desta prova de carga, sendo a carga máxima correspondente à carga de ruptura observada no ensaio.

**Quadro 3.10 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E301**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	Mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	55	0,26	110	1,36	165	4,10
5	0,01	60	0,34	115	1,59	170	4,54
10	0,02	65	0,41	120	1,71	175	5,00
15	0,02	70	0,45	125	1,88	180	5,52
20	0,05	75	0,52	130	2,10	185	6,19
25	0,06	80	0,64	135	2,31	190	6,98
30	0,09	85	0,75	140	2,55	195	8,01
35	0,11	90	0,87	145	2,79	200	9,30
40	0,12	95	0,99	150	3,07	205	10,93
45	0,17	100	1,08	155	3,39	210	13,21
50	0,23	105	1,21	160	3,74	215	16,13
						220	20,54

Fonte: Almada (2016)

### 3.5.3 Estaca E203

Marques (2017) submeteu a esta E203, de 8,0 m de comprimento e fuste de 26 cm de diâmetro efetivo, a um ensaio de prova de carga com carregamento estático do tipo lento de acordo

com a NBR 12.131:2006, realizado no mês de dezembro de 2015, com o solo na condição de umidade natural, porém elevada. A prova de carga foi realizada em época de muita chuva, tendo sido inclusive, interrompida devida à presença de água e inundação do local da prova de carga, quando havia se iniciado o descarregamento. Após o término no ensaio, foi realizado por Marques (2017) uma perfuração a trado para determinação da umidade, até a profundidade de 3,0 m, resultado em uma umidade média de 36,7%. neste caso com umidade média de 31,2%. No Quadro 3.11 são apresentados os resultados desta prova de carga, sendo a carga máxima correspondente à carga de ruptura observada no ensaio.

**Quadro 3.11 – Resultado de campo da prova de carga da estaca E203**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	Mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	90	0,34	180	2,77	240	47,95
30	0,05	120	0,68	210	8,19		
60	0,16	150	1,35	225	18,69		

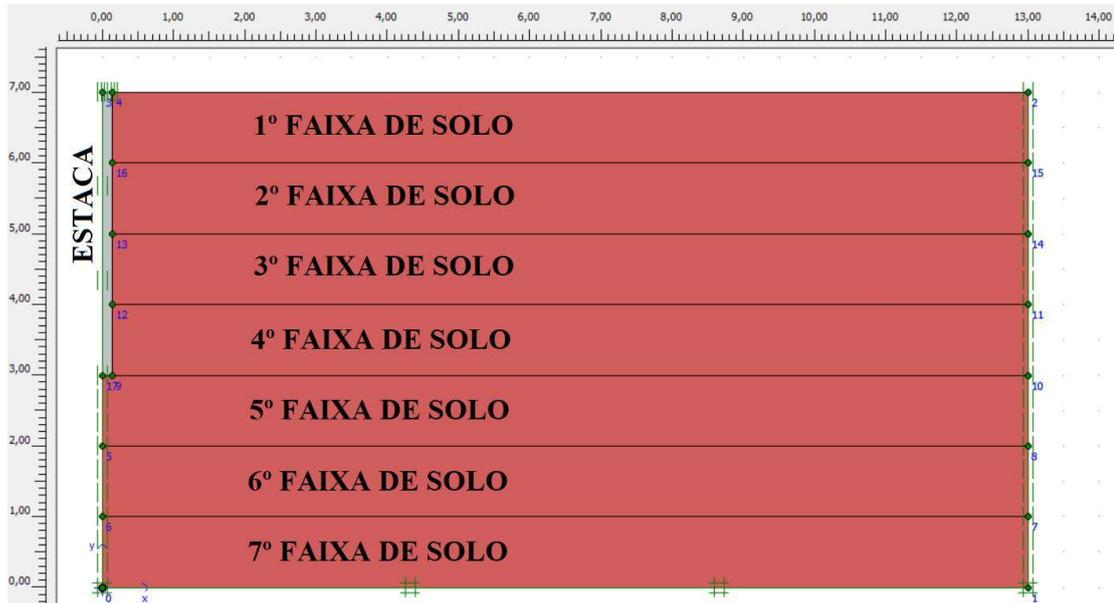
Fonte: Marques (2017)

### 3.6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

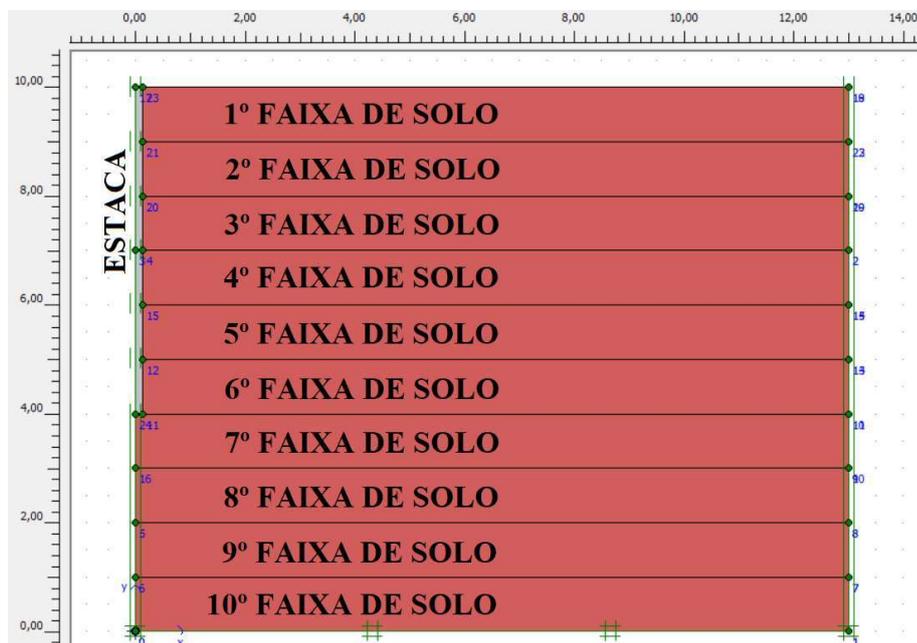
Um modelo de elementos finitos axissimétrico foi desenvolvido para simular uma única estaca vertical carregada axialmente que atravessa toda a profundidade da camada de solo colapsível. A linha central da malha coincide com o eixo da estaca. A fronteira vertical externa da malha foi colocada a 50 vezes o diâmetro da estaca a partir do eixo da estaca e a fronteira horizontal foi posicionada a 1,7 vezes o comprimento da estaca a partir da superfície do solo, parâmetros adotados em conformidade com as simulações realizadas por Noor et al. (2013). As fronteiras verticais foram restritas na direção horizontal, mas livres para mover na direção vertical. A parte inferior da malha foi restringida tanto na direção horizontal quanto na vertical. Portanto, os assentamentos verticais da estaca e do solo devidos à carga externa e/ou à ocorrência de saturação do solo colapsível, puderam ser medidos.

Dessa forma, as condições de contorno do modelo numérico para as estacas de 26 cm de diâmetro efetivo, com comprimentos de 4 metros e de 6 metros, foram definidos conforme as Figuras 3.6 e 3.7, respectivamente.

**Figura 3.6 – Condições de contorno para a estaca com 26 cm de diâmetro e 4 m de comprimento**



**Figura 3.7 – Condições de contorno para a estaca com 26 cm de diâmetro e 6 m de comprimento**

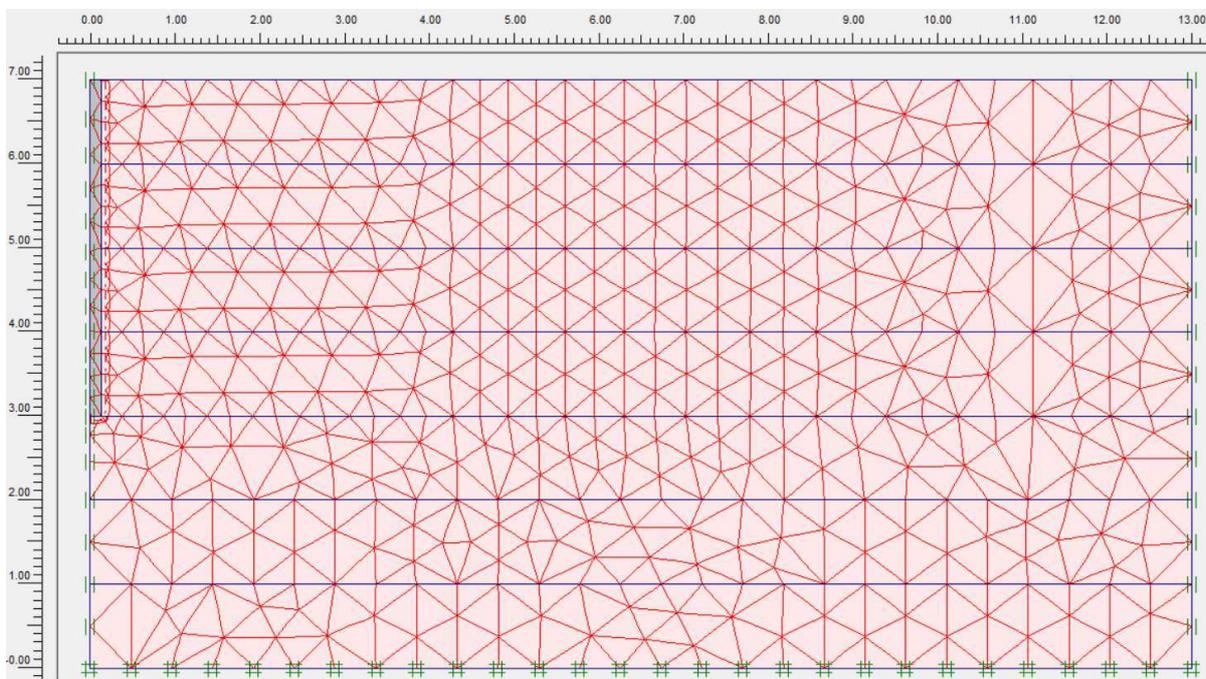


A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente pelo Plaxis®, sendo regerada em sua forma mais refinada, para fornecer um número relativamente grande de nós nas proximidades do eixo da estaca, onde as deformações e tensões são de maior magnitude. Elementos triangulares de 15 nós foram utilizados tanto para o solo quanto para a estaca, proporcionando uma interpolação de quarta ordem para deslocamentos. Elementos de linha de cinco nós foram usados na interface solo-estaca para considerar o movimento relativo solo-estaca.

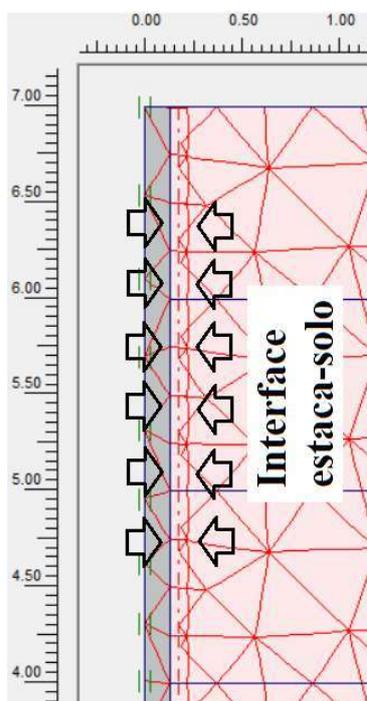
A Figura 3.8 mostra o modelo axissimétrico desenvolvido com a malha já gerada para uma

única estaca em várias faixas de solo. A Figura 3.8 apresenta a discretização da malha de elementos finitos na interface entre a estaca e o solo.

**Figura 3.8 – Malha de Elementos Finitos utilizada na simulação numérica**



**Figura 3.9 – Discretização da interface entre a estaca e o solo**



As faixas de solo apresentadas nas Figuras 3.6 e 3.7 são zonas com espessuras de 1 metro que puderam ser atribuídas propriedades diferentes, para que ficassem de acordo com os valores apresentados no item “3.4 Parâmetros Finais do Solo”. Dessa forma, quando não haviam

parâmetros definidos para alguma faixa de solo, foram utilizados os parâmetros da faixa anterior.

O modelo constitutivo utilizado nas simulações numéricas é o de Mohr-Coulomb, que se baseia em uma combinação da lei de Coulomb para o cisalhamento e o critério de Mohr para a tensão, sendo governado por dois parâmetros principais: a coesão e o ângulo de atrito interno. Esses parâmetros definem a superfície de ruptura, que delimita o estado de tensão máximo que o solo pode suportar antes de falhar (romper). Quando o critério de ruptura é atingido, ou seja, quando a combinação das tensões normais e de cisalhamento ultrapassa a resistência prevista pela envoltória de Mohr-Coulomb, o material (solo) entra em uma fase de pós-ruptura, apresentando comportamento plástico. Nesse estado, as deformações se desenvolvem de maneira irreversível, com a dissipação de energia e possível redistribuição de tensões, o que pode levar a recalques significativos, dependendo das condições de contorno e do carregamento aplicado. Nas simulações da presente pesquisa, quando o software PLAXIS atingiu o critério de ruptura desse modelo constitutivo, os cálculos foram encerrados e um aviso surgiu na interface, acusando o encerramento da simulação. Por esse motivo, o último ponto da curva carga-recalque obtido nas simulações foi o valor mais próximo do limite da superfície de ruptura do modelo.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

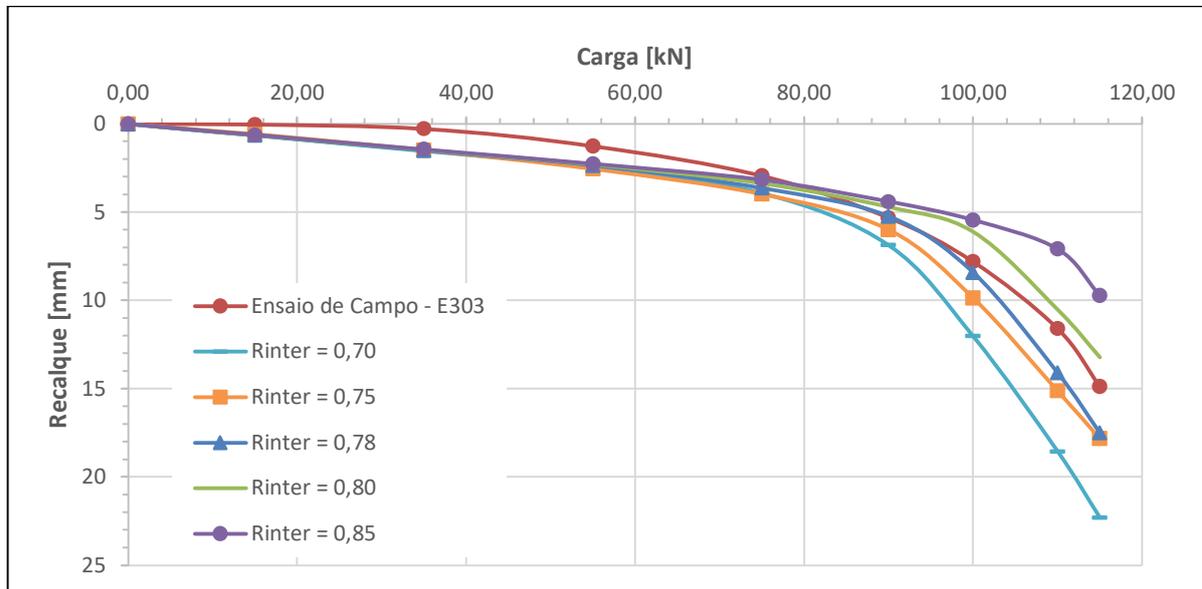
### 4.1 ESTACA E303, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 4 METROS

#### 4.1.1 Aferição do modelo numérico

A aferição do modelo numérico foi realizada utilizando os parâmetros estimados do solo e ajustando a resistência da interface solo-estaca de forma a se aproximar dos resultados obtidos em campo no modelo real, por Almada (2016). Dessa forma o ajuste da relação entre o solo e a estaca ( $R_{inter}$ ) visou adequar o comportamento do modelo considerando a velocidade do carregamento e, também, o processo executivo da estaca (ZHANG, 2020; REUL, 2021).

Considerando na simulação numérica os parâmetros do solo apresentados no Quadro 3.5 para a estaca E303, com 4 metros de comprimento, foram realizadas 5 simulações variando somente o valor de  $R_{inter}$ , de 0,70 até 0,85. Os resultados obtidos encontram-se plotados na Figura 4.1, permitindo observar qual é a curva que melhor representa o comportamento da curva carga-recalque do modelo real.

**Figura 4.1 – Resultado do modelo numérico variando a relação  $R_{inter}$  sobreposto à curva carga-recalque do ensaio de campo (modelo real)**



A relação da interface solo/estaca ( $R_{inter} = 0,78$ ) foi escolhida para representar o comportamento da estaca E303. Essa relação resulta nos valores de carga-recalque apresentados no Quadro 4.1. Observa-se uma pequena diferença nos valores quando comparados com os resultados obtidos em campo, porém o recalque ao longo do carregamento mostrou-se coerente com o modelo real.

**Quadro 4.1 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E303**

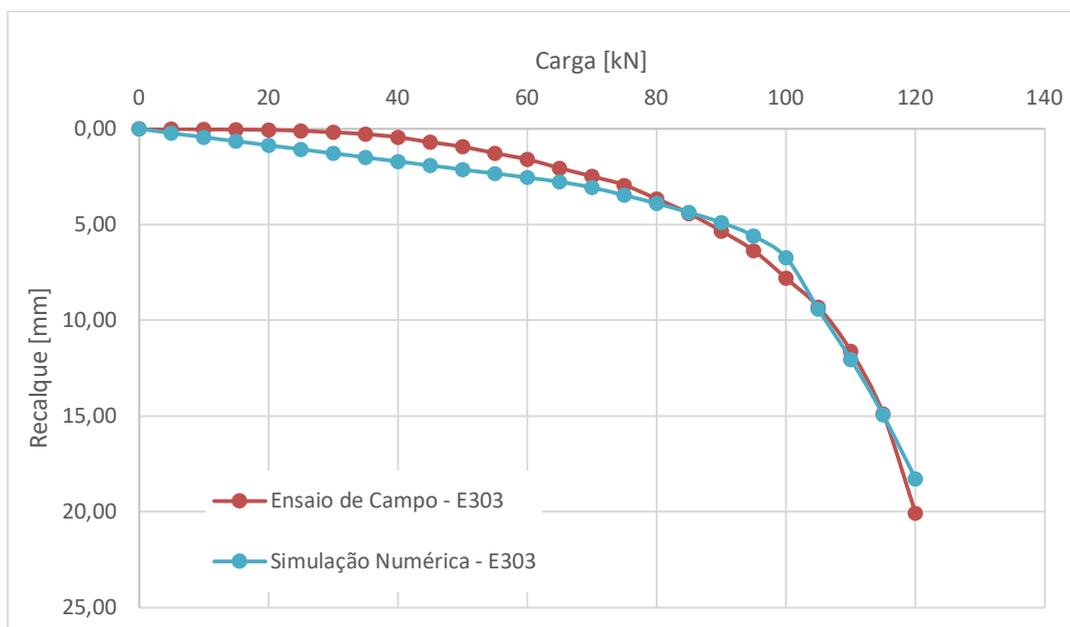
Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	40	1,70	kN	mm
0	0	45	1,91	85	4,36
5	0,23	50	2,12	90	4,89
10	0,44	55	2,33	95	5,59
15	0,65	60	2,54	100	6,73
20	0,86	65	2,77	105	9,42
25	1,07	70	3,07	110	12,04
30	1,28	75	3,47	115	14,93
35	1,49	80	3,90	120	18,27

O Quadro 4.2 apresenta os resultados comparativos obtidos nos ensaios de campo e por meio de simulação numérica. Como índices estatísticos a diferença média entre as curvas foi de 0,40 mm, desvio padrão de 0,7837, variância igual a 0,5886 e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,9936.

**Quadro 4.2 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E303**

Carga	Recalque Real	Recalque Numérico	Dif.	Carga	Recalque Real	Recalque Numérico	Dif.
kN	mm	mm	mm	kN	mm	mm	mm
0	0	0	0	65	2,05	2,77	0,72
5	0,02	0,23	0,21	70	2,47	3,07	0,60
10	0,03	0,44	0,41	75	2,94	3,47	0,53
15	0,04	0,65	0,61	80	3,66	3,90	0,24
20	0,06	0,86	0,80	85	4,42	4,36	-0,06
25	0,11	1,07	0,96	90	5,33	4,89	-0,44
30	0,18	1,28	1,10	95	6,36	5,59	-0,77
35	0,28	1,49	1,21	100	7,80	6,73	-1,07
40	0,44	1,70	1,26	105	9,30	9,42	0,12
45	0,70	1,91	1,21	110	11,60	12,04	0,44
50	0,93	2,12	1,19	115	14,87	14,93	0,06
55	1,27	2,33	1,06	120	20,07	18,27	-1,80
60	1,59	2,54	0,95				

As curvas carga-recalque obtidas para a estaca E303 são mostradas na Figura 4.2.

**Figura 4.2 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque estaca E303**

Observa-se que a simulação numérica realizada para a estaca E303 mostrou um comportamento similar ao ensaio realizado em campo, sendo a diferença entre os recalques menores do que 1,3 mm, com exceção do recalque referente à carga de ruptura, pois no modelo real não houve estabilização do recalque na carga de 120 kN. A média das diferenças dos recalques é de 0,4 mm com coeficiente de determinação igual a 0,9936, sendo essa magnitude relativamente pequena quando comparado às dimensões da estaca e aos níveis de carregamento. Dadas as

comparações, o modelo numérico pode ser considerado válido e representativo para os estudos da presente pesquisa.

#### 4.1.2 Simulação numérica com teor de umidade natural

Os valores dos recalques obtidos na simulação numérica realizada para a estaca E303, considerando os parâmetros correspondentes aos teores de umidade natural do solo expostos no Quadro 4.3, podem ser visualizados no Quadro 4.4.

A Figura 4.3 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

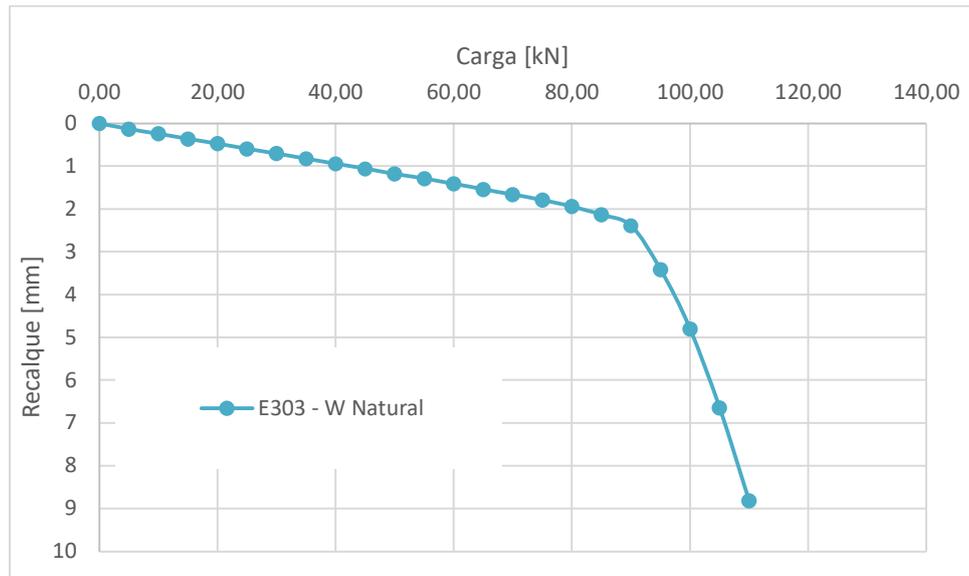
**Quadro 4.3 – Parâmetros do solo com teor de umidade natural (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,414	14,14	30	0,333	17,3	22	14,5
4	30,8	3,04	52,9	1,77	1,097	1,434	14,34	32	0,320	13,4	22	12,9
5	29,6	3,04	53,4	1,69	1,133	1,468	14,68	31	0,327	11,9	25	12,3
6	30,6	3,04	54,1	1,72	1,117	1,459	14,59	30	0,333	10,8	25	16,9
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8

**Quadro 4.4 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm
0	0	65	1,54
5	0,13	70	1,66
10	0,24	75	1,79
15	0,36	80	1,94
20	0,47	85	2,13
25	0,59	90	2,39
30	0,70	95	3,41
35	0,82	100	4,80
40	0,94	105	6,64
45	1,06	110	8,82
50	1,18	115	ruptura
55	1,29		
60	1,41		

**Figura 4.3 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade natural (E303)**



Na simulação com o teor de umidade natural a ruptura ocorreu na carga de 115 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Dessa forma, a carga de trabalho é igual a 57,5 kN, com recalque estimado de 1,35 mm.

#### 4.1.3 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%

A simulação numérica da estaca E303 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade de 33% (Quadro 4.5) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.6.

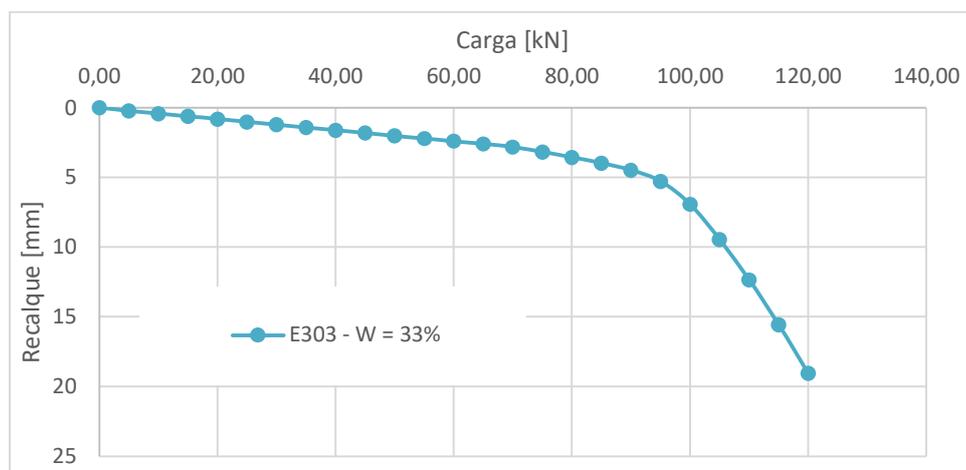
A Figura 4.4 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.5 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 33% (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	33,0	3,04	51,4	1,95	1,032	1,371	13,71	30	0,331	21,0	22	6,8
3	33,0	3,04	55,1	1,82	1,077	1,434	14,34	30	0,334	10,0	21	11,5
4	33,0	3,04	56,7	1,77	1,097	1,460	14,60	32	0,322	9,4	21	11,2
5	33,0	3,04	59,4	1,69	1,133	1,503	15,03	31	0,328	8,9	24	11,0
6	33,0	3,04	58,3	1,72	1,117	1,486	14,86	29	0,338	9,1	24	16,8
7	33,0	3,04	63,5	1,58	1,178	1,567	15,67	28	0,344	8,4	24	16,7

**Quadro 4.6 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm
0	0	65	2,60
5	0,22	70	2,82
10	0,42	75	3,18
15	0,61	80	3,56
20	0,81	85	3,97
25	1,01	90	4,48
30	1,21	95	5,27
35	1,41	100	6,92
40	1,60	105	9,45
45	1,80	110	12,35
50	2,00	115	15,55
55	2,20	120	19,06
60	2,39		

**Figura 4.4 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 33% (E303)**

Na simulação com o teor de umidade de 33% a ruptura ocorreu na carga de 120 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Dessa forma, a carga de trabalho é igual a 60 kN, com recalque estimado de 2,39 mm.

#### 4.1.4 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%

A simulação numérica da estaca E303, considerando os parâmetros do solo com teor de umidade de 35% (Quadro 4.7) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.8.

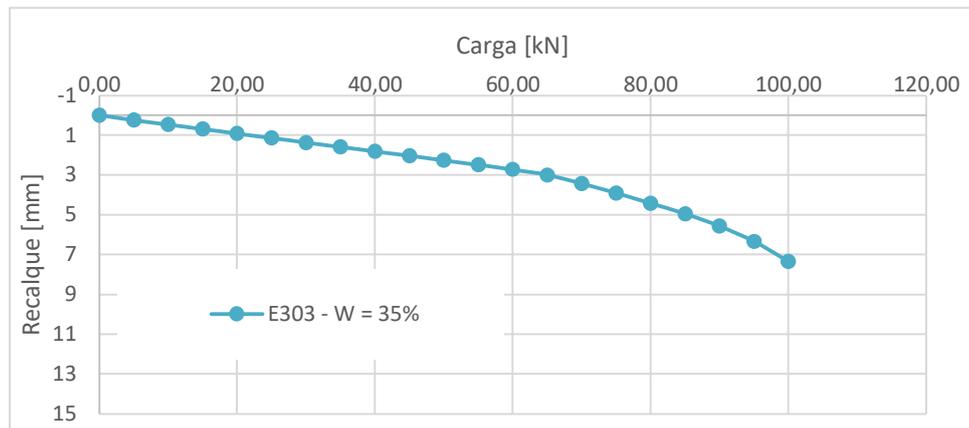
A Figura 4.5 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.7 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 35% (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	35,0	3,04	54,6	1,95	1,032	1,391	13,91	30	0,335	10,5	22	4,4
3	35,0	3,04	58,5	1,82	1,077	1,455	14,55	30	0,336	9,0	21	11,0
4	35,0	3,04	60,1	1,77	1,097	1,482	14,82	31	0,324	8,8	21	11,0
5	35,0	3,04	63,0	1,69	1,133	1,526	15,26	31	0,329	8,5	24	10,8
6	35,0	3,04	61,9	1,72	1,117	1,509	15,09	29	0,342	8,6	24	16,7
7	35,0	3,04	67,3	1,58	1,178	1,591	15,91	29	0,342	8,1	24	16,7

**Quadro 4.8 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E303)**

Carga	Recalque								
kN	mm								
0	0	25	1,14	50	2,26	75	3,43	100	6,34
5	0,25	30	1,37	55	2,48	80	3,91	105	7,34
10	0,47	35	1,59	60	2,72	85	4,42	110	ruptura
15	0,69	40	1,81	65	2,60	90	4,95		
20	0,92	45	2,03	70	3,00	95	5,56		

**Figura 4.5 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 35% (E303)**

Na simulação com o teor de umidade de 35% a ruptura ocorreu na carga de 110 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Assim, a carga de trabalho é igual a 55 kN, com recalque estimado de 2,48 mm.

#### 4.1.5 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%

A simulação numérica da estaca E303 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade de 40% (Quadro 4.9) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.10.

A Figura 4.6 mostra a curva carga-recalque dessa análise.

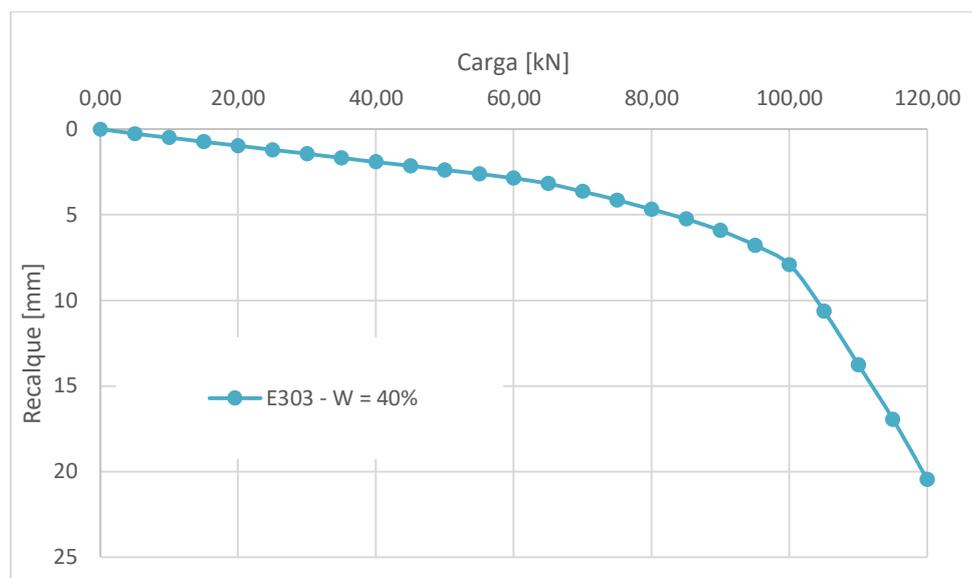
**Quadro 4.9 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 40% (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	40,0	3,04	62,4	1,95	1,032	1,443	14,43	29	0,340	8,5	21	3,9
3	40,0	3,04	66,8	1,82	1,077	1,509	15,09	30	0,337	8,1	21	10,7
4	40,0	3,04	68,7	1,77	1,097	1,536	15,36	31	0,327	8,0	21	10,6
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	40,0	3,04	70,7	1,72	1,117	1,565	15,65	28	0,347	7,8	24	16,6
7	40,0	3,04	77,0	1,58	1,178	1,650	16,50	29	0,340	7,3	24	16,6

**Quadro 4.10 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	1,67	70	3,63	105	10,61
5	0,26	40	1,90	75	4,14	110	13,75
10	0,49	45	2,13	80	4,68	115	16,94
15	0,73	50	2,37	85	5,24	120	20,46
20	0,96	55	2,60	90	5,91		
25	1,20	60	2,85	95	6,77		
30	1,43	65	3,16	100	7,91		

**Figura 4.6 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 40% (E303)**



Na simulação com o teor de umidade de 40% a ruptura ocorreu na carga de 120 kN, sendo a carga de trabalho igual a 60 kN, com recalque estimado de 2,85 mm.

#### 4.1.6 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%

A simulação numérica da estaca E303 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade de 50% (Quadro 4.11) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.12.

A Figura 4.7 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

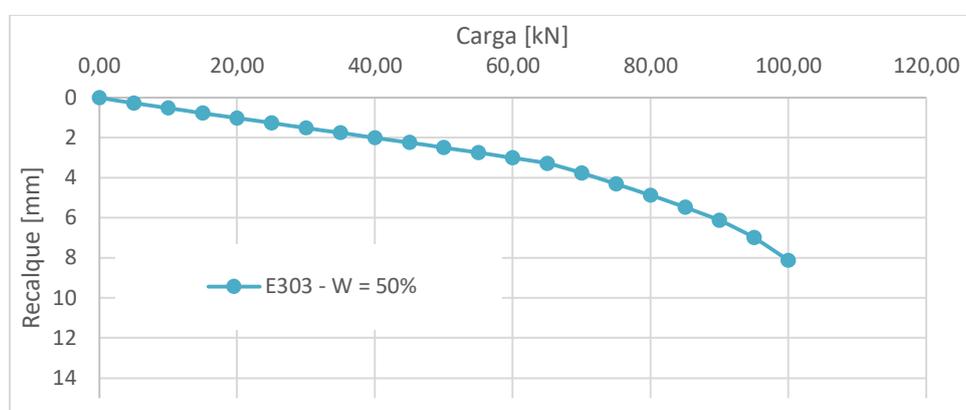
**Quadro 4.11 – Parâmetros do solo com teor de umidade de 50% (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	50,0	3,04	77,9	1,95	1,032	1,546	15,46	28	0,344	7,3	21	3,6
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	50,0	3,04	85,9	1,77	1,097	1,646	16,46	31	0,329	6,7	21	10,1
5	50,0	3,04	89,9	1,69	1,133	1,695	16,95	30	0,331	6,4	24	9,9
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	50,0	3,04	96,2	1,58	1,178	1,767	17,67	29	0,338	5,8	24	16,4

**Quadro 4.12 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	1,76	70	3,76	105	ruptura
5	0,27	40	2,01	75	4,31		
10	0,52	45	2,25	80	4,87		
15	0,77	50	2,50	85	5,48		
20	1,02	55	2,75	90	6,13		
25	1,26	60	3,01	95	6,99		
30	1,51	65	3,29	100	8,12		

**Figura 4.7 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 50% (E303)**



Na simulação com o teor de umidade de 50% a ruptura ocorreu na carga de 105 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), dessa forma a carga de trabalho nessa condição é igual a

52,5 kN, com recalque estimado de 2,64 mm.

#### 4.1.7 Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado)

A simulação numérica da estaca E303 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade na condição do solo inundado (Quadro 4.13) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.14.

A Figura 4.8 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

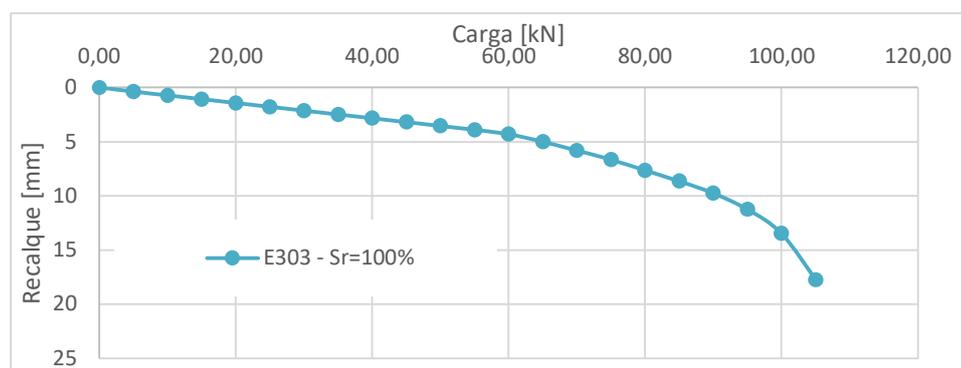
**Quadro 4.13 – Parâmetros do solo com teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	2,0
3	60,0	3,04	100,0	1,82	1,077	1,723	17,23	29	0,340	0,0	19	7,3
4	58,4	3,04	100,0	1,77	1,097	1,736	17,36	30	0,333	0,0	19	7,3
5	55,4	3,04	100,0	1,69	1,133	1,760	17,60	30	0,333	0,0	22	7,3
6	56,7	3,04	100,0	1,72	1,117	1,750	17,50	26	0,360	0,0	22	15,8
7	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,8

**Quadro 4.14 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	2,48	70	5,81	105	17,73
5	0,38	40	2,83	75	6,67	110	ruptura
10	0,73	45	3,18	80	7,65		
15	1,08	50	3,53	85	8,63		
20	1,43	55	3,89	90	9,74		
25	1,78	60	4,29	95	11,24		
30	2,13	65	4,98	100	13,47		

**Figura 4.8 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E303)**



Na simulação com o teor de umidade na condição de inundação a ruptura ocorreu na carga de 110 kN. Assim, a carga de trabalho é igual a 55 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), com recalque estimado de 3,89 mm.

#### 4.1.8 Simulação numérica considerando infiltração no solo devido à precipitação

Na simulação numérica da estaca E303, considerando infiltração no solo por uma forte precipitação, foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade na condição inundada (saturada); 3º metro,  $w = 50\%$ ; 4º metro,  $w = 40\%$ ; 5º metro,  $w = 35\%$ ; 6º metro,  $w = 33\%$ ; 7º metro e demais profundidades, teor de umidade correspondente à condição natural.

O Quadro 4.15 apresenta os parâmetros do solo para essa situação hipotética e no Quadro 4.16 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação numérica.

A Figura 4.9 apresenta a curva carga-recalque resultante dessa análise.

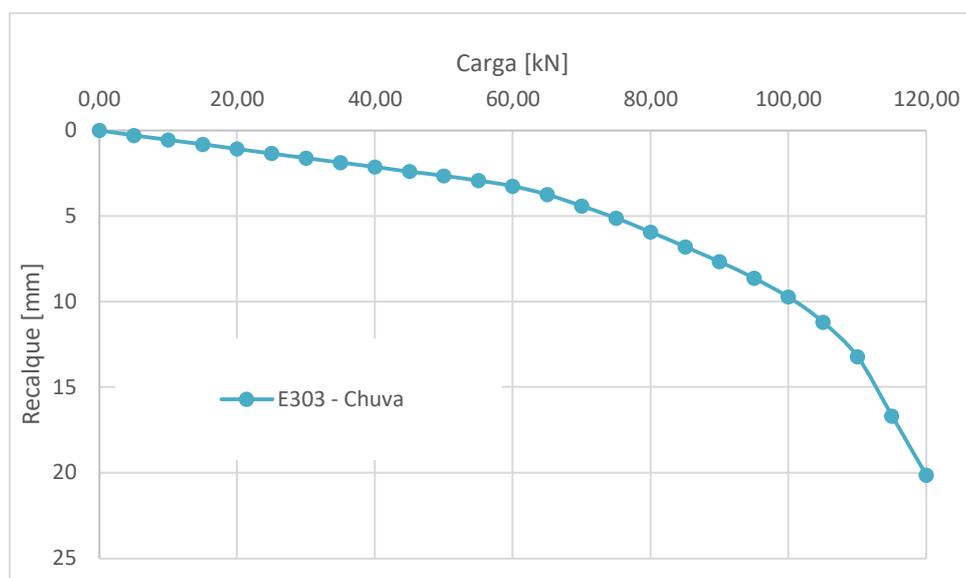
**Quadro 4.15 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	2,0
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	40,0	3,04	68,7	1,77	1,097	1,536	15,36	31	0,327	8,0	21	10,6
5	35,0	3,04	63,0	1,69	1,133	1,526	15,26	31	0,329	8,5	24	10,8
6	33,0	3,04	58,3	1,72	1,117	1,486	14,86	29	0,338	9,1	24	16,8
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8

**Quadro 4.16 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	1,87	70	4,41	105	11,2
5	0,29	40	2,13	75	5,12	110	13,21
10	0,55	45	2,40	80	5,93	115	16,68
15	0,81	50	2,66	85	6,80	120	20,13
20	1,08	55	2,93	90	7,67		
25	1,34	60	3,26	95	8,62		
30	1,61	65	3,75	100	9,73		

**Figura 4.9 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E303)**



Observa-se que na simulação efetuada com o teor de umidade do solo na condição de infiltração por forte precipitação, a ruptura ocorreu na carga de 120 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho nessa condição igual a 60 kN, com recalque estimado de 3,26 mm.

Observa-se na Figura 4.9 um trecho inicial linear até a carga de 60 kN, uma curva gradual entre 60 e 110 kN, e um possível platô ou ruptura a partir da carga de 110 kN, em que o Plaxis registra o último carregamento aos 120 kN. A fase inicial é aproximadamente linear, indica a resposta elástica do solo ao redor da estaca, nesse trecho o recalque é pequeno em relação à carga aplicada. Já na fase não linear, conforme a carga aumenta a curva se torna não linear, indicando que o solo está começando a se deformar plasticamente, ou que há movimentos significativos na interface solo-estaca. Para o ponto de ruptura, no qual a estaca não pode suportar mais carga sem recalques excessivos, significa que a estaca atingiu sua capacidade máxima.

#### **4.1.9 Simulação numérica considerando ascensão do nível freático até a prof. 7,0 m**

A simulação numérica da estaca E303 considerando ascensão do nível freático foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade na condição natural; 3º metro,  $w = 33\%$ ; 4º metro,  $w = 35\%$ ; 5º metro,  $w = 40\%$ ; 6º metro,  $w = 50\%$ ; 7º metro e demais metros, teor de umidade correspondente à condição inundada (saturada).

O Quadro 4.17 apresenta os parâmetros do solo para esta situação hipotética e no Quadro 4.18 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação.

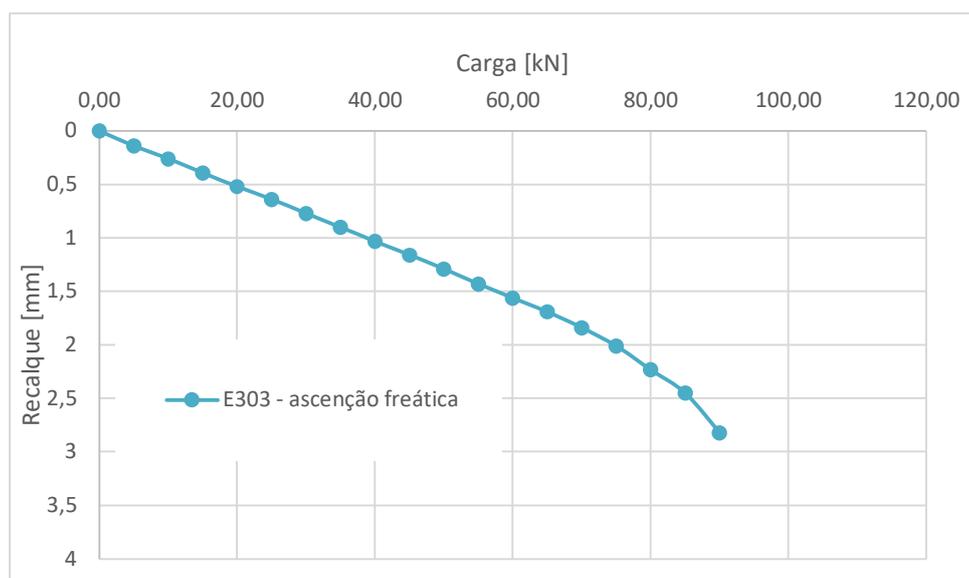
A Figura 4.10 apresenta a curva carga-recalque resultante dessa análise.

**Quadro 4.17 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
3	33,0	3,04	55,1	1,82	1,077	1,434	14,34	30	0,334	10,0	21	11,5
4	35,0	3,04	60,1	1,77	1,097	1,482	14,82	31	0,324	8,8	21	11,0
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,8

**Quadro 4.18 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	0,9	70	1,84
5	0,14	40	1,03	75	2,01
10	0,26	45	1,16	80	2,23
15	0,39	50	1,29	85	2,45
20	0,52	55	1,43	90	2,82
25	0,64	60	1,56	95	ruptura
30	0,77	65	1,69		

**Figura 4.10 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E303)**

Observa-se que a simulação realizada, considerando o solo com teor de umidade correspondente à condição de ascensão do nível freático com variação gradativa do teor de umidade do perfil de solo, a ruptura ocorreu na carga de 95 kN (considerando essa a carga máxima que o

solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho igual a 47,5 kN, com recalque estimado de 1,25 mm.

Apesar da ponta da estaca não estar embutida na região do solo com maior teor de umidade na condição hipotética de ascensão do nível freático, observa-se na Figura 4.10 que a carga máxima suportada pelo solo antes da falha, de 90 kN, foi inferior à registrada na situação representada pela infiltração devido à precipitação (Figura 4.9), onde a capacidade de carga foi de 120 kN. No entanto, a situação da Figura 4.9 apresentou recalques mais expressivos para cargas menores: para uma carga de 60 kN, o recalque foi de 3,26 mm (Quadro 4.16), enquanto na situação da Figura 4.10, o recalque para a mesma carga foi de 1,56 mm (Quadro 4.18). Esse comportamento é explicado pela influência do teor de umidade no solo, que provoca a redução dos parâmetros de resistência (coesão) e de deformabilidade (módulo de elasticidade inicial,  $E_0$ ), (WU, 2020).

#### 4.1.10 Simulação numérica considerando encharcamento do solo

A simulação numérica da estaca E303 efetuada, considerando encharcamento do solo, teve como situação hipotética o carregamento da estaca até a carga de trabalho (55 kN), com o solo na condição de umidade natural e, na sequência, o encharcamento do solo com elevação do seu teor de umidade para valores em torno de 50%. Para esta situação, foram considerados inicialmente os parâmetros do solo apresentados no Quadro 4.3 e, após o encharcamento, os parâmetros dispostos no Quadro 4.19.

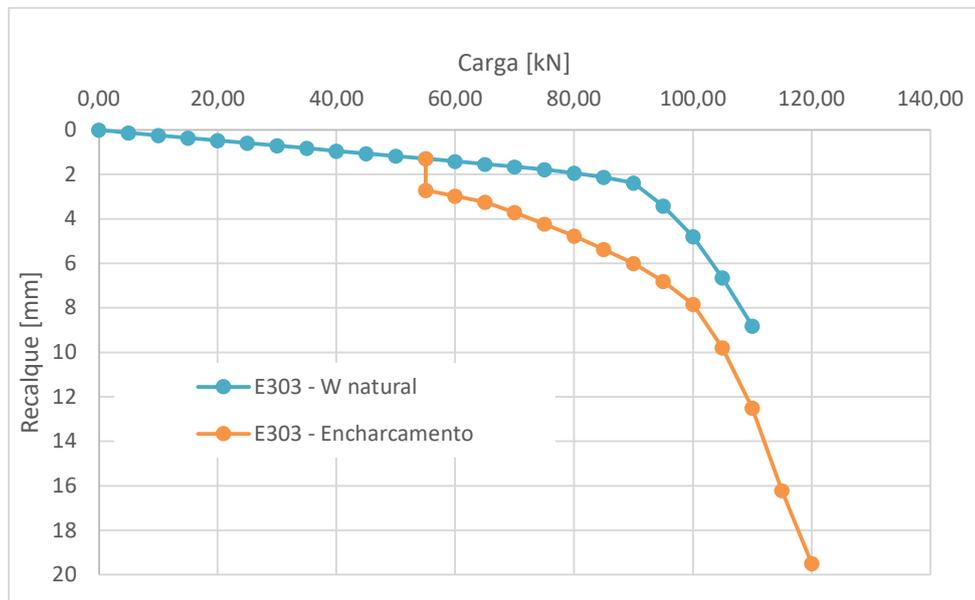
A Figura 4.11 e o Quadro 4.20 apresentam o comportamento da curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.19 – Parâmetros do solo considerando encharcamento –  $w \approx 50\%$  (E303)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	50,0	3,04	77,9	1,95	1,032	1,546	15,46	28	0,344	7,3	21	3,6
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	50,0	3,04	85,9	1,77	1,097	1,646	16,46	31	0,329	6,7	21	10,1
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	40,0	3,04	77,0	1,58	1,178	1,650	16,50	29	0,340	7,3	24	16,6

**Quadro 4.20 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E303)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	35	0,82	65	3,25	100	7,84
5	0,13	40	0,94	70	3,7	105	9,79
10	0,24	45	1,06	75	4,23	110	12,51
15	0,36	50	1,18	80	4,78	115	16,22
20	0,47	<b>55</b>	<b>1,29</b>	85	5,37	120	19,50
25	0,59	<b>55</b>	<b>2,72</b>	90	6,00		
30	0,70	60	2,97	95	6,80		

**Figura 4.11 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento –  $w \approx 50\%$  (E303)**

Na simulação considerando o encharcamento do solo após a aplicação da carga de trabalho de 55 kN na estaca, foi observado um recalque adicional de 1,29 mm para 2,72 mm. Durante a sequência de carregamento, conforme mostrado na Figura 4.11, o gráfico apresenta uma transição do comportamento linear inicial para um comportamento não linear, evidenciando um aumento progressivo no recalque. Na condição de umidade natural, atingida a carga de 110 kN, o recalque correspondente foi de 8,82 mm, seguido da ruptura do solo. Na condição de encharcamento, para a mesma carga de 110 kN, o recalque aumentou para 12,51 mm. Embora o modelo numérico indique ruptura com 120 kN, a curva já evidencia ruptura a partir de 110 kN.

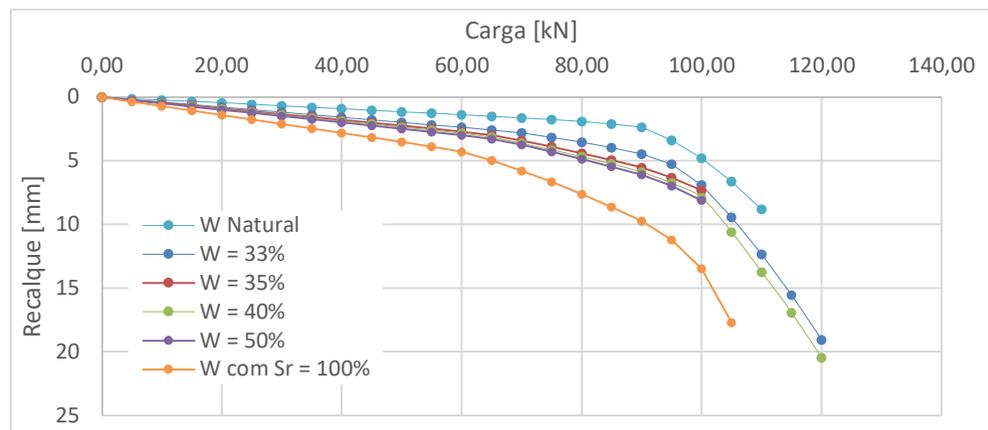
#### 4.1.11 Discussão para a estaca com fuste de 26 cm e 4 m de comprimento

A Figura 4.12 apresenta as curvas carga-recalque para a estaca E303, obtidas nas simulações sob diferentes condições de umidade do perfil de solo. Observa-se que, à medida que o teor de umidade aumenta, os recalques da estaca para um mesmo carregamento também se

elevam. Embora a carga de ruptura apresente pouca variação, situando-se entre 100 kN e 120 kN, conforme as indicações do software para carga limite (momento em que ocorre a ruptura do solo), o recalque na carga de trabalho ( $\approx 60$  kN) aumentou significativamente, de 1,41 mm para 4,29 mm, um valor aproximadamente três vezes maior quando comparadas as condições do solo na umidade natural e de solo inundado.

No caso de uma pequena alteração no teor de umidade do solo ( $w_{\text{natural}}$  para  $w = 35\%$ ) na carga de trabalho, o recalque da estaca aumentou de 1,41 mm para uma média de 2,74 mm, praticamente o dobro do valor inicial. Embora esse aumento corresponda a cerca de 0,5% do diâmetro da estaca e tenha relevância prática limitada, o aumento significativo do recalque na condição de solo inundado (cerca de 11% do diâmetro da estaca) é consideravelmente mais expressivo e relevante para a avaliação do desempenho da fundação.

**Figura 4.12 – Curvas Carga x Recalque (E303) para diferentes teores de umidade do solo**



Fixando o recalque obtido de 1,41 mm na condição de umidade natural do solo para a carga de trabalho de 60 kN, tem-se para esse mesmo recalque para o solo na umidade de 33% uma carga correspondente de 35 kN. Para os teores de umidade intermediários do solo de 35%, 40%, 50% e na condição inundada, as cargas de trabalho reduziram, respectivamente, para 32 kN, 29 kN, 27 kN e 19 kN. Assim, para uma elevação do teor de umidade do solo a carga aplicada na estaca deve reduzir ao menos pela metade do seu valor para que não haja recalques significativos para a obra.

No cenário de forte precipitação, a estaca apresentou um comportamento linear até 60 kN, seguido de uma transição gradual até a carga de 110 kN e ruptura em torno de 120 kN, com recalque de 3,26 mm na carga de trabalho. Esse comportamento reflete a resposta típica do solo sob aumento de carga, onde o trecho linear inicial corresponde à fase elástica e a não linearidade subsequente indica o início da deformação plástica e movimentação na interface solo-estaca. O aumento da umidade do solo, decorrente da infiltração, claramente influencia a capacidade de suporte da fundação, reduzindo a resistência do solo e aumentando o recalque.

A análise para a condição de ascensão do nível freático mostrou uma redução na carga de ruptura para 95 kN, com recalque menor de 1,25 mm. O comportamento observado reforça a importância do teor de umidade na modificação das propriedades mecânicas do solo, particularmente a coesão e a deformabilidade. No cenário de encharcamento, a carga de ruptura ocorre após 110 kN, com um recalque mais acentuado, atingindo 12,51 mm. Esses resultados demonstram como o encharcamento pode comprometer significativamente a integridade da fundação, afetando tanto a resistência do solo quanto a capacidade de suporte da fundação, o que torna essencial considerar os efeitos das variações de umidade nas análises geotécnicas.

#### 4.1.12 Simulação numérica com diâmetro de 40 cm e teor de umidade natural e inundado

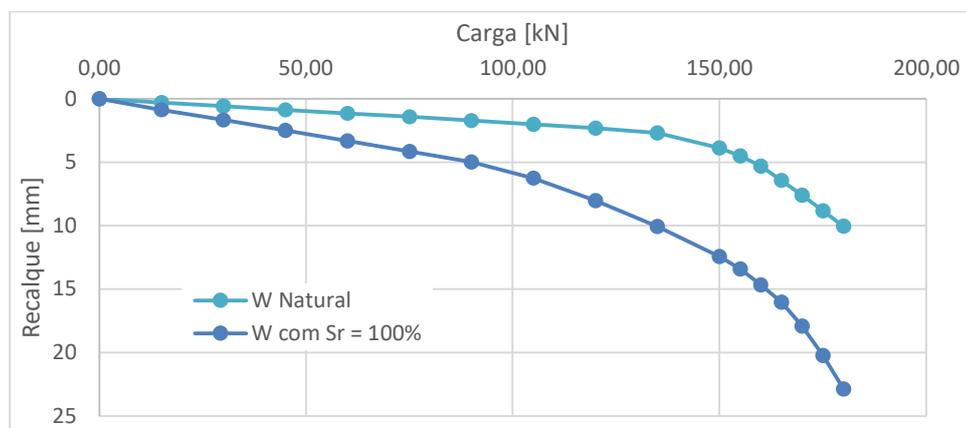
Para esta simulação numérica da estaca E303 foram considerados um aumento do diâmetro da estaca de 26 cm para 40 cm, os parâmetros do solo conforme apresentados no Quadro 4.3 para a condição de umidade natural e conforme exposto no Quadro 4.13 para a condição de solo inundado (grau de saturação igual a 100%).

Para essas simulações, são apresentados no Quadro 4.21 e na Figura 4.13 os recalques obtidos e as curvas carga-recalque, respectivamente.

**Quadro 4.21 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E303)**

Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%
kN	mm	mm	kN	mm	mm	kN	mm	mm
0	0	0	105	2,03	6,25	170	7,62	17,93
15	0,31	0,87	120	2,33	8,05	175	8,85	20,24
30	0,59	1,69	135	2,70	10,07	180	10,05	22,88
45	0,87	2,51	150	3,88	12,44			
60	1,16	3,33	155	4,51	13,43			
75	1,44	4,15	160	5,32	14,67			
90	1,73	4,99	165	6,44	16,02			

**Figura 4.13 – Curva Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E303)**



A Figura 4.13 evidencia modificações no comportamento da curva carga-recalque já nos primeiros níveis de carregamento. Na condição de umidade natural do solo, a ruptura ocorreu sob uma carga de 180 kN, com um deslocamento de 10 mm. No entanto, na condição de solo inundado, para o mesmo deslocamento de 10 mm, a carga correspondente foi reduzida para aproximadamente 135 kN. Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento do teor de umidade, com consequente redução da sucção do solo, resultando em menores valores dos parâmetros de resistência, em especial a coesão, e do módulo de deformabilidade do solo.

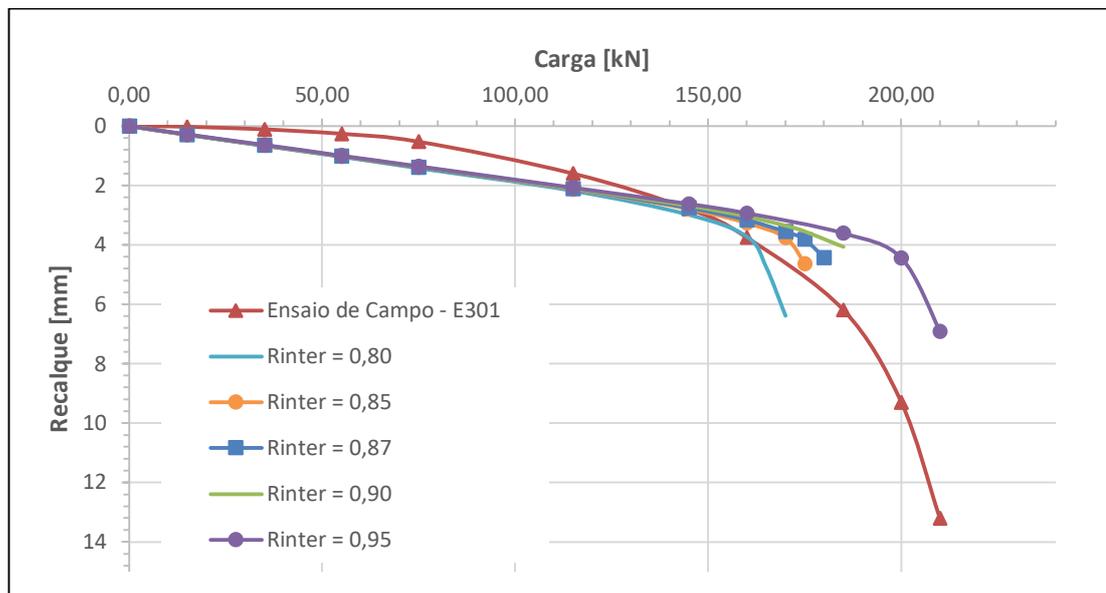
## 4.2 ESTACA E301, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 6 METROS

### 4.2.1 Aferição do modelo numérico

A aferição do modelo numérico foi efetuado utilizando os parâmetros estimados do solo e ajustando a resistência da interface solo-estaca de forma a se aproximar dos resultados obtidos em campo no modelo real, realizado por Almada (2016). Dessa forma, o ajuste da relação entre o solo e a estaca ( $R_{inter}$ ) visou adequar o comportamento do modelo considerando a velocidade do carregamento e, também, o processo executivo da estaca (ZHANG, 2020; REUL, 2021).

Considerando na simulação numérica os parâmetros do solo apresentados no Quadro 3.6 para a estaca E301, com 6 metros de comprimento, foram realizadas 5 simulações variando somente o valor de  $R_{inter}$ , de 0,80 até 0,95, cujos resultados encontram-se plotados na Figura 4.14, de forma a evidenciar a curva que melhor represente o comportamento da curva carga-recalque do modelo real (ensaio de campo).

**Figura 4.14 – Resultado do modelo numérico variando a relação  $R_{inter}$  sobreposto a curva carga-recalque do ensaio de campo (modelo real)**



A relação da interface solo/estaca ( $R_{inter}$ ) igual a 0,87, foi selecionada para representar o comportamento da estaca E301. Essa relação resulta nos valores de carga-recalque apresentados no Quadro 4.22. Observa-se uma pequena diferença nos valores quando comparados com os resultados obtidos em campo, porém o recalque ao longo do carregamento mostrou-se coerente com o modelo real conforme apresentado no Quadro 4.23.

**Quadro 4.22 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E301**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	55	1,08	110	2,15	165	3,51
5	0,18	60	1,17	115	2,25	170	3,74
10	0,21	65	1,27	120	2,34	175	4,03
15	0,31	70	1,37	125	2,44	180	5,02
20	0,40	75	1,46	130	2,54	185	6,50
25	0,50	80	1,56	135	2,64	190	8,21
30	0,59	85	1,66	140	2,75	195	10,00
35	0,69	90	1,76	145	2,86	200	11,89
40	0,78	95	1,85	150	2,99	205	ruptura
45	0,88	100	1,95	155	3,14		
50	0,98	105	2,05	160	3,31		

O Quadro 4.23 apresenta os resultados comparativos obtidos em campo e por meio de simulação numérica. Como índices estatísticos tem-se a diferença média entre as curvas igual a 0,51 mm, desvio padrão de 0,6679, variância igual a 0,4349 e o coeficiente de determinação ( $R^2$ )

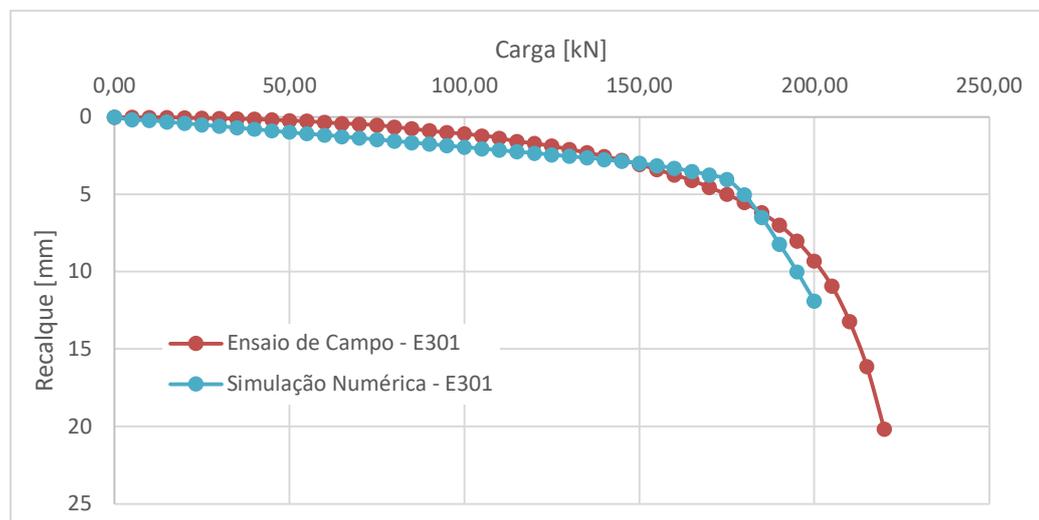
igual a 0,9654.

**Quadro 4.23 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E301**

Carga	Recalque Real	Recalque Numérico	Diferença	Carga	Recalque Real	Recalque Numérico	Diferença
kN	mm	mm	mm	kN	mm	mm	mm
0	0	0		105	1,21	2,05	0,84
5	0,01	0,18	0,17	110	1,36	2,15	0,79
10	0,02	0,21	0,19	115	1,59	2,25	0,66
15	0,02	0,31	0,29	120	1,71	2,34	0,63
20	0,05	0,40	0,35	125	1,88	2,44	0,56
25	0,06	0,50	0,44	130	2,10	2,54	0,44
30	0,09	0,59	0,5	135	2,31	2,64	0,33
35	0,11	0,69	0,58	140	2,55	2,75	0,2
40	0,12	0,78	0,66	145	2,79	2,86	0,07
45	0,17	0,88	0,71	150	3,07	2,99	-0,08
50	0,23	0,98	0,75	155	3,39	3,14	-0,25
55	0,26	1,08	0,82	160	3,74	3,31	-0,43
60	0,34	1,17	0,83	165	4,10	3,51	-0,59
65	0,41	1,27	0,86	170	4,54	3,74	-0,8
70	0,45	1,37	0,92	175	5,00	4,03	-0,97
75	0,52	1,46	0,94	180	5,52	5,02	-0,5
80	0,64	1,56	0,92	185	6,19	6,5	0,31
85	0,75	1,66	0,91	190	6,98	8,21	1,23
90	0,87	1,76	0,89	195	8,01	10	1,99
95	0,99	1,85	0,86	200	9,30	11,89	2,59
100	1,08	1,95	0,87				

As curvas carga-recalque obtidas para a estaca E301 são apresentadas na Figura 4.15.

**Figura 4.15 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque, estaca E301**



Observa-se que a simulação numérica realizada para a estaca E301 mostrou um comportamento similar ao ensaio realizado em campo, sendo a diferença entre os recalques menores do que 1,0 mm, com exceção do recalque referente à carga de ruptura, pois no modelo real não houve estabilização do recalque na carga de 220 kN. A média das diferenças dos recalques é de 0,51 mm com coeficiente de determinação igual a 0,9654, sendo essa magnitude relativamente pequena quando comparado às dimensões da estaca e aos níveis de carregamento. Dadas as comparações, o modelo numérico pode ser considerado válido e representativo para os estudos da presente pesquisa.

#### 4.2.2 Simulação numérica com teor de umidade natural

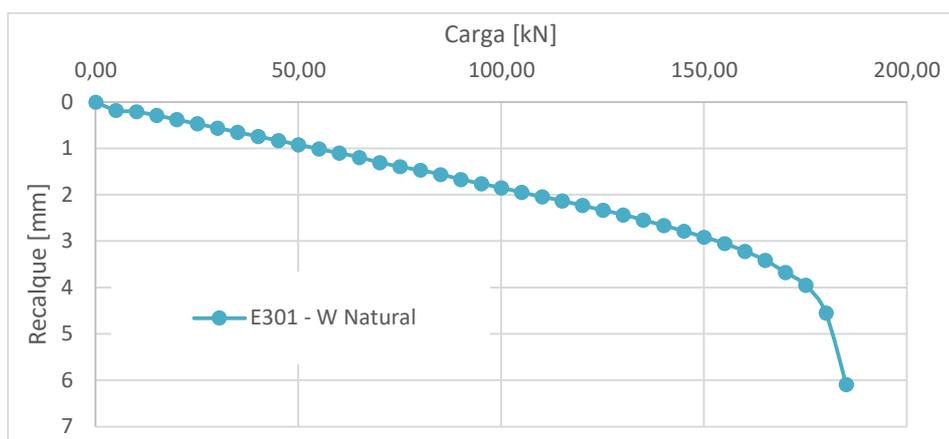
Os valores dos recalques obtidos para a simulação numérica realizada para a estaca E301, considerando os parâmetros correspondentes aos teores de umidade natural do solo (Apêndice A), podem ser visualizados no Quadro 4.24.

A Figura 4.16 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.24 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	65	1,19	130	2,43
5	0,18	70	1,30	135	2,54
10	0,21	75	1,39	140	2,66
15	0,29	80	1,47	145	2,78
20	0,38	85	1,56	150	2,91
25	0,47	90	1,67	155	3,05
30	0,56	95	1,76	160	3,22
35	0,65	100	1,85	165	3,41
40	0,74	105	1,95	170	3,67
45	0,83	110	2,04	175	3,95
50	0,92	115	2,13	180	4,55
55	1,01	120	2,23	185	6,09
60	1,10	125	2,33	190	ruptura

**Figura 4.16 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade natural (E301)**



Na simulação com o teor de umidade natural a ruptura ocorreu na carga de 185 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Dessa forma, a carga de trabalho é igual a 92,5 kN, com recalque estimado de 1,71 mm.

#### 4.2.3 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%

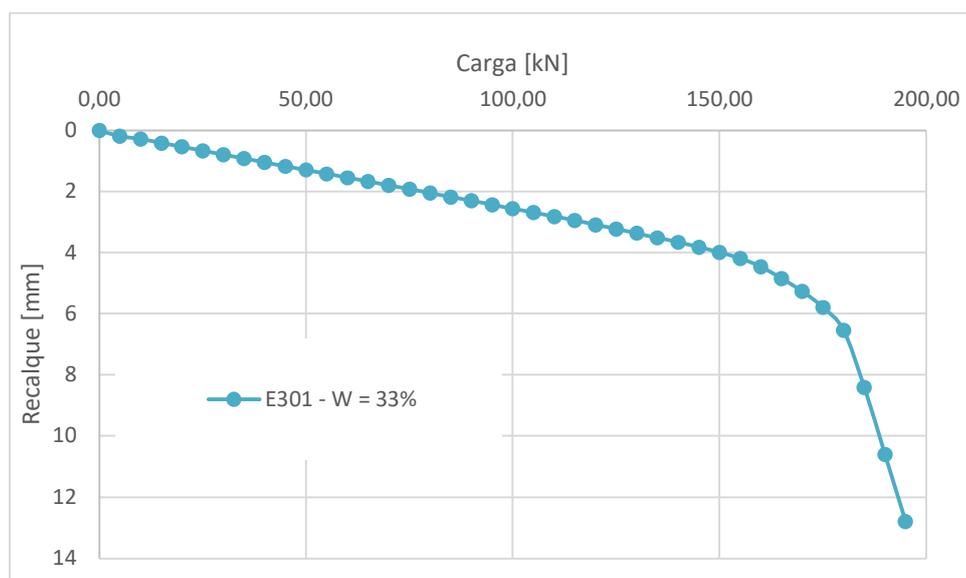
A simulação numérica da estaca E301 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 33% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.25.

A Figura 4.17 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.25 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	55	1,42	110	2,81	165	4,84
5	0,19	60	1,55	115	2,94	170	5,26
10	0,28	65	1,67	120	3,08	175	5,79
15	0,41	70	1,80	125	3,22	180	6,54
20	0,53	75	1,92	130	3,36	185	8,41
25	0,66	80	2,05	135	3,51	190	10,6
30	0,79	85	2,18	140	3,66	195	12,79
35	0,91	90	2,30	145	3,82	200	14,00
40	1,04	95	2,43	150	3,99	205	15,99
45	1,17	100	2,56	155	4,19	210	ruptura
50	1,29	105	2,68	160	4,46		

**Figura 4.17 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 33% (E301)**



Na simulação com o teor de umidade de 33% a ruptura ocorreu na carga de 210 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho igual a 105 kN, com recalque estimado de 2,68 mm.

#### 4.2.4 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%

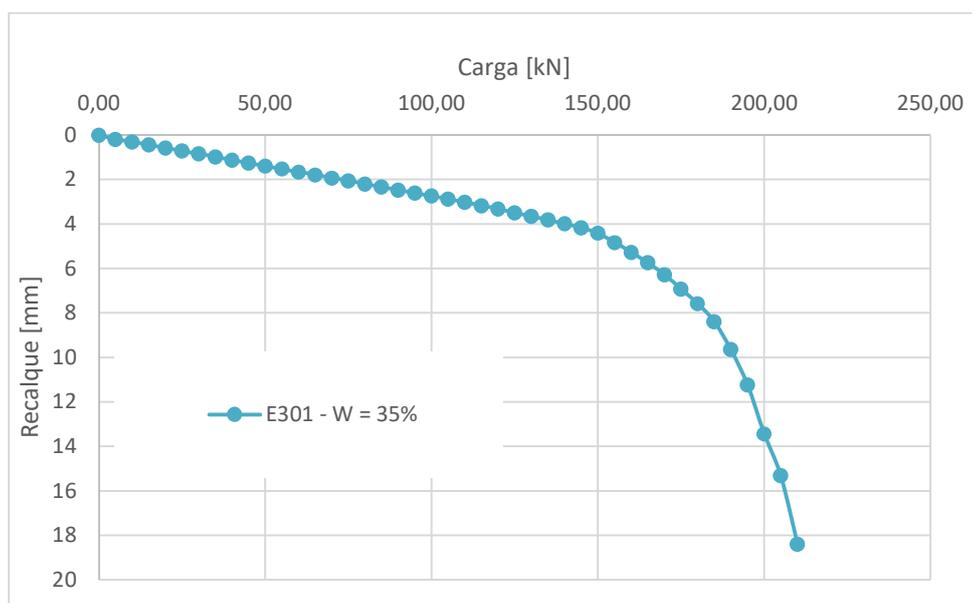
A simulação numérica da estaca E301 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade de 35% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.26.

A Figura 4.18 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.26 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	55	1,52	110	3,02	165	5,74
5	0,19	60	1,66	115	3,17	170	6,27
10	0,30	65	1,79	120	3,32	175	6,92
15	0,44	70	1,93	125	3,49	180	7,58
20	0,57	75	2,06	130	3,65	185	8,39
25	0,71	80	2,20	135	3,81	190	9,64
30	0,84	85	2,34	140	3,98	195	11,24
35	0,98	90	2,47	145	4,16	200	13,43
40	1,12	95	2,61	150	4,41	205	15,31
45	1,25	100	2,74	155	4,83	210	18,39
50	1,39	105	2,88	160	5,27	215	ruptura

**Figura 4.18 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 35% (E301)**



Na simulação com o teor de umidade de 35% a ruptura ocorreu na carga de 210 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), dessa forma a carga de trabalho é igual a 105 kN, com recalque estimado de 2,88 mm.

#### 4.2.5 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%

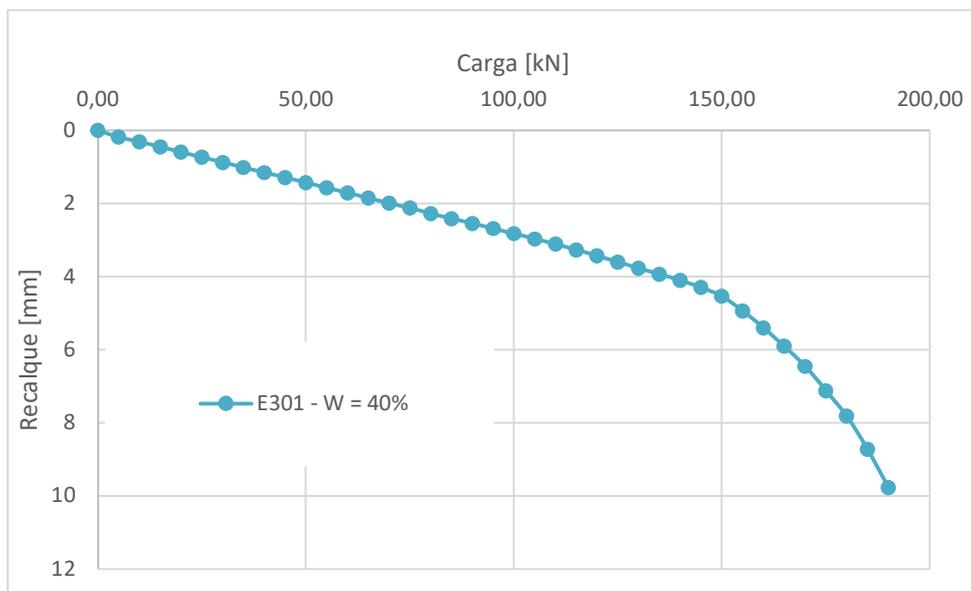
A simulação numérica da estaca E301 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 40% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.27.

A Figura 4.19 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.27 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	50	1,43	100	2,82	150	4,53
5	0,18	55	1,57	105	2,97	155	4,94
10	0,31	60	1,71	110	3,11	160	5,40
15	0,45	65	1,85	115	3,27	165	5,90
20	0,59	70	1,99	120	3,43	170	6,45
25	0,73	75	2,12	125	3,60	175	7,12
30	0,87	80	2,27	130	3,77	180	7,81
35	1,01	85	2,41	135	3,93	185	8,72
40	1,15	90	2,54	140	4,10	190	9,76
45	1,29	95	2,68	145	4,29	195	ruptura

**Figura 4.19 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 40% (E301)**



Na simulação com o teor de umidade do solo igual a 40% a ruptura ocorreu na carga de 195 kN, sendo a carga de trabalho igual a 97,5 kN, com recalque estimado de 2,80 mm.

#### 4.2.6 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%

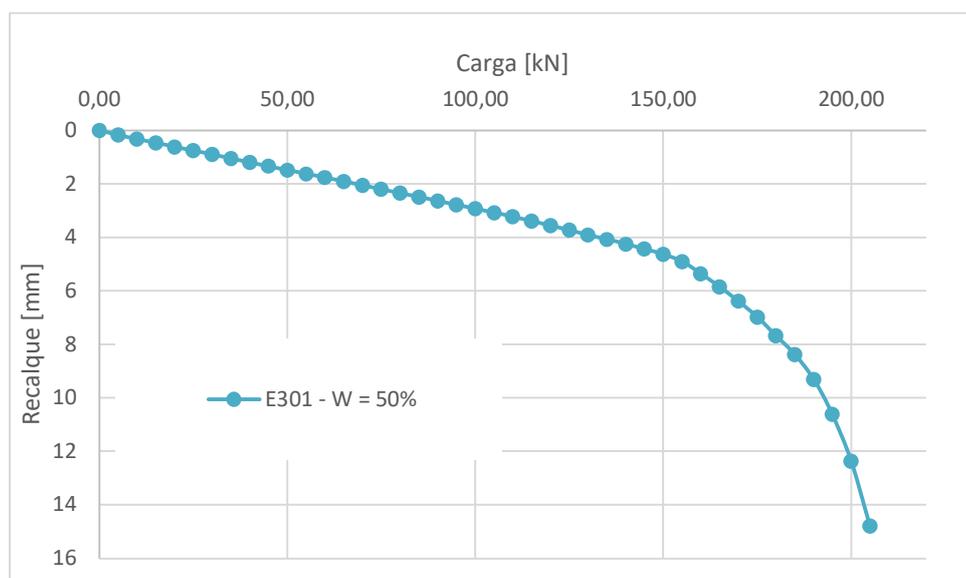
A simulação numérica da estaca E301 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 50% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.28.

A Figura 4.20 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.28 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	55	1,62	110	3,22	165	5,84
5	0,17	60	1,76	115	3,38	170	6,38
10	0,32	65	1,91	120	3,55	175	6,98
15	0,46	70	2,05	125	3,72	180	7,67
20	0,61	75	2,20	130	3,90	185	8,37
25	0,75	80	2,34	135	4,07	190	9,31
30	0,89	85	2,49	140	4,25	195	10,61
35	1,04	90	2,63	145	4,43	200	12,36
40	1,19	95	2,78	150	4,63	205	14,78
45	1,33	100	2,92	155	4,90	210	ruptura
50	1,48	105	3,07	160	5,35		

**Figura 4.20 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade de 50% (E301)**



Na simulação com o teor de umidade de 50% a ruptura ocorreu na carga de 210 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Assim, a carga de trabalho é de 105 kN, com recalque estimado de 3,07 mm.

#### 4.2.7 Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado)

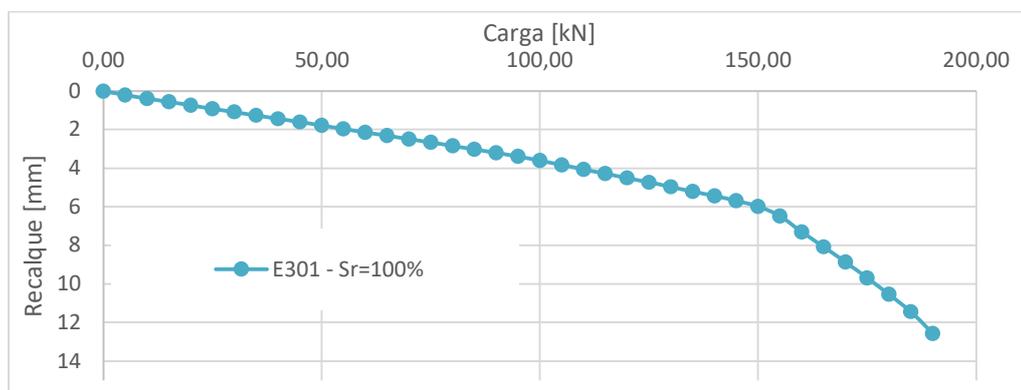
A simulação numérica da estaca E301 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade na condição do solo inundado (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.29.

A Figura 4.21 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.29 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	50	1,79	100	3,60	155	6,48
5	0,20	55	1,96	105	3,82	160	7,30
10	0,38	60	2,14	110	4,05	165	8,07
15	0,55	65	2,31	115	4,27	170	8,87
20	0,73	70	2,49	120	4,50	175	9,69
25	0,91	75	2,66	125	4,73	180	10,54
30	1,08	80	2,84	135	5,21	185	11,44
35	1,26	85	3,02	140	5,44	190	12,57
40	1,44	90	3,20	145	5,69	195	ruptura
45	1,61	95	3,39	150	5,98		

**Figura 4.21 – Curva Carga x Recalque, com teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E301)**



Na simulação com o teor de umidade na condição de inundação a ruptura ocorreu na carga de 195 kN, dessa forma a carga de trabalho é igual a 97,5 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), com recalque estimado de 3,52 mm.

#### 4.2.8 Simulação numérica considerando infiltração no solo devido à precipitação

Na simulação numérica da estaca E301, considerando infiltração no solo por uma forte precipitação, foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade correspondente à condição inundada (saturada); 3º metro,  $w = 50\%$ ; 4º metro,  $w = 40\%$ ; 5º metro,  $w = 35\%$ ; 6º metro,  $w = 33\%$ ; 7º metro e demais profundidades, teor de umidade correspondente à condição natural.

O Quadro 4.30 apresenta os parâmetros do solo para essa situação hipotética e no Quadro 4.31 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação.

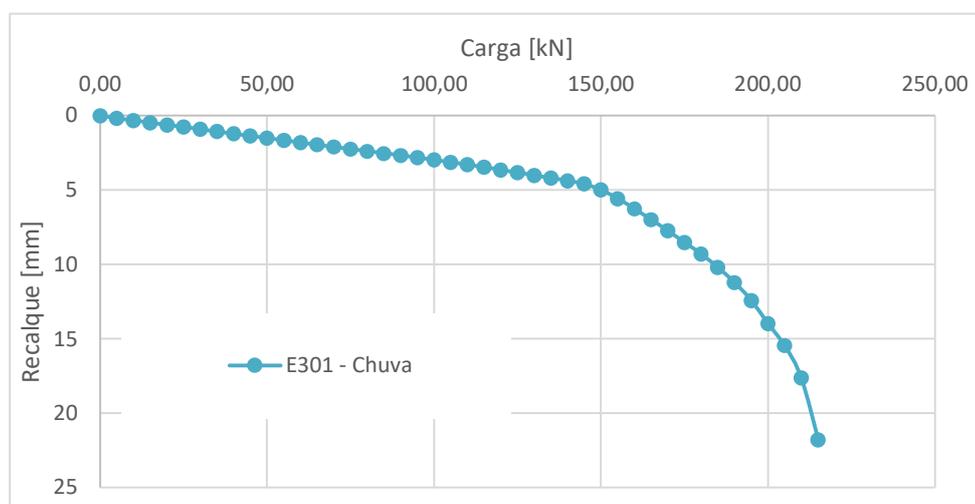
A Figura 4.22 apresenta a curva carga-recalque resultante dessa análise.

**Quadro 4.30 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E301)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	2,0
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	40,0	3,04	68,7	1,77	1,097	1,536	15,36	31	0,327	8,0	21	10,6
5	35,0	3,04	63,0	1,69	1,133	1,526	15,26	31	0,329	8,5	24	10,8
6	33,0	3,04	58,3	1,72	1,117	1,486	14,86	29	0,338	9,1	24	16,8
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8

**Quadro 4.31 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	65	1,95	130	4,01	195	12,43
5	0,18	70	2,09	135	4,19	200	13,97
10	0,32	75	2,24	140	4,38	205	15,45
15	0,47	80	2,39	145	4,58	210	17,62
20	0,62	85	2,54	150	4,99	215	21,77
25	0,76	90	2,68	155	5,57	220	ruptura
30	0,91	95	2,83	160	6,26		
35	1,06	100	2,98	165	6,98		
40	1,21	105	3,14	170	7,74		
45	1,36	110	3,30	175	8,52		
50	1,50	115	3,47	180	9,30		
55	1,65	120	3,65	185	10,18		
60	1,80	125	3,83	190	11,22		

**Figura 4.22 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E301)**

Observa-se que na simulação efetuada com o teor de umidade do solo na condição de infiltração por forte precipitação, a ruptura ocorreu na carga de 215 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho nessa condição igual a 107,5 kN, com recalque estimado de 3,22 mm.

Observa-se na Figura 4.22 um trecho inicial linear até a carga de 145 kN, uma curva gradual entre 145 e 210 kN, e um possível platô ou ruptura a partir da carga de 210 kN, em que o Plaxis registra o último carregamento de 215 kN. A fase inicial é aproximadamente linear, indica a resposta elástica do solo ao redor da estaca, nesse trecho o recalque é pequeno em relação à carga aplicada. Já na fase não linear, conforme a carga aumenta a curva se torna não linear, indicando

que o solo está começando a se deformar plasticamente, ou que há movimentos significativos na interface solo-estaca. Para o ponto de ruptura, no qual a estaca não pode suportar mais carga sem recalques excessivos, caracteriza a capacidade de carga máxima da estaca.

#### 4.2.9 Simulação numérica considerando ascensão do nível freático

A simulação numérica da estaca E301 considerando ascensão do nível freático foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade na condição natural; 3º metro,  $w = 33\%$ ; 4º metro,  $w = 35\%$ ; 5º metro,  $w = 40\%$ ; 6º metro,  $w = 50\%$ ; 7º metro e demais profundidades, teor de umidade correspondente à condição inundada.

O Quadro 4.32 apresenta os parâmetros do solo para esta situação hipotética, e no Quadro 4.33 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação.

A Figura 4.23 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

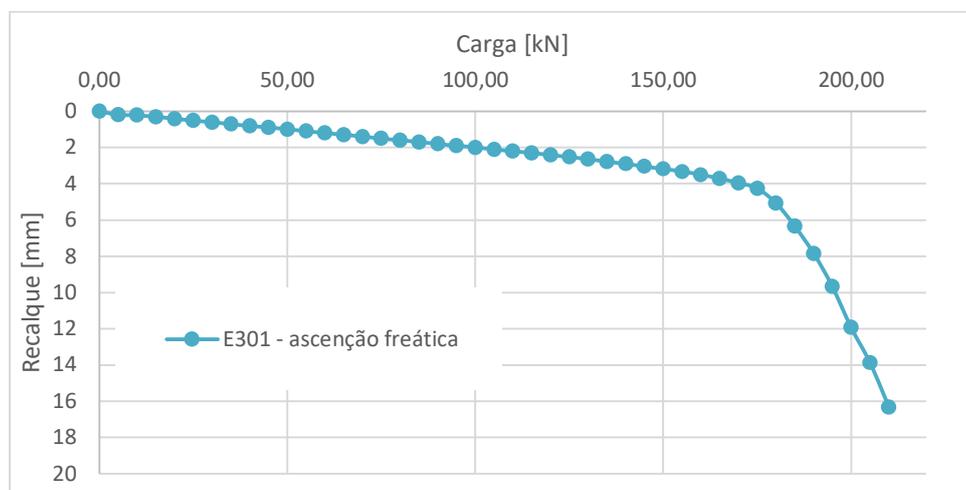
**Quadro 4.32 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E301)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
3	33,0	3,04	55,1	1,82	1,077	1,434	14,34	30	0,334	10,0	21	11,5
4	35,0	3,04	60,1	1,77	1,097	1,482	14,82	31	0,324	8,8	21	11,0
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,8

**Quadro 4.33 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	60	1,19	120	2,40	180	5,06
5	0,19	65	1,29	125	2,51	185	6,32
10	0,21	70	1,39	130	2,63	190	7,85
15	0,31	75	1,49	135	2,76	195	9,66
20	0,41	80	1,59	140	2,89	200	11,92
25	0,51	85	1,69	145	3,03	205	13,86
30	0,60	90	1,79	150	3,17	210	16,31
35	0,70	95	1,89	155	3,32	215	ruptura
40	0,80	100	1,99	160	3,50		
45	0,89	105	2,09	165	3,71		
50	0,99	110	2,19	170	3,95		
55	1,09	115	2,29	175	4,26		

**Figura 4.23 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E301)**



Observa-se que a simulação realizada, considerando o solo com teor de umidade correspondente à condição de ascensão do nível freático, a ruptura ocorreu na carga de 215 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho igual a 107,5 kN, com recalque estimado de 2,16 mm.

Apesar de a ponta da estaca estar embutida na região do solo com teor de umidade de 50% na condição hipotética de ascensão do nível freático, observa-se que a carga máxima suportada pelo solo antes da falha, de 210 kN, foi inferior à registrada na situação de infiltração no solo devido à precipitação, representada pela Figura 4.22, onde a capacidade foi de 215 kN. No entanto, a situação da Figura 4.22 apresentou recalques mais expressivos para cargas menores: para uma carga de 100 kN, o recalque foi de 2,98 mm (Quadro 4.31), enquanto na situação da Figura 4.23, o recalque para a mesma carga foi de 1,99 mm (Quadro 4.33). Esse comportamento pode ser explicado pela influência do teor de umidade do solo, que provoca a redução dos parâmetros de resistência (coesão) e de deformabilidade (módulo de elasticidade inicial,  $E_0$ ), (WU, 2020).

#### 4.2.10 Simulação numérica considerando encharcamento do solo

A simulação numérica da estaca E301 efetuada, considerando encharcamento do solo, teve como situação hipotética o carregamento da estaca até a carga de trabalho (95 kN), com o solo na condição de umidade natural e, na sequência o encharcamento do solo, no qual o teor de umidade foi elevado para valores em torno de 50%. Para esta situação, foram utilizados os parâmetros iniciais do solo apresentados no Apêndice A e, após o encharcamento, os parâmetros dispostos no Quadro 4.34.

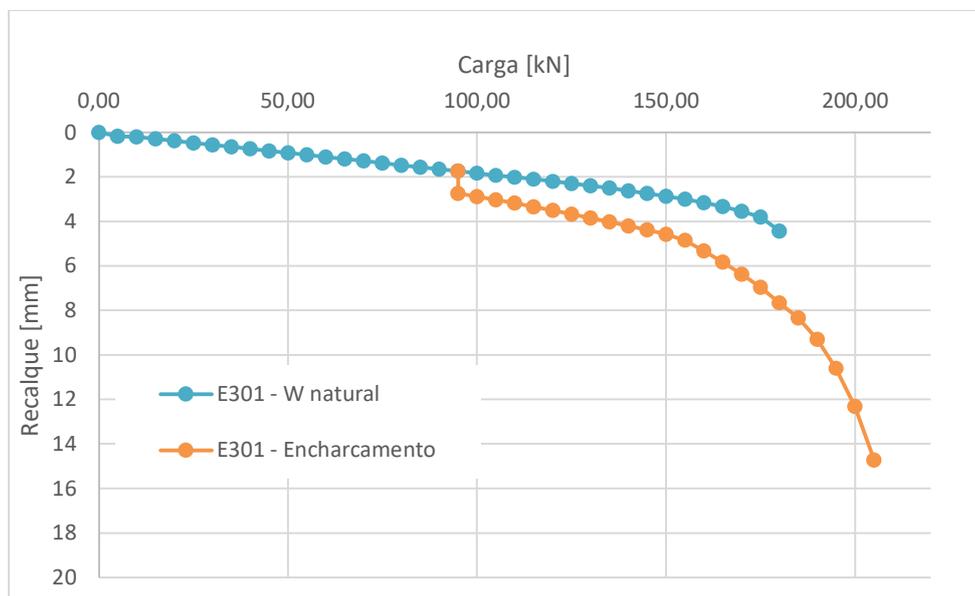
A Figura 4.24 e o Quadro 4.35 apresentam o comportamento da curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.34 – Parâmetros do solo considerando encharcamento –  $w \approx 50\%$  (E301)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	50,0	3,04	77,9	1,95	1,032	1,546	15,46	28	0,344	7,3	21	3,6
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	50,0	3,04	85,9	1,77	1,097	1,646	16,46	31	0,329	6,7	21	10,1
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	40,0	3,04	77,0	1,58	1,178	1,650	16,50	29	0,340	7,3	24	16,6

**Quadro 4.35 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E301)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	65	1,19	125	3,68	190	9,30
5	0,18	70	1,28	130	3,85	195	10,60
10	0,21	75	1,38	135	4,02	200	12,31
15	0,29	80	1,47	140	4,20	205	14,72
20	0,38	85	1,56	145	4,37	210	ruptura
25	0,47	90	1,65	150	4,57		
30	0,56	<b>95</b>	<b>1,74</b>	155	4,85		
35	0,65	<b>95</b>	<b>2,74</b>	160	5,33		
40	0,74	100	2,89	165	5,83		
45	0,83	105	3,03	170	6,37		
50	0,92	110	3,18	175	6,96		
55	1,01	115	3,34	180	7,65		
60	1,10	120	3,50	185	8,34		

**Figura 4.24 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento –  $w \approx 50\%$  (E301)**

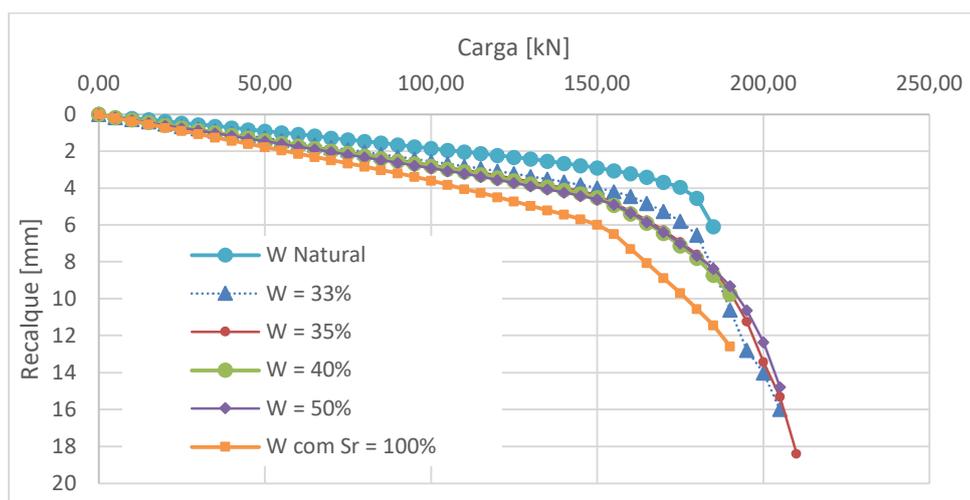
Na simulação que considerou o encharcamento do solo após a aplicação da carga de trabalho da estaca de 95 kN, foi observado um aumento no recalque de 1,74 mm para 2,74 mm. Durante a sequência de carregamento, conforme mostrado na Figura 4.24, o gráfico manteve o comportamento linear inicial até a carga de 155 kN. Ao atingir a carga de 205 kN, foi registrado um recalque de 14,72 mm, seguido da ruptura do solo nessa carga sob condição de encharcamento do solo. Na condição do teor de umidade natural do solo, o recalque antes da ruptura do solo era de 4,43 mm. Embora o modelo numérico indique ruptura na carga de 180 kN, a curva mostra tendência de ruptura após essa carga.

#### 4.2.11 Discussão para a estaca com fuste de 26 cm e 6 metros de comprimento

A Figura 4.25 apresenta as curvas carga-recalque para a estaca E301, obtidas nas simulações sob diferentes condições de umidade do perfil de solo. Observa-se que, à medida que o teor de umidade aumenta, os recalques da estaca para um mesmo carregamento também se elevam. Embora a carga de ruptura apresente variação de 185 kN a 210 kN, conforme as indicações do software para carga limite (momento em que ocorre a ruptura do solo), o recalque na carga de trabalho ( $\approx 100$  kN) aumentou de 1,85 mm para 3,60 mm, um valor aproximadamente duas vezes maior quando comparadas as condições de solo na umidade natural e de solo inundado.

No caso de uma pequena alteração no teor de umidade do solo (de umidade natural para  $w = 35\%$ ) na carga de trabalho, o recalque da estaca aumentou de 1,85 mm para 2,56 mm. Esse aumento corresponde cerca de 0,27% do diâmetro da estaca e não tem relevância prática, visto que a distorção angular para um pilar com um vão hipotético de 5 metros com esse recalque diferencial é da ordem de  $1/7000$ , praticamente insignificante e imperceptível até mesmo para máquinas sensíveis a recalques (VELLOSO, 2011).

**Figura 4.25 – Comparação das Curvas Carga x Recalque, com alteração do teor de umidade do solo (E301)**



Fixando o recalque obtido de 1,85 mm na condição de umidade natural do solo para a carga de trabalho de 100 kN, tem-se para esse mesmo recalque para o solo na umidade de 33% uma carga correspondente de 72 kN. Para os teores de umidade intermediários do solo de 35%, 40%, 50% e na condição inundada, as cargas de trabalho reduziram, respectivamente, para 68 kN, 65 kN, 63 kN e 53 kN. Assim, para uma elevação do teor de umidade do solo até a condição de inundação, a carga aplicada na estaca deve ser reduzida pela metade do seu valor para que não haja recalque adicional, apesar da variação dos recalques obtidos pela simulação não serem significativos, pois a distorção angular estimada são menores que o limite mais restritivo de 1/1000 (VELLOSO, 2011).

No cenário de forte precipitação, a estaca apresentou um comportamento linear até 150 kN, seguido de uma transição gradual até 210 kN e ruptura na carga de 215 kN, com recalque de 3,06 mm na carga de trabalho. Esse comportamento reflete a resposta típica do solo sob aumento de carga, onde o trecho linear inicial corresponde à fase elástica e a não linearidade subsequente indica o início da deformação plástica e movimentação na interface solo-estaca. O aumento do teor de umidade do solo, decorrente da infiltração, claramente influencia o comportamento da estaca com relação aos recalques devido à redução da resistência do solo.

A análise para a condição de ascensão do nível freático não alterou a carga de ruptura, e proporcionou um leve aumento no recalque na carga de trabalho, de 1,85 mm para 1,99 mm. O comportamento observado reforça a influência do teor de umidade na modificação das propriedades mecânicas do solo, particularmente a coesão e a deformabilidade, pois mesmo que a alteração seja pequena, tem-se uma modificação do comportamento da fundação. No cenário de encharcamento, a carga de ruptura ocorre após 180 kN, com um recalque mais acentuado, atingindo 14,72 mm. Esses resultados demonstram como o encharcamento pode comprometer significativamente a integridade da fundação, afetando tanto a resistência do solo quanto a capacidade de suporte da fundação, o que torna essencial considerar os efeitos da variação do teor de umidade do solo nas análises geotécnicas.

#### **4.2.12 Simulação numérica com diâmetro 40 cm e teor de umidade natural e inundado**

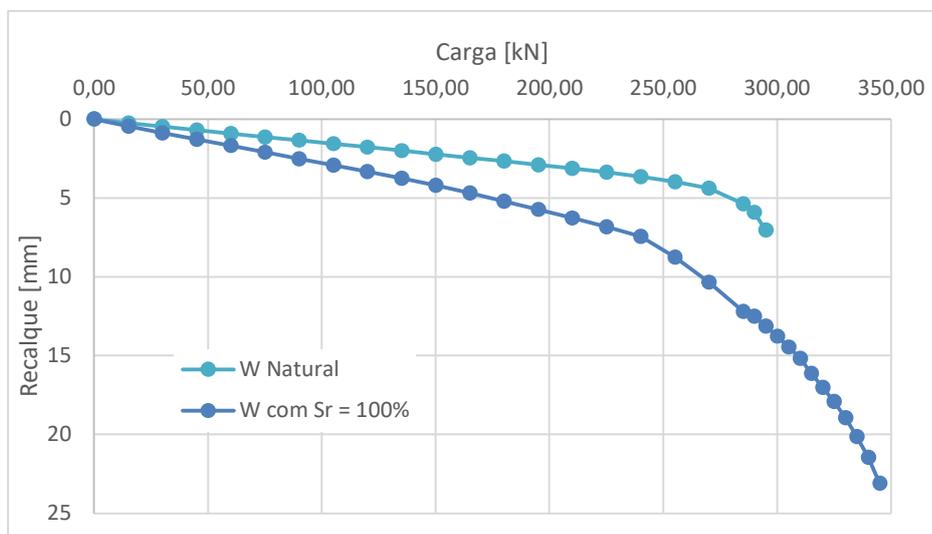
Para esta simulação numérica para a estaca E301 serão considerados um aumento do diâmetro do fuste de 26 cm para 40 cm e os parâmetros do solo conforme Apêndice A para o solo na condição de umidade natural e inundado (grau de saturação igual a 100%).

Para essas simulações, são apresentados no Quadro 4.36 e Figura 4.26 os recalques obtidos e as curvas carga-recalque, respectivamente.

**Quadro 4.36 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E301)**

Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%
kN	mm	mm	kN	mm	mm	kN	mm	mm
0	0	0	165	2,46	4,69	300	ruptura	13,77
15	0,25	0,45	180	2,68	5,21	305	-	14,46
30	0,47	0,87	195	2,91	5,74	310	-	15,18
45	0,69	1,28	210	3,14	6,28	315	-	16,12
60	0,91	1,69	225	3,38	6,84	320	-	17,02
75	1,13	2,10	240	3,66	7,44	325	-	17,91
90	1,35	2,52	255	3,97	8,75	330	-	18,95
105	1,57	2,93	270	4,39	10,34	335	-	20,13
120	1,79	3,34	285	5,36	12,19	340	-	21,45
135	2,01	3,76	290	5,92	12,51	345	-	23,09
150	2,24	4,20	295	7,05	13,12	350	-	ruptura

**Figura 4.26 – Curva Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E301)**



A Figura 4.26 evidencia modificações no comportamento da curva carga-recalque já nos primeiros níveis de carregamento. Na condição de umidade natural do solo, considerando uma carga de trabalho igual a 150 kN, tem-se um deslocamento de 2,24 mm. No entanto, na condição de solo inundado, para o mesmo deslocamento de 2,24 mm, a carga correspondente foi reduzida para aproximadamente 80 kN. Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento do teor de umidade, que reduz a sucção do solo, resultando em menores valores dos parâmetros de resistência, como a coesão, e do módulo de deformabilidade do solo.

### 4.3 ESTACA E203, COM FUSTE DE 26 CM DE DIÂMETRO E COMPRIMENTO DE 8 METROS

#### 4.3.1 Aferição do modelo numérico

A aferição do modelo numérico foi realizada utilizando os parâmetros estimados do solo e ajustando a resistência da interface solo-estaca de forma a se aproximar com os resultados obtidos em campo no modelo real, realizado por Marques (2017). Dessa forma, o ajuste da relação entre o solo e a estaca ( $R_{inter}$ ) visou adequar o comportamento do modelo considerando a velocidade do carregamento e, também, o processo executivo da estaca (ZHANG, 2020; REUL, 2021).

Considerando os parâmetros do solo apresentados no Quadro 3.8 para a estaca E203, com 8,1 metros de comprimento, foram realizadas simulações numéricas variando somente o valor de  $R_{inter}$ , de 0,70 até 0,85, de forma a verificar visualmente qual a curva que melhor representava o comportamento da curva carga-recalque do modelo real. A relação da interface solo/estaca ( $R_{inter}$ ) igual a 0,77, foi escolhida para representar o comportamento da estaca E203. Essa relação resultou nos valores de carga-recalque apresentados no Quadro 4.37. Observa-se uma pequena diferença nos valores quando comparados com os resultados obtidos em campo, porém o recalque ao longo do carregamento mostrou-se coerente com o modelo real, conforme apresentado no Quadro 4.40.

**Quadro 4.37 – Resultado da simulação numérica da prova de carga da estaca E203**

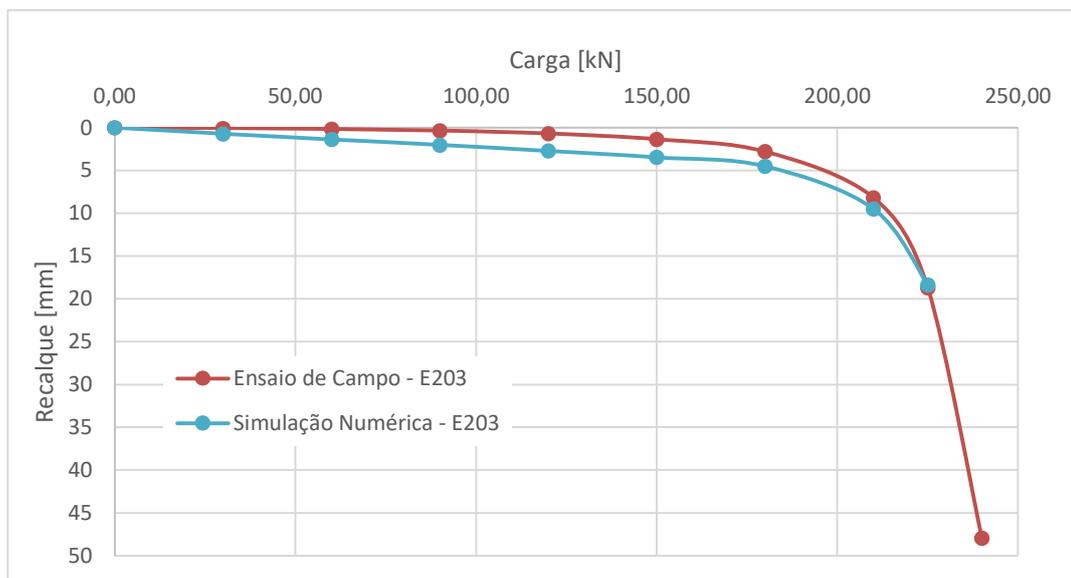
Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	90	2,01	180	4,48	240	ruptura
30	0,72	120	2,71	210	9,49		
60	1,36	150	3,45	225	18,37		

O Quadro 4.38 apresenta os resultados comparativos obtidos em campo e por meio de simulação numérica. Como índices estatísticos tem-se a diferença média entre as curvas igual a 1,29 mm, desvio padrão de 0,6319, variância igual a 0,3891 e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,9959.

**Quadro 4.38 – Comparação dos recalques e parâmetros estatísticos da estaca E203**

Carga	Recalque Real	Recalque Numérico	Diferença
kN	mm	mm	mm
0	0	0	0
30	0,05	0,72	0,67
60	0,16	1,36	1,20
90	0,34	2,01	1,67
120	0,68	2,71	2,03
150	1,35	3,45	2,10
180	2,77	4,48	1,71
210	8,19	9,49	1,30
225	18,69	18,37	-0,32
240	47,95	ruptura	

As curvas carga-recalque obtidas para a estaca E203 são apresentadas na Figura 4.27.

**Figura 4.27 – Sobreposição numérica e real da curva Carga x Recalque para a estaca E203**

Observa-se que a simulação numérica realizada para a estaca E203 mostrou um comportamento similar ao ensaio realizado em campo, sendo a diferença entre os recalques menores do que 2,10 mm, com exceção do recalque referente à carga de ruptura, pois no modelo real não houve estabilização do recalque na carga de 240 kN. A média das diferenças dos recalques é de 1,29 mm com coeficiente de determinação igual a 0,9959, sendo essa magnitude relativamente pequena quando comparado às dimensões da estaca e aos níveis de carregamento. Dadas as comparações, o modelo numérico pode ser considerado válido e representativo para os estudos da presente pesquisa.

### 4.3.2 Simulação numérica com teor de umidade natural (E203)

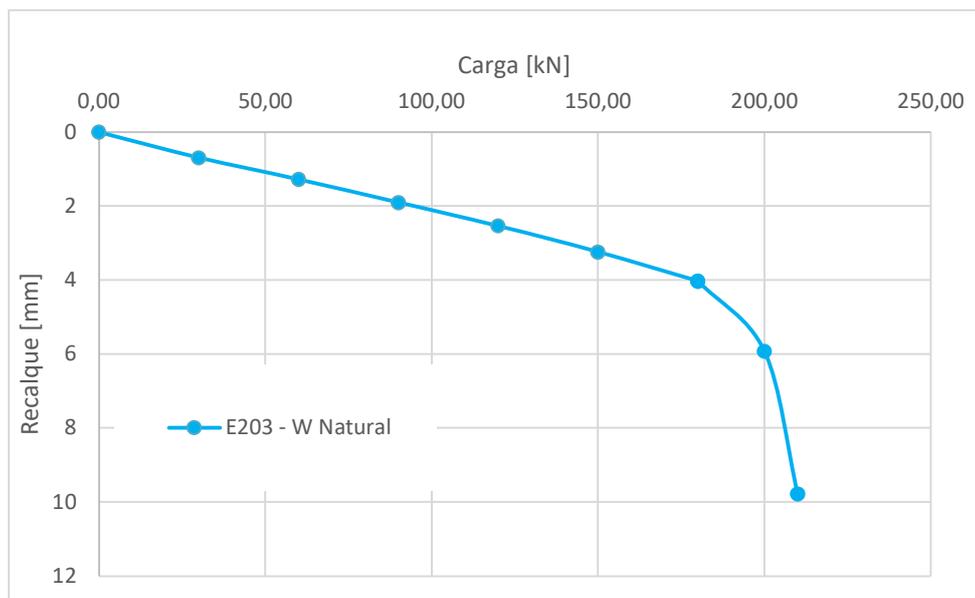
Os valores dos recalques obtidos para a simulação numérica realizada para a estaca E203, considerando os parâmetros correspondentes aos teores de umidade natural do solo (Apêndice A), podem ser visualizados no Quadro 4.39.

A Figura 4.28 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.39 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade natural (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	2,53	210	9,77
30	0,69	150	3,24	220	ruptura
60	1,28	180	4,02		
90	1,90	200	5,92		

**Figura 4.28 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade natural (E203)**



Na simulação com o teor de umidade natural a ruptura ocorreu na carga de 220 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS). Dessa forma, a carga de trabalho é igual a 110 kN, com recalque estimado de 2,47 mm.

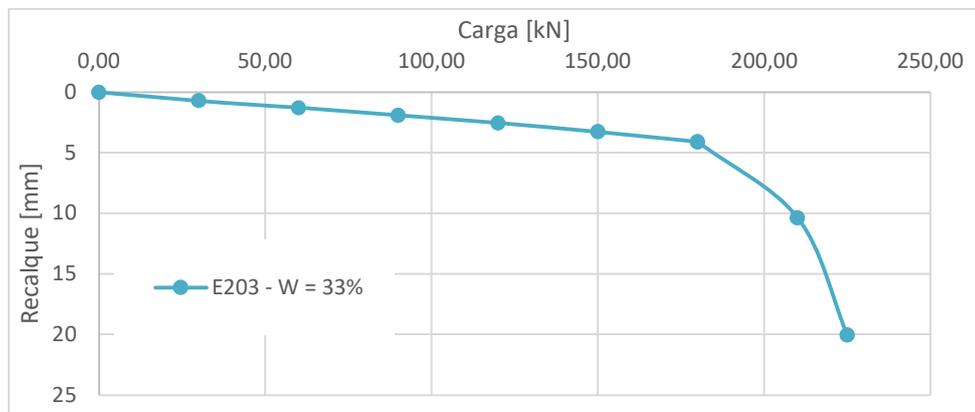
### 4.3.3 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 33%

A simulação numérica da estaca E203 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 33% (Apêndice A) resultou nos recalques expostos no Quadro 4.40.

A Figura 4.29 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.40 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 33% (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	2,55	225	20,04
30	0,69	150	3,27	240	ruptura
60	1,29	180	4,09		
90	1,92	210	10,36		

**Figura 4.29 – Curva Carga x Recalque teor de umidade do solo de 33% (E203)**

Na simulação com o teor de umidade igual a 33% a ruptura ocorreu na carga de 240 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), dessa forma a carga de trabalho é igual a 120 kN, com recalque estimado de 2,55 mm.

#### 4.3.4 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 35%

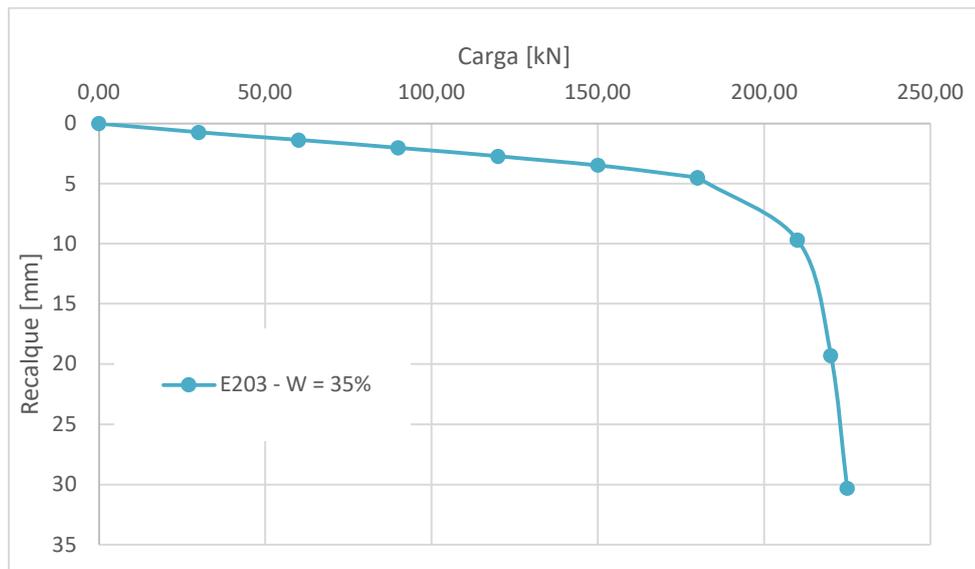
A simulação numérica da estaca E203 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 35% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.41.

A Figura 4.30 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.41 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 35% (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	2,71	220	19,27
30	0,72	150	3,46	225	30,29
60	1,36	180	4,50		
90	2,01	210	4,69		

**Figura 4.30 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade do solo de 35% (E203)**



Na simulação com o teor de umidade de 35% a ruptura ocorreu na carga de 220 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), dessa forma a carga de trabalho nessa condição é igual a 110 kN, com recalque estimado de 2,37 mm.

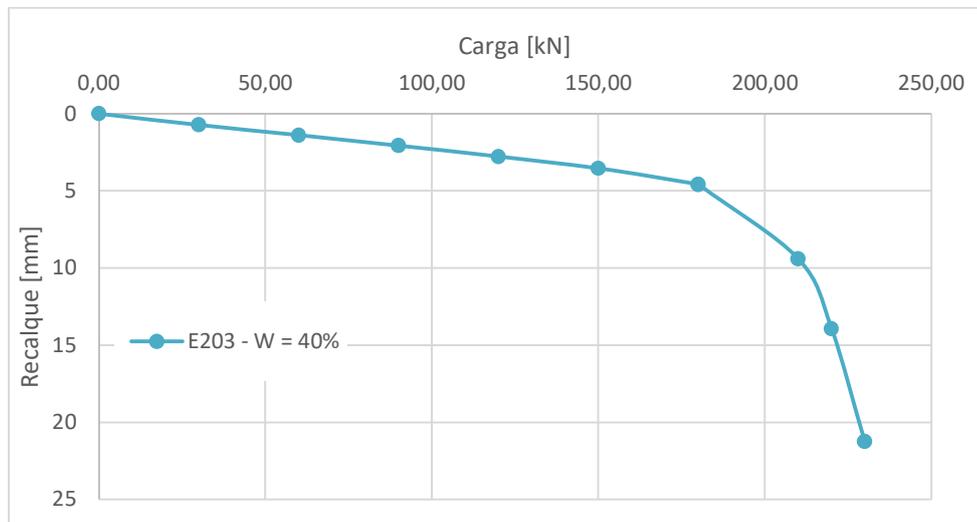
#### 4.3.5 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 40%

A simulação numérica da estaca E203 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 40% (Apêndice A) apresentou os recalques expostos no Quadro 4.42.

A Figura 4.31 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.42 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 40% (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm
0	0	150	3,54
30	0,72	180	4,58
60	1,39	210	9,40
90	2,06	220	13,93
120	2,77	230	21,25

**Figura 4.31 – Curva Carga x Recalque teor de umidade igual a 40% (E203)**

Na simulação com o teor de umidade igual a 40% a ruptura ocorreu na carga de 230 kN, dessa forma a carga de trabalho nessa condição é igual a 115 kN, com recalque estimado de 2,53 mm.

#### 4.3.6 Simulação numérica com teor de umidade do solo de 50%

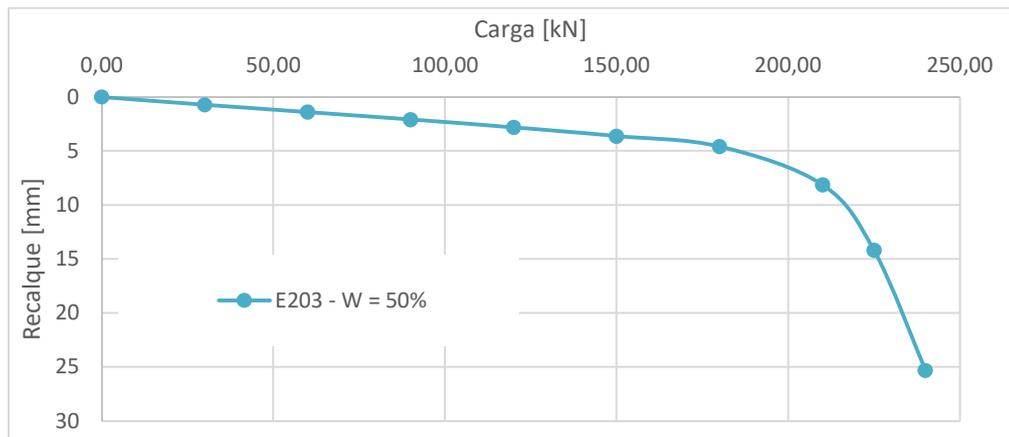
A simulação numérica da estaca E203 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade igual a 50% (Apêndice A) resultou nos recalques expostos no Quadro 4.43.

A Figura 4.32 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.43 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade de 50% (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	2,82	225	14,20
30	0,73	150	3,62	240	25,31
60	1,41	180	4,58	245	ruptura
90	2,10	210	8,14		

**Figura 4.32 – Curva Carga x Recalque com teor de umidade do solo de 50% (E203)**



Na simulação com o teor de umidade de 50% a ruptura ocorreu na carga de 240 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), dessa forma a carga de trabalho nessa condição é igual a 120 kN, com recalque estimado de 2,82 mm.

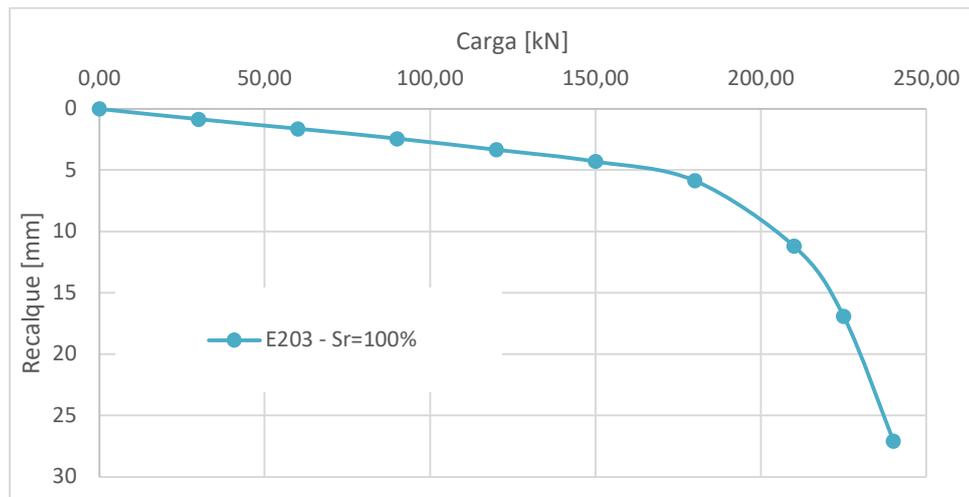
#### 4.3.7 Simulação numérica com teor de umidade na condição do solo inundado (Saturado)

A simulação numérica da estaca E203 considerando os parâmetros do solo com teor de umidade na condição de solo inundado ( $S_r = 100\%$ ), exibidos no Apêndice A, apresentou os recalques expostos no Quadro 4.44.

A Figura 4.33 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.44 – Resultado da simulação numérica com teor de umidade do solo na condição de  $S_r = 100\%$  (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	3,32	225	16,90
30	0,84	150	4,27	240	27,08
60	1,62	180	5,86	245	ruptura
90	2,42	210	11,19		

**Figura 4.33 – Curva Carga x Recalque teor de umidade na condição de  $S_r = 100\%$  (E203)**

Na simulação com o teor de umidade na condição de inundação a ruptura ocorreu na carga de 240 kN, dessa forma a carga de trabalho nessa condição é igual a 120 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), com recalque estimado de 3,32 mm.

#### 4.3.8 Simulação numérica considerando infiltração no solo

A simulação numérica da estaca E203, considerando infiltração no solo por uma forte precipitação, foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade correspondente à condição inundada (saturada); 3º metro,  $w = 50\%$ ; 4º metro,  $w = 40\%$ ; 5º metro,  $w = 35\%$ ; 6º metro,  $w = 33\%$ ; 7º metro e demais profundidades, teor de umidade correspondente à condição natural.

O Quadro 4.45 apresenta os parâmetros do solo para essa situação hipotética e no Quadro 4.46 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação.

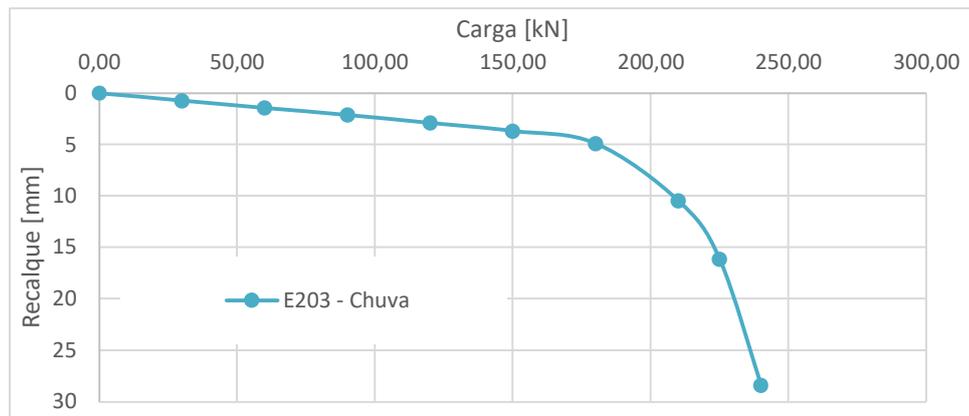
A Figura 4.34 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

**Quadro 4.45 – Parâmetros do solo considerando infiltração no solo (E203)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	2,0
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	40,0	3,04	68,7	1,77	1,097	1,536	15,36	31	0,327	8,0	21	10,6
5	35,0	3,04	63,0	1,69	1,133	1,526	15,26	31	0,329	8,5	24	10,8
6	33,0	3,04	58,3	1,72	1,117	1,486	14,86	29	0,338	9,1	24	16,8
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8

**Quadro 4.46 – Resultado da simulação numérica considerando infiltração no solo (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	120	2,89	225	16,13
30	0,75	150	3,68	240	28,40
60	1,44	180	4,88	245	ruptura
90	2,13	210	10,44		

**Figura 4.34 – Curva Carga x Recalque considerando infiltração no solo (E203)**

Observa-se que na simulação efetuada com o teor de umidade do solo na condição de infiltração por forte precipitação, a ruptura ocorreu na carga de 240 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho nessa condição igual a 120 kN, com recalque estimado de 2,89 mm.

Observa-se na Figura 4.32 um trecho inicial linear até a carga de 180 kN, uma curva gradual entre 180 e 225 kN, e um possível platô ou ruptura a partir da carga de 225 kN, em que o Plaxis registra o último carregamento de 240 kN. A fase inicial é aproximadamente linear, indicando a resposta elástica do solo ao redor da estaca, apresentando neste trecho recalques pequenos em relação à carga aplicada. Já na fase não linear, conforme a carga aumenta, a curva se torna não linear, indicando que o solo está começando a se deformar plasticamente, ou que há movimentos significativos na interface solo-estaca. O ponto de ruptura, no qual a estaca não pode suportar mais carga sem recalques excessivos, indica que a estaca atingiu sua capacidade máxima.

#### 4.3.9 Simulação numérica considerando ascensão do nível freático

Na simulação numérica realizada para a estaca E203, considerando ascensão do nível freático, foram admitidos para o perfil de solo: 1º e 2º metros, teor de umidade na condição natural; 3º metro,  $w = 33\%$ ; 4º metro,  $w = 35\%$ ; 5º metro,  $w = 40\%$ ; 6º metro,  $w = 50\%$ ; 7º metro e demais profundidades, teor de umidade correspondente à condição inundada.

No Quadro 4.47 são apresentados os parâmetros do solo para esta situação hipotética, e no Quadro 4.48 tem-se os recalques e as cargas correspondentes obtidos na simulação.

A Figura 4.35 apresenta a curva carga-recalque dessa análise.

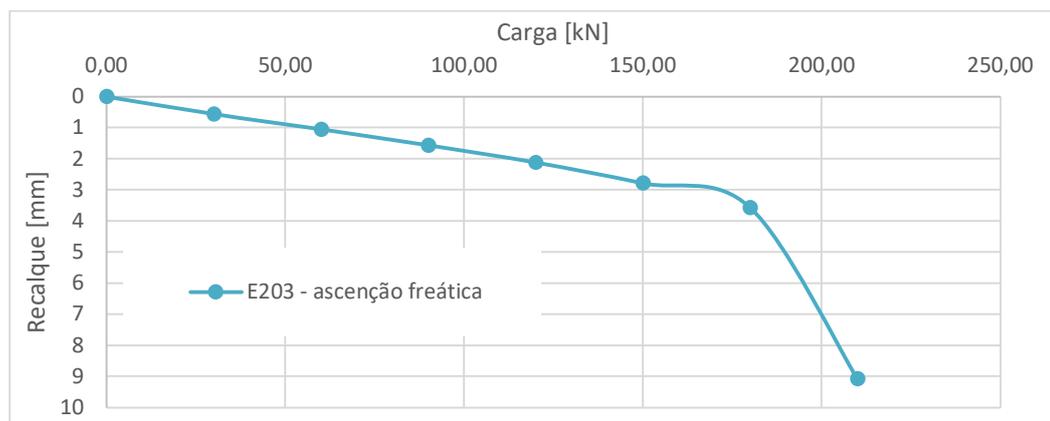
**Quadro 4.47 – Parâmetros do solo considerando ascensão do nível freático (E203)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
3	33,0	3,04	55,1	1,82	1,077	1,434	14,34	30	0,334	10,0	21	11,5
4	35,0	3,04	60,1	1,77	1,097	1,482	14,82	31	0,324	8,8	21	11,0
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,8

**Quadro 4.48 – Resultado da simulação numérica considerando ascensão do nível freático (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	90	1,57	180	3,57
30	0,57	120	2,12	210	9,08
60	1,06	150	2,79	225	ruptura

**Figura 4.35 – Curva Carga x Recalque considerando ascensão do nível freático (E203)**



Observa-se que a simulação realizada, considerando o solo com teor de umidade correspondente à condição de ascensão do nível freático, a ruptura ocorreu na carga de 225 kN (considerando essa a carga máxima que o solo suportou antes de falhar/romper pelo critério de Mohr-Coulomb simulado no PLAXIS), sendo a carga de trabalho igual a 112,5 kN, com recalque estimado de 2,00 mm.

Apesar de a ponta da estaca estar embutida na região do solo com teor de umidade de 50%

na condição hipotética de ascensão do nível freático, observa-se que a carga máxima suportada pelo solo antes da falha, de 210 kN, foi inferior à registrada na situação de infiltração de água no solo, representada na Figura 4.34, onde a capacidade foi de 240 kN. No entanto, a situação de infiltração de água (Figura 4.34) apresentou recalques mais expressivos para cargas menores. Para uma carga de 120 kN, o recalque foi de 2,89 mm (Quadro 4.46), enquanto na situação de ascensão do nível freático (Figura 4.35), o recalque para a mesma carga foi de 2,12 mm (Quadro 4.48). Esse comportamento pode ser explicado pela influência do teor de umidade no solo, que provoca a redução dos parâmetros de resistência (em especial, a coesão) e de deformabilidade (módulo de elasticidade inicial,  $E_0$ ), (WU, 2020).

#### 4.3.10 Simulação numérica considerando encharcamento do solo

A simulação numérica da estaca E203 efetuada, considerando encharcamento do solo, teve como situação hipotética o carregamento da estaca até a carga de trabalho de 120 kN com o solo na condição de umidade natural e, na sequência, o encharcamento do solo, no qual o seu teor de umidade foi elevado para valores em torno de 50%. Para esta situação, foram considerados os parâmetros iniciais do solo apresentados no Apêndice A e, após encharcamento, os parâmetros dispostos no Quadro 4.49.

O Quadro 4.50 apresenta o resultado obtido na simulação numérica, considerando o encharcamento do solo, e a Figura 4.36 exhibe o comportamento da curva carga-recalque.

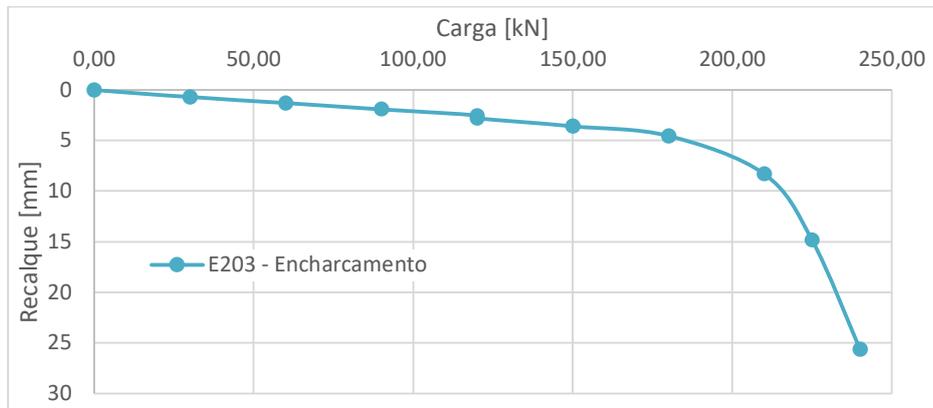
**Quadro 4.49 – Parâmetros do solo considerando encharcamento: w próximo de 50% (E203)**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
m	%	$\frac{g}{cm^3}$	%		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	°		kPa	kPa	MPa
2	50,0	3,04	77,9	1,95	1,032	1,546	15,46	28	0,344	7,3	21	3,6
3	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29	0,338	6,8	21	10,1
4	50,0	3,04	85,9	1,77	1,097	1,646	16,46	31	0,329	6,7	21	10,1
5	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	31	0,330	7,7	24	10,5
6	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27	0,351	6,5	24	16,5
7	40,0	3,04	77,0	1,58	1,178	1,650	16,50	29	0,340	7,3	24	16,6

**Quadro 4.50 – Resultado da simulação numérica considerando encharcamento (E203)**

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
kN	mm	kN	mm	kN	mm
0	0	<b>120</b>	<b>2,53</b>	210	8,29
30	0,69	<b>120</b>	<b>2,80</b>	225	14,81
60	1,28	150	3,59	240	25,62
90	1,90	180	4,55	245	ruptura

**Figura 4.36 – Curva Carga x Recalque considerando encharcamento: w próximo de 50% (E203)**



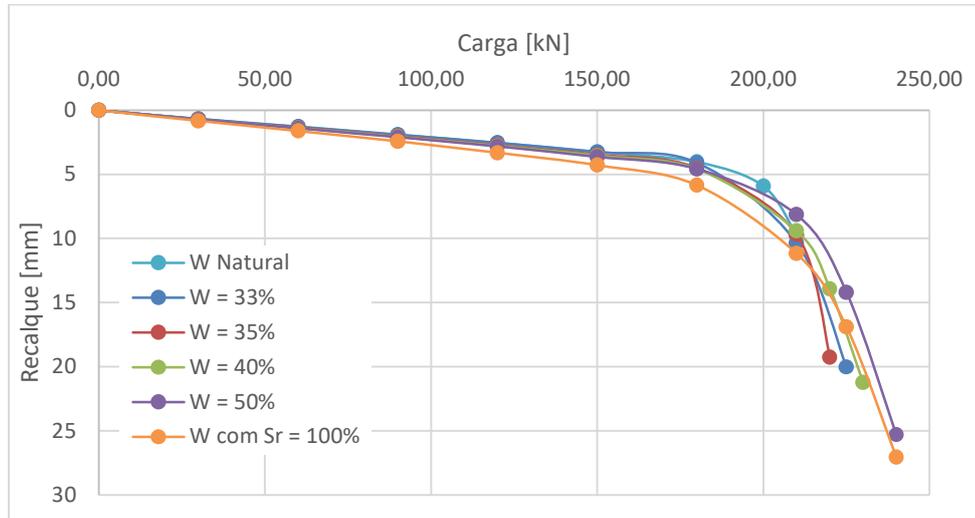
Na simulação que considerou o encharcamento do solo após a aplicação da carga de trabalho de 120 kN na estaca, foi observado um aumento no recalque, passando de 2,53 mm para 2,80 mm. A diferença de 0,27 mm é praticamente imperceptível, até mesmo para equipamentos sensíveis a recalques (VELLOSO, 2011), pois quando se avalia em um vão livre de 3 metros entre pilares por exemplo, a distorção angular é na ordem de 1/11000.

Para a condição de encharcamento do solo após a aplicação da carga de trabalho de 120 kN, a simulação numérica mostra um recalque adicional, passando de 2,53 mm para 2,80 mm. A diferença de 0,27 mm é praticamente imperceptível, até mesmo para equipamentos sensíveis a recalques (VELLOSO, 2011), pois quando se avalia, por exemplo, um vão livre de 3 metros entre pilares, a distorção angular é da ordem de 1/11000.

#### **4.3.11 Discussão dos resultados para a estaca com fuste de 26 cm de diâmetro e 8 metros de comprimento**

Na Figura 4.37 são apresentadas as curvas carga-recalque para a estaca E203, obtidas nas simulações sob diferentes condições de umidade do perfil de solo. Observa-se que, à medida que o teor de umidade aumenta, os recalques da estaca para um mesmo carregamento também se elevam. Embora a carga de ruptura apresente variação de 220 kN a 240 kN, conforme as indicações do software para carga limite (momento em que ocorre a ruptura do solo), o recalque na carga de trabalho ( $\approx 100$  kN) aumentou de 2,11 mm para 2,77 mm, um valor aproximadamente 30% maior quando comparadas as condições de solo na umidade natural e inundado. Esse aumento corresponde cerca de 0,25% do diâmetro da estaca e não tem relevância prática, visto que a distorção angular, considerando um pilar com um vão hipotético de 5 metros com esse recalque diferencial, é da ordem de 1/7500, praticamente insignificante e imperceptível até mesmo para máquinas sensíveis a recalques (VELLOSO, 2011).

**Figura 4.37 – Comparação das Curvas Carga x Recalque com alteração do teor de umidade do solo (E203)**



Fixando o recalque obtido de 2,53 mm na condição de umidade natural do solo, para a carga de trabalho de 120 kN, tem-se para o teor de umidade de 33% a carga correspondente de 119 kN para o mesmo recalque de 2,53 mm. Para os teores de umidade do solo de 35%, 40%, 50% e na condição inundada, as cargas de trabalho reduzem respectivamente para 112 kN, 109 kN, 107 kN e 91 kN para o mesmo recalque de 2,53 mm. Ou seja, para uma elevação do teor de umidade do solo é possível que a carga na estaca deva ser reduzida em até 24% do seu valor para que não haja recalques adicionais. Para uma elevação do teor de umidade do solo até a condição de inundação, a carga aplicada na estaca deve reduzir em 25% do seu valor para evitar recalque adicional na estaca, apesar da variação dos recalques obtidos na simulação para a estaca E203 não ser significativa, pois a distorção angular estimada é menor do que o limite mais restritivo de 1/1000 (VELLOSO, 2011).

No cenário de forte precipitação, a estaca apresentou um comportamento linear até 180 kN, seguido de uma transição gradual até 225 kN e ruptura na carga de 240 kN, com recalque de 2,89 mm na carga de trabalho. Esse comportamento reflete a resposta típica do solo sob aumento de carga, onde o trecho linear inicial corresponde à fase elástica e a não linearidade subsequente indica o início da deformação plástica e movimentação na interface solo-estaca. O aumento da umidade do solo, decorrente da infiltração, claramente influencia o comportamento da estaca com relação aos recalques, devido à redução da resistência do solo.

No cenário de encharcamento praticamente não houve alteração do comportamento da curva carga-recalque. Isso pode ser justificado por ter a estaca um maior comprimento, a variação da sucção foi menor ao longo do seu embutimento no solo, refletindo numa menor variabilidade nos valores da coesão e do módulo de deformabilidade do perfil de solo.

Esses resultados demonstram que a alteração do teor de umidade do solo pode influenciar

no comportamento de uma fundação por estaca, de forma mais expressiva ou não, e que nas estacas mais profundas essa influência tende a ser menor. Sendo assim, recomenda-se considerar e avaliar o efeito da variação do teor de umidade do solo nos projetos geotécnicos.

#### 4.3.12 Simulação numérica com diâmetro 40 cm e teor de umidade natural e inundado

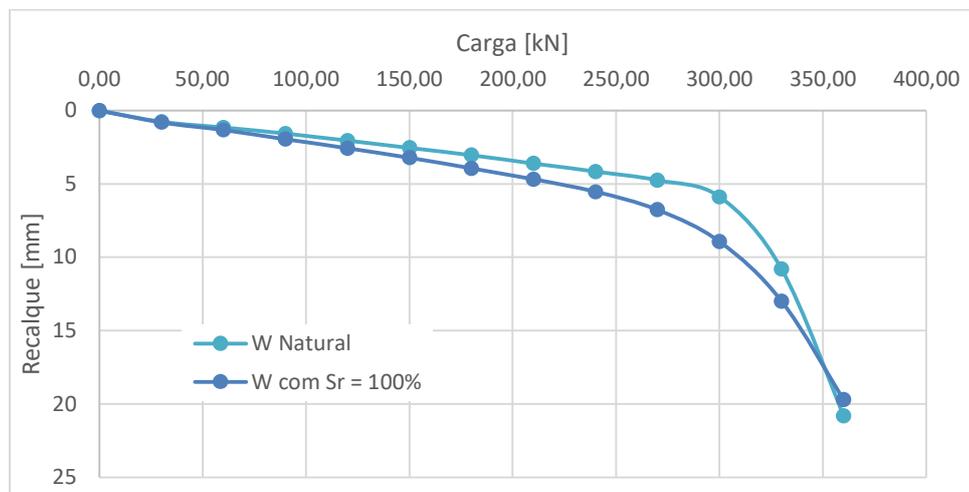
Na simulação numérica da estaca E203 foram considerados um aumento do diâmetro do fuste de 26 cm para 40 cm, os parâmetros do solo conforme apresentados no Apêndice A, para o solo nas condições de umidade natural e inundado (grau de saturação igual a 100%).

Para essas simulações, são apresentados no Quadro 4.51 e Figura 4.38 os recalques obtidos e as curvas carga-recalque, respectivamente.

**Quadro 4.51 – Resultado da simulação numérica considerando teor de umidade natural e inundado (E203)**

Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%	Carga	Recalque w natural	Recalque Sr = 100%
kN	mm	mm	kN	mm	mm	kN	mm	mm
0	0	0	150	2,54	3,21	300	5,88	8,93
30	0,75	0,80	180	3,04	3,94	330	10,80	12,99
60	1,15	1,33	210	3,60	4,67	360	20,81	19,71
90	1,57	1,95	240	4,15	5,54	390	ruptura	ruptura
120	2,05	2,57	270	4,74	6,76			

**Figura 4.38 – Curvas Carga x Recalque considerando teor de umidade natural e inundado (E203)**



É possível observar que a elevação do teor de umidade do solo teve pequena alteração no comportamento da estaca ao longo do carregamento. Considerando uma carga de trabalho próxima a 210 kN, tem-se recalques de 3,60 mm e de 4,67 mm para as condições de teor de umidade natural e de solo inundado, respectivamente.

A Figura 4.38 evidencia modificações no comportamento da curva carga-recalque a partir de 25% da carga de ruptura. Na condição de umidade natural do solo, considerando uma carga de trabalho igual a 180 kN, tem-se um deslocamento de 3,04 mm. No entanto, na condição de solo inundado, para o mesmo deslocamento de 3,04 mm, a carga correspondente foi reduzida para aproximadamente 140 kN. Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento do teor de umidade, que reduz a sucção do solo, resultando em menores valores dos parâmetros de resistência, principalmente da coesão, e do módulo de deformabilidade do solo.

## 5 CONCLUSÕES

O Método dos Elementos Finitos utilizando o critério de Mohr-Coulomb representou de forma satisfatória o comportamento da curva carga-recalque com o modelo real de referência, dado o ajuste da relação da interface entre o solo e a estaca.

As simulações numéricas realizadas para estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, com diâmetros do fuste de 26 cm e 40 cm, considerando a variação da sucção para diferentes teores de umidade de um perfil de solo residual evoluído de basalto, por meio da utilização da curva de retenção de água no solo, apontaram influência no recalque para a carga trabalho e modificação da capacidade de carga. Verificou-se que conforme o teor de umidade do solo aumenta, ocorre também um aumento no recalque da estaca.

Avaliando uma situação de recalque diferencial entre pilares, com vão livre de 3 metros, com base no comportamento da curva carga-recalque das simulações considerando encharcamento do solo ( $w \approx 50\%$ ), tem-se para a estaca com fuste de 26 cm de diâmetro e comprimento de 4 metros um recalque diferencial de 1,43 mm, o que gera uma distorção angular de 1/2000. Já para um comprimento da estaca de 6 metros, o recalque diferencial é de 1,00 mm, com distorção angular de 1/3000. E por fim, para um comprimento da estaca de 8 metros o recalque diferencial de 0,27 mm resulta em uma distorção angular de 1/11000. Nessas situações, as distorções angulares obtidas, considerando uma alteração do teor de umidade natural do solo até atingir ( $w \approx 50\%$ ), são inofensivas às estruturas, não gerando danos nas edificações.

Em termos práticos pode-se afirmar que as fundações por estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, amplamente utilizadas em edificações de pequeno e médio porte (por questões logísticas e econômicas), em solo residual evoluído de basalto, em que os comprimentos são menores do que 8 metros, deve-se atentar quanto à alteração do teor de umidade nos casos em que a carga de trabalho é superior a metade da carga de ruptura, pois no trecho de não linearidade da curva carga-recalque das estacas, foi observado um aumento maior no recalque da estaca. Destaca-se que as fundações do tipo profunda, de pequenos comprimentos, empregadas para pilares posicionados em locais propícios ao aumento do teor de umidade do solo estão sujeitas

a esses recalques diferenciais, não descartando a possibilidade de patologias não previstas durante a fase do projeto geotécnico.

A presente dissertação faz alusão à uma lacuna nos projetos geotécnicos, no tocante à sucção dos solos residuais evoluídos de basalto. O comportamento de uma estaca quando o solo se encontra num dado teor de umidade natural baixo favorece menores recalques quando se compara às curvas carga-recalque para maiores teores de umidade natural do solo. Dessa forma, é possível explorar essa condição nos projetos geotécnicos, em locais aonde é possível manter uma baixa alteração no valor da umidade do solo.

Sugere-se para pesquisas futuras verificar, experimentalmente, um intervalo mais adequado do valor da sucção a ser utilizado com segurança no dimensionamento das fundações, visto que dificilmente o solo se encontra na natureza com teor de umidade correspondente à um grau de saturação de 100%, em especial para os solos colapsíveis, como é o caso dos solos residuais evoluídos de basalto.

Sugere-se, ainda, verificar experimentalmente como a sucção do solo influencia no comportamento da fundação, mais especificamente na interface estaca-solo.

## 6 REFERÊNCIAS

ABREU, R. P. et al. (2015). Comparação de Dois Métodos para a Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento dos Solos. In: From Fundamentals to Applications in Geotechnics. **IOS Press**. p. 525-532.

ALMADA, J. L. A. (2016). **Avaliação da capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, na cidade de Maringá-Pr**. 115 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá.

ALONSO, U. R. (2011). **Previsão e controle das fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher.

ANJOS, G.J.M. (2004). **Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 341p.

BAIG, M.B.; BEHNASSI, M.; KHAN, S. (2023). Sustainable management of water resources in arid environments – Innovative approaches. **Sustainability**, v. 15, n 7, p. 3541.

BARBOSA, A. I. M.; ALBERTINI, M. M. (2022). **Análise comparativa de estimativa de capacidade de cargas de estacas profundas – Métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma**. Revista Ibero-Americana de Humanidades, Ciências e Educação, v. 8, n. 11, p. 1968-1979.

BRADY, N.C.; WEIL, R.R. (2016). **The Nature and Properties of Soils** (15th ed.). Pearson.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 13, n 2, p. 177-197.

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

CARVALHO, J. C.; GITIRANA, JR; GILSON, F. N. (2021). **Unsaturated soils in the context of tropical soils**. Soils & Rocks, v. 44, p. e2021068121.

CASAGRANDE, A. (1957). Contribution to the Mechanics of Soils. **Proceedings of the Boston Society of Civil Engineers**, Vol. 66, No. 3, pp. 311-379.

CINTRA, J. C. A. (1998). **Fundações em solos colapsíveis**. Ed. Rima, São Carlos, 106p.

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

DELAGE, P.; SURAJ DE SILVA, G. P. R.; LAURE, E. (1987). Um nouvel appareil triaxial pour lês sols non-saturés. In: European Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, 9., 1987, Dublin. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema. p.25-28.

DONALD, B. (1956). **Shear Strength of Soils**. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 82, No. SM1, pp. 1-24.

DUDLEY, J. H. (1970). Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v.96, n.SM3, p.925-947.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E.; TOHA, F. X. (1981). **Mechanical Behavior and testing methods of unsaturated soils**. In: YOUNG, R. N. (eds.). **Laboratory Shear Strength of Soil**. ASTM STP 740, p.114-129.

FERNANDES, H. C. L. et al. (2019). **Simulação numérica não linear de prova de carga bidirecional em estacas escavadas**. XL Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Métodos Computacionais em Engenharia. ABMEC, Natal-RN.

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

FREDLUND, D. G. (1979). Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 16, p. 121-139.

FREDLUND, D. G. (2002). **“Teaching unsaturated soil mechanics as part of the undergraduate civil engineering curriculum”**. Keynote address in the 2nd PanAmerican conference on the Teaching Learning Process of the Geotechnical Engineering, Quayaquil, Ecuador. Nov. 26-27.

FREDLUND, D. G. (2019). Bernard Amadei's Approach to Engineering with Marginalized Communities: Contributions of Unsaturated Soil Mechanics. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 145(2), 02518001.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. (1977). Stress state variable for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol 103, GT5, p. 447-466.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (2019). **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. **John Wiley & Sons**.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M.D. (2012). **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons.

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

FREDLUND, D.G., XING, A., & HUANG, S. (1996). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 33(3), 440-448.

GALLIPOLI, D.; WHEELER, S.J.; KARSTUNEN, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 53, n° 1, p 105-112.

GEORGETTI, J. (2010). **Caracterização geotécnica de solos tropicais residuais**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

GHARIBREZA, Z; GHAZAVI, M.; EL NAGGAR, M. H. (2024). **Load-Settlement Analysis of Axially Loaded Piles in Unsaturated Soils**. *Water*, v. 16, n. 2, p. 337.

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

GOWTHAMAN S.; NASVI M.C M. (2017). 2D and 3D Numerical Simulation of Load-Settlement Behaviour of Axially Loaded Pile Foundations. **American Journal of Civil Engineering and Architecture**, 5 (5), p. 187- 195.

GUELSSI, M. (2016). **Hydromechanical behavior of unsaturated soils: Experimental study and modeling**. Tese de Doutorado, Université Paris-Est, França.

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

HAN, K. K.; WONGM K. S.; BROMS, B.B.; YAP, L. P. (1993). The origin and property of bouldery clay in Singapore. **Geotechnical Engineering**. v. 24, n.2, p. 151-166, Dec.

HILLEL, D. (2003). **Introduction to Environmental Soil Physics**. Elsevier.

HUANG, Y.; XU, Y. (2022). Experimental study on the effect of water content on the mechanical behavior of unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v 45, n 3, pg 295-310.

ISMAEL, N.F.; AL-SANAD, H.A. (1993). Plate loading test on weakly cemented surface desert sands. **Geotechnical Engineering**. v.24, n.2, p. 133-150, Dec.

JANBU, N. (1962). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. **Proceedings** of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp. 19-25.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundation due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, **Proceedings**, v.1, p.316-319.

JOTISANKASA, A.; JOTISANKASA, S. (2020). Current state of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering: Challenges and opportunities. **Geosciences**, v 10, n 9, pg 363.

JUCÁ, J. F. T.; ESCARIO, V. (1991). Variation of the modulus of deformation of unsaturated soils with suction. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Proceedings...** v.1, p.121-124.

JUNIOR, L. (2021). **Análise de estabilidade de taludes utilizando métodos numéricos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.

KONG, L.; LIU, H. (2023). Advancements in numerical modeling of unsaturated soils: Challenges and solutions. **Computers and Geotechnics**, 148, 104198.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). **Soil mechanics**. New York, Ed. John Wiley & sons.

LI, X.; HUANG, S.; XU, D.; QI, Y. (2020). Advances in the theoretical study of unsaturated soil mechanics and their application in geotechnical engineering. **Adv Civ Eng**. Ed. 2020, pg 1-10.

LI, X.; LU, N. (2021). A comprehensive review of unsaturated soil mechanics: From the classical to the contemporary. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v 147, n 6, 04021024.

LIU, C.; Zhang, W. (2021). Characterization of soil-water retention properties: A review and recent developments. **Geoderma**, 387, 114946.

MARCHETTI, S. (1975). The use of flat dilatometer in geotechnical investigations. **Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 1, pp. 277-282.

MARINHO, F. A. M.; CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S. (1995). Stiffness measurements on an unsaturated high plasticity clay using bender elements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1., Paris. **Proceedings...** v.2, p.535-539.

MARQUES, V. R. (2017). **Uma contribuição ao entendimento da capacidade de carga de estaca escavada, sem fluido estabilizante, em solo típico da cidade de Maringá/PR**. 336 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá.

MELLO, L. G. F. S.; CEPOLLINA, M. (1978). Sobre a interpretação de provas de carga sobre placas visando previsão de recalques. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: ABMS. v.1, p.165-180.

MENEGOTO, M. L. (2004). **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 224 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

NAKATA, S.; KAGE, S.; MARBA, R.C.; KASHIMOTO, N. (1982). Análise dos ensaios geotécnicos da área da Companhia Siderúrgica de Tubarão e dedução dos parâmetros para cálculo de fundação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Olinda. **Anais...** São Paulo: ABMS. v.2, p.234-

245.

NG, C. W. W.; ZHOU, C.; CHIU, C. F. (2020). Constitutive modelling of state-dependent behaviour of unsaturated soils: an overview. *Acta Geotechnica*, v. 15, n. 10, p. 2705-2725.

NOOR, S. T.; HANNA, A.; MASHHOUR, I. (2013). **Numerical modeling of piles in collapsible soil subjected to inundation**. *International Journal of Geomechanics* 13, no. 5. 514-526.

NUÑES, E. (1975). **Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecacion**. In: V Congreso Pan-Americano de Mecánica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, v.4, p.43-73.

OLIVEIRA, A. (2019). **Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto**. 191 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Maringá.

OLIVEIRA, A.; GUTIERREZ, N. H. M.; NONOSE, G. T. (2023). **Caracterização e peculiaridades de um perfil típico do solo residual de basalto**. *Geosul*, v. 38, n. 88, p. 489-513.

PELAQUIM, P. (2021). **Análise de fundações em solos não saturados: Métodos de investigação e modelagem**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.

PEREZ, C. C. (2017). **Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-286/17 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.

PINTO, C. S. (1996). **Propriedades dos solos**. In: HACHICH et al. (eds.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI. Cap. 2, p.51-118.

PLAXIS. (2021). **Plaxis 2D Reference Manual**. PLAXIS bv.

PRAKASH, A.; BORDOLOI, S.; HAZRA, B.; GARG, A.; SREEDEEP, S.; WANG, Q. (2019). Probabilistic analysis of soil suction and cracking in fibre – reinforced soil under drying – wetting cycles in India. *Environmental Geotechnics*, v. 6, n. 4, 188-20.

REUL, O; Süß, T; EHRLICH, S. (2021). Effect of pile installation method on the load transfer and shaft capacity of bored piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. v. 147, n. 2.

REZNIK, Y. M. (1992). Determination of deformation Properties of collapsible soils. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, v.15, n.3, p.248-255, Sept.

REZNIK, Y. M. (1995). **Comparison of results of oedometer and plate load tests performed on collapsible soils**. *Engineering Geology*. v.39, n.1-2, p.17-30, May.

RICHARDS, B. G. (1974). **Behavior of unsaturated soils**. In: LEE, I. k. *Soil*

Mechanics. New York: Elsevier. Cap. 4, p.112-157.

SANTOS, D. B.; SOUSA, P. F.; CAVALCANTE, A. L. B. (2024). **Analytical Modeling of Unsaturated Soil Shear Strength during Water Infiltration for Different Initial Void Ratios**. Sustainability, v. 16, n. 4, p. 1394.

SCHNAID, F. (2000). **Geotecnia: Solos e suas aplicações**. Editora Oficina de Textos.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C.; MANTARAS, F.M. (1995). **O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados**. Solos e Rochas, São Paulo, v.18, n.3, p.129-1137.

SILVA, A. R. C. (2022). **Modelagem Computacional via MEF da Interação Solo-Estrutura de Sistemas Eólicos**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 340/2022. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116p.

SMITH, I. M.; GRIFFITH, D. V. (1982). **Programming the finite element method**. 2nd ed. Chisester, U. K.: John Wiley & Sons, Inc.

VAN GENUCHTEN, M. T. (1980). **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Sci. Soc. Am. J. v.44, n.5, p.892-898.

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

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

VARGAS, M. (1973). **Structurally unstable soils in southern Brazil**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v.2, p.239-246,

VARGAS, M. (1977). **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil Ltda.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). **Fundações, critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais**. 2º ed., vol. 1, Oficina de Textos, SP, 224p.

VELLOSO, P. P. C.; GRILLO, S.Q.; PENEDO, E. J. (1978). Observações sobre a capacidade de carga e módulo de deformação do solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratórios. In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: ABMS. v.1, p.305-328.

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

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

VITERBINO, L.; FREITAS, G. (2020). **Análise de estabilidade de taludes de barragens de terra**. Revista Científica Multidisciplinar do CEAP, v. 2, n 1, página 10.

WERNECK, M. L. G.; JARDIM, W. F. D.; ALMEIDA, M. S. S. (1980). **Deformation Modulus of a gneissic residual soil determined from plate loading tests**. Solos e Rochas, São Paulo, v.2, n.2, p.3-16, ago.

WILLIAMS, P.J. (1982). **The surface of the Earth: An Introduction to Geotechnical Science**. Longman: New York.

WU, Y; ZHANG, C; CHENG, X. (2020). Effect of water content on the deformation and strength characteristics of cohesive soils. **Soil Dyn Earthq Eng**. 130:105980.

ZHAI, Q., RAHARDJO, H., SATYANAGA, A. (2019). Uncertainty in the estimation of hysteresis of soil-water characteristic curve. **Environmental Geotechnics**, v. 6, n. 4, 204 – 213.

ZHAN, L. (2003). **Field and laboratory study of an unsaturated expansive soil associated with rain-induced slope instability**. PhD thesis – Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.

ZHANG, L., ZHANG, X., & CHEN, G. (2014). A comprehensive study on the unsaturated soil shear strength and its application in slope stability analysis. **Computers and Geotechnics**, 55, 1-11.

ZHANG, L.; SHENG, D.; SLOAN, S. W.; HE, C. (2021). A case study on the application of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering. **Computers and Geotechnics**, 134, 104087.

ZHANG, W.; WANG, Q. (2020). Impact of soil-water characteristic curve on the prediction of unsaturated soil behavior. **Journal of Soil Mechanics**, v 54, n 2, pg 123-135.

ZHANG, X; GONG, W; GAO, Y; ZHANG, L. (2020). Field testing and numerical modeling of jacked pile behaviour under combined loading conditions. **Computers and Geotechnics**, 121, 103473.

**APÊNDICE A – Parâmetros do solo em função da variação do teor de umidade**

Prof.	w	$\rho_s$	$S_r$	e	$\rho_d$	$\rho$	$\gamma$	$\phi$	$\nu$	$\Psi$	c	E
(m)	(%)	$\frac{g}{cm^3}$	(%)		$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{g}{cm^3}$	$\frac{kN}{m^3}$	(°)		kPa	kPa	MPa
2	30,8	3,04	48,2	1,95	1,032	1,350	13,50	31	0,327	101,0	23	25,2
	33,0	3,04	51,4	1,95	1,032	1,371	13,71	30,34	0,331	21,0	22	6,8
	35,0	3,04	54,6	1,95	1,032	1,391	13,91	29,68	0,335	10,5	22	4,4
	40,0	3,04	62,4	1,95	1,032	1,443	14,43	29,02	0,340	8,5	21	3,9
	50,0	3,04	77,9	1,95	1,032	1,546	15,46	28,36	0,344	7,3	21	3,6
	64,1	3,04	100,0	1,95	1,032	1,693	16,93	27	0,353	0,0	19	1,95
3	31,2	3,04	52,1	1,82	1,077	1,414	14,14	30	0,333	17,3	22	14,5
	33,0	3,04	55,1	1,82	1,077	1,434	14,34	29,83	0,334	10,0	21	11,5
	35,0	3,04	58,5	1,82	1,077	1,455	14,55	29,67	0,336	9,0	21	11,0
	40,0	3,04	66,8	1,82	1,077	1,509	15,09	29,50	0,337	8,1	21	10,7
	50,0	3,04	83,5	1,82	1,077	1,617	16,17	29,33	0,338	6,8	21	10,1
	60,0	3,04	100,0	1,82	1,077	1,723	17,23	29	0,340	0,0	19	7,26
4	30,8	3,04	52,9	1,77	1,097	1,434	14,34	32	0,320	13,4	22	12,9
	33,0	3,04	56,7	1,77	1,097	1,460	14,60	31,67	0,322	9,4	21	11,2
	35,0	3,04	60,1	1,77	1,097	1,482	14,82	31,33	0,324	8,8	21	11,0
	40,0	3,04	68,7	1,77	1,097	1,536	15,36	31,00	0,327	8,0	21	10,6
	50,0	3,04	85,9	1,77	1,097	1,646	16,46	30,67	0,329	6,7	21	10,1
	58,4	3,04	100,0	1,77	1,097	1,736	17,36	30	0,333	0,0	19	7,26
5	29,6	3,04	53,4	1,69	1,133	1,468	14,68	31	0,327	11,9	25	12,3
	33,0	3,04	59,4	1,69	1,133	1,503	15,03	30,83	0,328	8,9	24	11,0
	35,0	3,04	63,0	1,69	1,133	1,526	15,26	30,67	0,329	8,5	24	10,8
	40,0	3,04	72,0	1,69	1,133	1,582	15,82	30,50	0,330	7,7	24	10,5
	50,0	3,04	89,9	1,69	1,133	1,695	16,95	30,33	0,331	6,4	24	9,9
	55,4	3,04	100,0	1,69	1,133	1,760	17,60	30	0,333	0,0	22	7,26
6	30,6	3,04	54,1	1,72	1,117	1,459	14,59	30	0,333	10,8	25	16,9
	33,0	3,04	58,3	1,72	1,117	1,486	14,86	29,33	0,338	9,1	24	16,8
	35,0	3,04	61,9	1,72	1,117	1,509	15,09	28,67	0,342	8,6	24	16,7
	40,0	3,04	70,7	1,72	1,117	1,565	15,65	28,00	0,347	7,8	24	16,6
	50,0	3,04	88,4	1,72	1,117	1,676	16,76	27,33	0,351	6,5	24	16,5
	56,7	3,04	100,0	1,72	1,117	1,750	17,50	26	0,360	0,0	22	15,84
7	30,0	3,04	57,8	1,58	1,178	1,532	15,32	28	0,347	9,1	24	16,8
	33,0	3,04	63,5	1,58	1,178	1,567	15,67	28,33	0,344	8,4	24	16,7
	35,0	3,04	67,3	1,58	1,178	1,591	15,91	28,67	0,342	8,1	24	16,7
	40,0	3,04	77,0	1,58	1,178	1,650	16,50	29,00	0,340	7,3	24	16,6
	50,0	3,04	96,2	1,58	1,178	1,767	17,67	29,33	0,338	5,8	24	16,4
	52,1	3,04	100,0	1,58	1,178	1,790	17,90	30	0,333	0,0	22	15,84