



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ECV  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

TAMARA BITTENCOURT CORRÊA

**Modelagem Numérica de Estacas Escavadas Submetidas a  
Carregamento Vertical: Campo Experimental de Araquari**

Florianópolis

2024

Tamara Bittencourt Corrêa

**Modelagem Numérica de Estacas Escavadas Submetidas a  
Carregamento Vertical: Campo Experimental de Araquari**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao curso de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Naloan Coutinho Sampa

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.  
Dados inseridos pelo próprio autor.

Correa, Tamara Bittencourt

Modelagem Numérica de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamento Vertical : Campo Experimental de Araquari / Tamara Bittencourt Correa ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, 2024.

135 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estacas Escavadas. 3. Modelagem numérica. I. Sampa, Naloan Coutinho. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Tamara Bittencourt Corrêa

**Modelagem Numérica de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamento  
Vertical: Campo Experimental de Araquari**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 03 de julho de 2024.



Profa. Liane Ramos da Silva, Dra.  
Coordenadora do Curso

**Banca examinadora**



Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.  
Orientador



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

*Dedico esse trabalho aos meus pais, Marcio e Patricia, que nunca mediram esforços para me oferecer o melhor em qualquer área ou em qualquer situação. Por terem me apoiado em todos os momentos da minha vida. Agradeço, de coração, por todo o amor, apoio e sacrifícios que fizeram ao longo desta jornada.*

## **AGRADECIMENTOS**

Estudar na Universidade Federal de Santa Catarina foi a realização de um sonho onde durante todo o processo da graduação, recebi apoio, ajuda e carinho de pessoas incríveis que compartilharam essa conquista comigo e que gostaria de declarar toda a minha gratidão.

Agradeço a Deus por me sustentar e me acalmar em momentos turbulentos nesse processo; por me permitir ser forte e corajosa para enfrentar meus limites.

À minha família que sempre me incentivou e me motivou a alcançar meus objetivos. Às minhas tias Clair e Janaína, por serem tão solícitas e gentis. Sei que posso contar com vocês e esse é o maior presente que poderia receber.

Em especial, aos meus pais que nunca me abandonaram; que sempre trabalharam muito para me oferecer o melhor. Obrigada por me oferecerem o privilégio de estudar e conquistar os meus objetivos. Por me ensinarem princípios e valores que carreguei comigo por toda a graduação e carrego até hoje.

Aos meus grandes amigos que me apoiaram em todas as fases da minha vida. Obrigada por entenderem minha ausência e por compartilharem momentos tão especiais comigo que lembrarei sempre com muito carinho. Agradeço às minhas amigas que conheci na graduação: Elisa, Gabrielle, Letícia, Maria Eduarda e Raquel. A amizade e companheirismo de vocês foi meu maior presente nesses últimos anos. Agradeço por todas as alegrias que já compartilhamos juntas. Em especial, quero agradecer a Gabrielle, por ser minha “duplinha” e viver esse sonho comigo. Por compartilhar os melhores e piores momentos que a graduação pode oferecer. Você me confortou diversas vezes e tornou tudo mais agradável. Obrigada pela parceria e apoio mútuo.

Agradeço ao meu professor e orientador, Naloan Sampa, por toda disponibilidade, gentileza e paciência em me ensinar o que fosse preciso para que pudéssemos alcançar os resultados desejados.

Ao engenheiro civil e, também, meu supervisor de estágio, Matheus Ribeiro, por entender minha rotina e demandas nessa última fase, por permitir trocar de horários para que eu pudesse conciliar o estudo com o trabalho e por me apoiar e me ensinar tanto sobre a engenharia.

Com muito orgulho finalizo meu curso de engenharia civil em uma das melhores universidades do Brasil. Muito obrigada.

*"Se cheguei até aqui, foi porque me apoiei  
em ombros de gigantes".*

*- Isaac Newton*

## RESUMO

As estacas escavadas de grande diâmetro são cada vez mais utilizadas em fundações de pontes, viadutos e edifícios altos. Para a sua execução, fluidos estabilizantes são empregados para preservar a integridade das paredes de escavação, influenciando o desempenho das estacas. Isso demanda um estudo abrangente através de análises de campo, laboratório e modelagem numérica para compreender melhor essa influência. Este trabalho investiga o comportamento de estacas escavadas em solos arenosos, utilizando o *software Abaqus* de elementos finitos. Dados de investigação geotécnica e ensaios de prova de carga do Campo Experimental de Araquari foram empregados na calibração do modelo numérico. Simplificações apropriadas foram adotadas para facilitar a análise sem comprometer a representatividade das condições reais. Foram realizadas 16 análises no *Abaqus*, simulando provas de carga em estacas de quatro diâmetros e quatro comprimentos diferentes. O critério de plastificação de Mohr-Coloumb foi utilizado para modelar o comportamento granular do solo, enquanto um modelo elástico linear representou o comportamento da estaca devido à sua rigidez em comparação ao solo. Com base nos resultados da análise numérica, este trabalho comparou as cargas totais, de ponta e de atrito lateral obtidas pelo modelo com aquelas estimadas por métodos semiempíricos e medidas nas provas de carga. Foram propostas três equações normalizadas para estimar essas cargas e sua variação com o deslocamento da estaca, apresentadas na forma de curvas carga *versus* deslocamento. Além disso, foram analisados os efeitos da geometria e do deslocamento da estaca nos coeficientes de interface solo-estaca  $\beta$ ,  $K_s$  e  $\mu$ , sendo suas faixas de variação discutidas. Conclui-se que a metodologia adotada neste trabalho foi apropriada e os resultados das análises foram satisfatórios, contribuindo para o entendimento do comportamento das estacas escavadas.

**Palavras-chave:** Estacas escavadas; Capacidade de carga, Modelagem numérica; Elementos finitos; Abaqus.

## ABSTRACT

Large diameter bored piles are increasingly used in the foundations of bridges, viaducts, and high-rise buildings. For their execution, stabilizing fluids are employed to preserve the integrity of the excavation walls, influencing the piles' performance. This necessitates a comprehensive study through field, laboratory, and numerical modeling analyses to better understand this influence. This work investigates the behavior of bored piles in sandy soils using the finite element software Abaqus. Geotechnical investigation data and load test results from the Araquari Experimental Field were employed to calibrate the numerical model. Appropriate simplifications were adopted to facilitate the analysis without compromising the representativeness of real conditions. Sixteen analyses were conducted in Abaqus, simulating load tests on piles of four different diameters and four different lengths. The Mohr-Coulomb plasticity criterion was used to model the granular behavior of the soil, while a linear elastic model represented the pile's behavior due to its rigidity compared to the soil. Based on the numerical analysis results, this work compared the total, tip, and side friction loads obtained by the model with those estimated by semi-empirical methods and measured in the load tests. Three normalized equations were proposed to estimate these loads and their variation with pile displacement, presented in the form of load versus displacement curves. Additionally, the effects of pile geometry and displacement on the pile-soil interface coefficients  $\beta$ ,  $K_s$ , and  $\mu$  were analyzed, with their variation ranges discussed. It is concluded that the methodology adopted in this work was appropriate and the analysis results were satisfactory, contributing to the understanding of the behavior of bored piles.

**Keywords:** Bored piles; Load capacity; Numerical modeling; Finite elements; Abaqus.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais tipos de fundação profunda. Estacas (a), Tubulões (b) e Caixões (c).....	24
Figura 2 - Ilustração do procedimento executivo de estaca escavada com uso de fluido estabilizante.....	26
Figura 3 - Etapas da concretagem com a tremonha.....	27
Figura 4 – Aparelhagem para aplicação de carga estática em estacas escavadas ..	31
Figura 5 - Execução da Prova de Carga estática .....	32
Figura 6 - Parcelas da resistência que constituem a capacidade de carga.....	34
Figura 7 - Superfícies de rupturas teóricas .....	36
Figura 8 - Rede de elementos finitos.....	44
Figura 9 - O processo da análise por elementos finitos. ....	44
Figura 10 - Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear.....	46
Figura 11 - Localização da cidade de Araquari no Estado de Santa Catarina. ....	49
Figura 12 - Localização do Campo Experimental de Araquari. ....	50
Figura 13 - Vista aérea do Campo Experimental de Araquari, em Santa Catarina. ..	50
Figura 14 - Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios SPT e CPTu. ....	51
Figura 15 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade. ....	52
Figura 16 - Perfil geológico-geotécnico baseado no ensaio de SPT.....	53
Figura 17 - Variação do ângulo de atrito interno ao longo da profundidade.....	54
Figura 18 - Parâmetros iniciais $q_t$ , $u$ , $u_o$ e $f_s$ .....	56
Figura 19 - Curva carga-deslocamento das estacas ET4 e ET5 executadas com polímero e bentonita.....	58
Figura 20 - Fluxograma das etapas do método.....	60
Figura 21 - Esquema do modelo adotado por Costa (2023). ....	61
Figura 22 - Esquema genérico do modelo. ....	62
Figura 23 - Esquema do a) modelo axissimétrico 2D b) modelo 3D (sem escala). ...	63
Figura 24 - Condições de contorno físicas e de poropressão. ....	67
Figura 25 - Discretização da malha.....	69
Figura 26 - Calibração: comparação entre a curva numérica e experimental. ....	70
Figura 27 - Curvas Carga x Deslocamento (a) $D=0,25$ m (b) $D=0,50$ m (c) $D=1,00$ m (d) $D=1,50$ m. ....	74
Figura 28 – Carga total x comprimento normalizado.....	75
Figura 29 - Curvas normalizadas para cada deslocamentos.....	76
Figura 30 – Valor de $\lambda_t$ em função do deslocamento normalizado $\delta_1$ .....	77
Figura 31 – Equação racional obtida para estimar o comportamento de $q_t$ (kPa). ....	78
Figura 32 – Precisão do modelo proposto.....	79
Figura 33 - Atrito Lateral ao longo da profundidade ( $\delta=100$ mm).....	81
Figura 34 – Atrito lateral x comprimento normalizado para diferentes deslocamentos. ....	82

Figura 35 - Curvas normalizadas para cada deslocamento e diâmetro. ....	83
Figura 36 - Valor de $\lambda_l$ em função do diâmetro normalizado. ....	84
Figura 37 - Equação racional obtida para estimar o comportamento de $q_l$ (kPa).....	85
Figura 38 – Precisão do modelo proposto. ....	86
Figura 39 – Influência do diâmetro na resistência de ponta ( $Q_b$ ) e resistência de ponta unitária ( $q_b$ ). ....	88
Figura 40 – Curvas normalizadas para cada deslocamento. ....	89
Figura 41 - Influência do deslocamento ( $\lambda_b$ ). ....	90
Figura 42 - Equação racional obtida para estimar o comportamento de $q_b$ (kPa).....	91
Figura 43 - Precisão do modelo proposto. ....	92
Figura 44 – Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,25 m. ....	94
Figura 45 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,50 m. ....	95
Figura 46 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,75 m. ....	96
Figura 47 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,50 m. ....	97
Figura 48 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,25 m. ....	99
Figura 49 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,50 m. ....	100
Figura 50 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,00 m. ....	101
Figura 51 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,50 m. ....	102
Figura 52 – Variação do coeficiente $\beta$ ao longo de profundidade ( $\delta = 100\text{mm}$ ). ....	105
Figura 53 – Variação do coeficiente de Empuxo do Solo na Interface ao logo da profundidade. ....	107
Figura 54 – Variação do coeficiente de empuxo do solo na interface em função do comprimento normalizado. ....	108
Figura 55 – Variação do coeficiente de atrito na interface ao longo da profundidade. .....	110
Figura 56 – Coeficiente de atrito x comprimento normalizado para cada deslocamento.....	111
Figura 57 – Bulbo de deslocamentos (a) horizontal e (b) vertical no solo (m).....	112
Figura 58 – Bulbo de deformações (a) horizontal e (b) vertical no solo. ....	113
Figura 59 – Bulbo de deformação no plano perpendicular (radial).....	113
Figura 60 - Tensões horizontais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).....	114
Figura 61 – Bulbos de tensões verticais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).....	115
Figura 62 – Excesso de poropressão em diferentes momentos na etapa de carregamento (kPa).....	116

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de Estacas.....	24
Tabela 2 - Propriedades da lama bentonítica para perfuração.....	28
Tabela 3 - Propriedades do polímero para perfuração.....	29
Tabela 4 - Valores aproximados do coeficiente $\beta$ .....	38
Tabela 5 - Fatores de correção $F1$ e $F2$ atualizados. ....	39
Tabela 6 - Coeficiente $K$ e razão de atrito $\alpha$ . ....	40
Tabela 7 - Valores do coeficiente característico do solo (C). ....	40
Tabela 8 - Valores de $\alpha$ em função do tipo de estaca e tipo de solo.....	41
Tabela 9 - Valores de $\beta$ em função do tipo de estaca e tipo de solo. ....	41
Tabela 10 - Valores do parâmetro $\beta_T$ .....	42
Tabela 11 -Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	42
Tabela 12 - Resumo das propriedades do perfil de solo de Araquari.....	55
Tabela 13 - Resumo dos parâmetros de resistência ao longo da profundidade.....	56
Tabela 14 - Resumo das estacas executadas no Campo Experimental de Araquari. .....	57
Tabela 15 – Valor da resistência média das estacas teste. ....	57
Tabela 16 – Características dos modelos numéricos.....	63
Tabela 17 - Parâmetros da estaca. ....	64
Tabela 18 - Parâmetros geotécnicos do solo utilizados no modelo de Costa. ....	65
Tabela 19 – Valores homogeneizados dos parâmetros do solo.....	65
Tabela 20 - Discretização da malha – número de elementos finitos. ....	69
Tabela 21 – Valores das cargas totais em deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm. ....	73
Tabela 22 – Valores das cargas de ponta mobilizadas em deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.....	87
Tabela 23 – Razão entre os valores das cargas totais, de ponta e lateral. ....	103

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A-V	Aoki e Velloso (1975)
CAE	<i>Complete Abaqus Environment</i>
CEA	Campo Experimental de Araquari
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
D-Q	Décourt e Quaresma (1978)
ET	Estacas Teste
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
SDMT	<i>Seismic Dilatometer Test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta_L$	segmento de estaca na respectiva camada de solo
$h_i$	espessura da camada
$A_b$	área de seção transversal da ponta da estaca
$A_l$	área lateral da estaca
$D_{ref}$	diâmetro de referência
$K_0$	coeficiente de empuxo em repouso
$K_s$	coeficiente de empuxo do solo
$L_{ref}$	comprimento de referência
$N_L$	índice médio de resistência a penetração medido ao longo do fuste
$N_{SPT}$	índice de resistência à penetração
$N_b$	índice médio de resistência a penetração no intervalo de 4 vezes o diâmetro da estaca acima da base e 1 diâmetro abaixo
$N_{it}$	
$N_q$	fator de capacidade de carga
$P_{atm}$	pressão atmosférica
$Q_b$	resistência de ponta
$Q_l$	resistência lateral
$Q_t$	resistência total
$e_0$	índice de vazios
$k_c$	fator de capacidade do cone
$q_b$	resistência de ponta unitária
$q_c$	resistência de ponta do cone
$q_l$	resistência lateral unitária
$q_l$	resistência lateral unitária mobilizada na interface estaca-solo
$q_t$	resistência total unitária
$x_i$	valor ponderado do parâmetro de cada camada
$\alpha_p$	fator de classe de estaca
$\beta_T$	fator relacionado ao tipo de estaca
$\varepsilon_i$	deformações nas direções principais

$\varepsilon_{ij}$	deformações cisalhantes
$\lambda_b$	Influência do deslocamento na resistência de ponta
$\lambda_l$	Influência do deslocamento na resistência lateral
$\lambda_t$	Influência do deslocamento na carga total
$\sigma'_v$	tensão efetiva vertical
$\sigma'_h$	tensão horizontal efetiva
$\sigma_i$	tensões principais normais
$\tau_{ij}$	tensões cisalhantes
$\phi'_{cs}$	ângulo de atrito efetivo no estado crítico
$\phi'_{pico}$	ângulo de atrito efetivo de pico
$C$	coeficiente que leva em conta o tipo de solo
$D$	diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca
$D$	diâmetro da fundação
$D_r$	densidade relativa
$E$	módulo de Young
$E$	módulo de Young
$F_1$ e $F_2$	fatores de correção que levam em conta o efeito de escala
$f_{ck}$	resistência característica à compressão do concreto
$f_s$	atrito lateral unitário na luva
$G$	módulo cisalhante
$K$	coeficiente relacionado ao tipo de solo
$k$	coeficiente de permeabilidade
$K_a$	coeficiente de empuxo ativo
$K_p$	coeficiente de empuxo passivo
$L$	comprimento da estaca
$\alpha$	razão de atrito
$\alpha$	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo
$\beta$	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo
$\beta$	fator que leva em conta o tipo de estaca
$U$	perímetro da estaca

$a$	1,5 vezes o diâmetro da estaca
$c$	coesão
$c$	coesão
$c'$	coesão efetiva
$i$	Número da camada
$\nu$	coeficiente de Poisson
$x$	valor poderado do parâmetro
$\alpha$	fator em função do tipo de solo e estaca
$\beta$	coeficiente de resistência lateral
$\gamma$	peso específico
$\delta$	ângulo de atrito entre a estaca e o solo
$\delta$	deslocamento
$\mu$	coeficiente de atrito na interface estaca-solo
$\sigma$	tensão normal ao plano de ruptura
$\sigma$	pressão normal de contato
$\tau$	resistência ao cisalhamento
$\psi$	ângulo de dilatância
$\phi$	ângulo de atrito efetivo

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	19
1.1. JUSTIFICATIVA .....	20
1.2. OBJETIVOS .....	21
1.2.1. Objetivo Geral.....	21
1.2.2. Objetivo Específico .....	21
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	22
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	23
2.1. FUNDAÇÃO PROFUNDA .....	23
2.1.1. Estacas Escavadas .....	25
2.1.1.1. Procedimento Executivo .....	25
2.1.1.2. Fluidos Estabilizantes .....	27
2.1.2. Desempenho de Estacas Escavadas com Auxílio de Fluido Estabilizante 29	
2.1.3. Prova de Carga Estática em Estacas .....	30
2.1.4. Capacidade de Carga de Estacas .....	33
2.1.4.1. Métodos Racionais ou Teóricos .....	35
2.1.4.2. Métodos Semiempíricos.....	38
2.2. MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS .....	43
2.2.1. <i>Software Abaqus</i> .....	45
2.2.2. Modelos Constitutivos.....	45
2.2.2.1. Modelo Elástico Linear .....	46
2.2.2.2. Critério Ruptura Mohr-Coulomb .....	47
<b>3. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI</b> .....	49
3.1. LOCALIZAÇÃO .....	49
3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS.....	51
3.3. PROVAS DE CARGA.....	57
<b>4. MÉTODO</b> .....	59
4.1. MODELAGEM NUMÉRICA.....	59
4.1.1. Descrição do Modelo numérico.....	59
4.1.2. Modelos Constitutivos e seus Parâmetros .....	64
4.1.3. Sequência das Simulações.....	65
4.1.4. Condições de Contorno .....	66
4.1.5. Contatos e Interações .....	67

4.1.6.	Discretização da Malha.....	68
4.1.7.	Calibração do Modelo Numérico.....	70
4.1.8.	Extração dos Resultados.....	70
4.2.	COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS E MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	71
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>72</b>
5.1.	ANÁLISE DA CARGA TOTAL.....	72
5.1.1.	Carga Total x Deslocamento e Análise Paramétrica.....	72
5.1.2.	Equação Normalizada para Estimativa de Carga Total.....	76
5.2.	RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL.....	79
5.2.1.	Resistência por Atrito Lateral ao longo da profundidade e Análise Paramétrica.....	80
5.2.2.	Equação Normalizada para Estimativa de Resistência Lateral.....	83
5.3.	RESISTÊNCIA DE PONTA.....	86
5.3.1.	Resistência de ponta e Análise Paramétrica.....	87
5.3.2.	Equação Normalizada para Estimativa da Carga de Ponta.....	89
5.4.	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	92
5.5.	COMPORTAMENTO DOS COEFICIENTES DA INTERFACE SOLO-ESTACA.....	104
5.5.1.	Coeficiente $\beta$ .....	104
5.5.2.	Coeficiente de Empuxo do Solo na Interface - $K_s$ .....	106
5.5.3.	Coeficiente de Atrito na Interface – $\mu$ .....	108
5.6.	DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE DESLOCAMENTOS, DEFORMAÇÕES E TENSÕES.....	111
<b>6.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>117</b>
6.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	119
<b>7.</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>120</b>
<b>APÊNDICES.....</b>		<b>124</b>
	APÊNDICE A – ATRITO LATERAL UNITÁRIO $q_l$ .....	124
	APÊNDICE B - COEFICIENTE $\beta$ .....	127
	APÊNDICE C - COEFICIENTE DE EMPUXO $K_s$ .....	130
	APÊNDICE D – COEFICIENTE DE ATRITO ( $\mu$ ).....	133

## 1. INTRODUÇÃO

Estacas, um tipo de fundação profunda, são elementos estruturais projetados para transmitir cargas da superestrutura para o solo. Entre os diversos tipos de estacas, as estacas escavadas de grandes diâmetros destacam-se em condições adversas de subsolo, em áreas sísmicas e em obras como pontes, viadutos e edifícios altos.

Para a execução dessas estacas, utilizam-se fluidos estabilizadores, como bentonita ou polímeros, com o objetivo de manter a integridade da escavação em regiões com lençol freático elevado e solos instáveis (Nienov, 2016). Dependendo do processo construtivo e das propriedades do fluido e do solo, forma-se uma fina camada permeável, denominada "cake", na interface solo-estaca. Conseqüentemente, a resistência lateral de estacas escavadas com fluidos estabilizantes não depende apenas da interação solo-estaca, mas sim da interação solo-*cake*-estaca.

Apesar das significativas contribuições de estudos anteriores (O'Neill e Reese, 1999; O'Neill e Hassan, 1994; Holden, 1984; Lam et al., 2010; Lam e Jefferis, 2013; Nienov, 2016, entre outros) para o entendimento da influência do *cake* no mecanismo de interação solo-estaca, esse fenômeno ainda não é totalmente compreendido. Milititsky (2019) aponta uma grande disparidade entre a capacidade de carga medida em provas de cargas de estacas escavadas instrumentadas e os valores estimados por diversos métodos semiempíricos estabelecidos a partir de ensaios de campo.

A heterogeneidade dos solos, o nível de precisão dos métodos semiempíricos, o custo elevado dos ensaios de prova de carga e as limitações dos ensaios de interface em laboratório impõem a necessidade de incorporar análises numéricas nos estudos de estacas escavadas com fluidos estabilizantes. Na maioria dos estudos numéricos anteriores sobre estacas escavadas, as análises são simplificadas ao não simular diretamente o *cake*, devido à indisponibilidade dos parâmetros e da geometria que descrevem seu comportamento. Ou seja, busca-se primeiramente entender o mecanismo de interação solo-estaca para, posteriormente, estudar a interação solo-*cake*-estaca.

Costa (2013) analisou o comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro por meio de métodos numéricos baseados em elementos finitos, utilizando o *software Abaqus* e as informações do Campo Experimental de Araquari. Diante dos problemas encontrados por Costa (2013) e considerando suas recomendações para trabalhos futuros, este estudo visa dar continuidade à sua pesquisa, adotando abordagens diferentes para a análise numérica do comportamento de estacas escavadas. Assim, o objetivo deste trabalho é realizar uma análise numérica do comportamento de estacas escavadas, visando estimar a capacidade de carga e compreender os parâmetros de interface solo-estaca.

Os itens seguintes apresentam a justificativa e os objetivos deste Trabalho de Conclusão de Curso.

### 1.1.JUSTIFICATIVA

Tradicionalmente, as fundações de pontes, viadutos e obras industriais utilizam estacas escavadas como elementos de fundação quando as condições são favoráveis. Com a verticalização dos edifícios nos centros urbanos, as cargas impostas aos elementos de fundação aumentam, exigindo fundações capazes de suportar altas capacidades de carga de forma segura, econômica, sustentável e eficiente. Para atender a essa demanda, estacas escavadas de grande diâmetro são cada vez mais empregadas, sendo crucial estimar adequadamente sua capacidade de carga para atingir um dos principais objetivos do dimensionamento de fundações.

A contínua necessidade de compreender o comportamento das estacas escavadas justifica a elaboração deste trabalho. Além de realizar uma modelagem numérica de prova de carga, este estudo buscou avaliar a influência da geometria das estacas no comportamento da fundação e analisar padrões de comportamento para estabelecer equações que permitam estimar as cargas totais, de ponta e de atrito lateral.

## 1.2. OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho foram divididos em geral e específicos e são descritos nos itens a seguir.

### 1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em estudar o comportamento de estacas escavadas em solos arenosos, utilizando *software Abaqus* dos elementos finitos.

### 1.2.2. Objetivo Específico

Com o intuito de atingir o objetivo geral, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos:

- Modelar numericamente o ensaio de prova de carga em estacas escavadas de diferentes diâmetros e comprimentos;
- Analisar a influência da geometria das estacas no comportamento das cargas totais, de ponta e de atrito lateral;
- Formular expressões normalizadas para estimar as cargas totais, de ponta e de atrito lateral a partir da geometria e deslocamento de estacas;
- Comparar os resultados da modelagem numérica com os resultados dos métodos semiempíricos e da prova de carga do Campo Experimental de Araquari;
- Analisar a variação dos coeficientes  $\beta$ ,  $K_s$  e  $\mu$  na interface solo-estaca ao longo da profundidade, bem como a influência da geometria da estaca na variação desses parâmetros;

### 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O Capítulo 1 introduz de forma concisa a ideia central deste trabalho, apresentando os objetivos, a justificativa e a estrutura da pesquisa.

O Capítulo 2 dedica-se à fundamentação teórica necessária para compreensão e o desenvolvimento deste trabalho. São explorados temas relacionados às fundações profundas e aos métodos dos elementos finitos.

No Capítulo 3, é descrito o Campo Experimental de Araquari (CEA), onde foram realizados ensaios de prova de carga em estacas escavadas instrumentadas ao longo da profundidade. São detalhadas as características geotécnicas do local, o tipo de solo encontrado e os procedimentos adotados para a instalação e instrumentação das estacas. A elaboração deste capítulo baseou-se nos trabalhos de Brochero (2014), Nienov (2016), Lavallo (2017) e Sestrem (2018) realizados no CEA.

O Capítulo 4 descreve a metodologia utilizada no desenvolvimento deste trabalho, abordando as considerações e hipóteses adotadas.

O Capítulo 5 apresenta os resultados das análises realizadas. São discutidos os resultados numéricos da capacidade de carga das estacas escavadas, as equações normalizadas propostas, comparações entre resultados numéricos, semiempíricos e provenientes de provas de carga, além da análise dos coeficientes de interface.

No capítulo 6, são apresentadas as conclusões gerais do estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo aborda de forma sucinta os principais conceitos necessários para a compreensão e o desenvolvimento deste estudo, abrangendo os tópicos de estacas escavadas, provas de carga estática, métodos de previsão de capacidade de carga e o método dos elementos finitos.

### 2.1. FUNDAÇÃO PROFUNDA

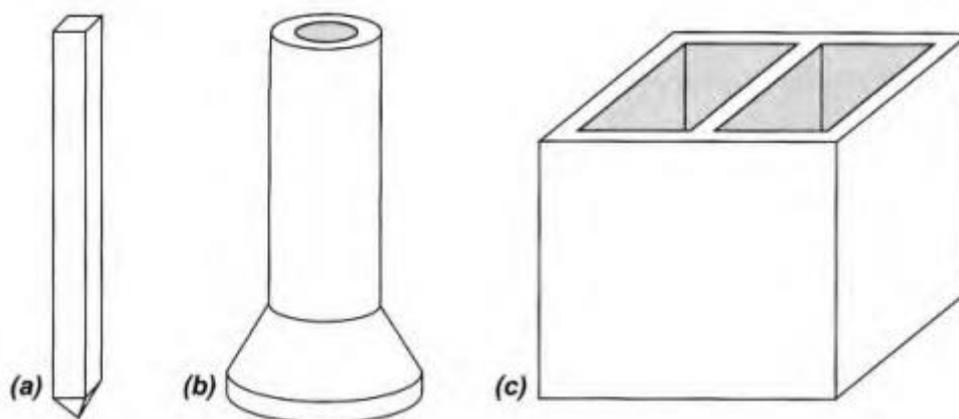
Cintra e Aoki (2010), Terzaghi (1943), Bowles (1988) e Das (2007), em consonância, definem as fundações profundas como aquelas em que a carga é transmitida para camadas mais profundas do solo através de atrito lateral e resistência de ponta. Para a NBR 6122 (ABNT, 2022), fundação profunda é um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência lateral) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa.

A Figura 1 apresenta as 3 categorias de fundação profunda: estacas, tubulões e caixões, sendo que cada uma tem suas aplicações específicas. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), as estacas diferenciam-se dos tubulões e caixões por serem executadas exclusivamente por equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade de descida de operários em seu interior em qualquer fase. A distinção entre tubulão e caixão reside na geometria: o tubulão é cilíndrico, enquanto o caixão é prismático. Em termos gerais, a escolha do tipo de fundação profunda depende das características do solo, das cargas da estrutura, das condições do local, das premissas do projeto, das práticas construtivas regionais e de considerações econômicas.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações em estacas podem ser classificadas com base em diferentes critérios. Com relação ao material, as estacas podem ser (i) de madeira, (ii) de concreto, (iii) de aço, e (iv) mistas. De acordo com o

processo executivo, elas podem ser categorizadas conforme o efeito ou tipo de deslocamento que provocam no solo durante a execução. Conforme ilustrado na Tabela 1, elas são classificadas em: a) "de deslocamento", que inclui estacas cravadas em geral, onde o solo no espaço ocupado pela estaca é deslocado horizontalmente; e b) "de substituição", que inclui estacas escavadas em geral, onde o solo no espaço a ser ocupado pela estaca é removido, resultando em algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Figura 1 - Principais tipos de fundação profunda. Estacas (a), Tubulões (b) e Caixões (c).



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Tabela 1 - Tipos de Estacas.

Tipos de execução		Estacas	
De deslocamento	Grande	(i)	Madeira
		(ii)	Pré-moldadas de concreto
		(iii)	Tubos de aço de ponta fechada
		(iv)	Tipo Franki
		(v)	Microestacas injetas
De deslocamento	Pequeno	(i)	Perfis de aço
		(ii)	Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
		(iii)	Estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento		(i)	Estacas escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação
		(ii)	Estacas raiz
De substituição		(i)	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
		(ii)	Tipo Strauss
		(iii)	Estaca hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Considerando o objeto deste estudo, os itens a seguir abordam essencialmente as particularidades das estacas escavadas.

### 2.1.1. Estacas Escavadas

De acordo com a NBR 6122 (ABNT,2022), a estaca escavada é um tipo de fundação profunda moldada in loco, podendo utilizar ou não fluidos estabilizantes, ou revestimento total ou parcial. A norma especifica que as estacas escavadas mecanicamente são executadas através da perfuração do solo com trado mecânico, sem a necessidade de revestimento ou fluido estabilizante. Em contraste, as estacas escavadas com o uso de fluido estabilizante (ou água, quando há revestimento metálico) utilizam esses fluidos para garantir a estabilidade das paredes da escavação. O fluido estabilizante pode ser lama bentonítica ou polímeros sintéticos, naturais ou naturais modificados, e a concretagem é realizada submersa, com o concreto deslocando o fluido estabilizante para fora do furo. As estacas escavadas podem apresentar seções circulares (estacões), retangulares (barretes) ou seções compostas.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas escavadas são executadas em diversas condições de terreno, com comprimentos que ultrapassam 50 m e seção transversal circular de até 2,50 m de diâmetro. Além dessas características, os autores destacam as seguintes vantagens: a) possibilidade de execução em zonas urbanas, pois não produzem perturbações na vizinhança em decorrência de levantamento do solo ou vibrações durante a instalação; b) cargas admissíveis elevadas (acima de 10.000 kN); c) adaptação fácil as variações de terreno; e d) conhecimento do terreno atravessado.

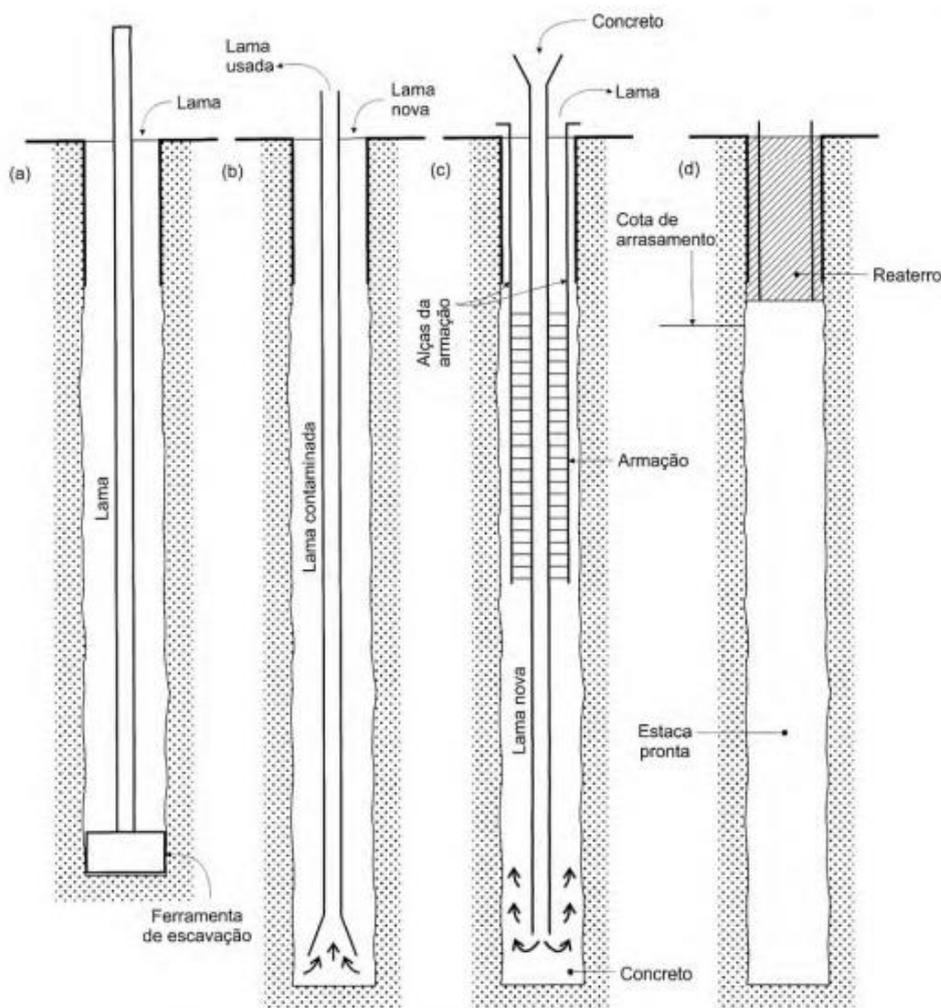
#### 2.1.1.1. Procedimento Executivo

A execução das estacas escavadas destaca-se pela escavação de um furo no solo, cujas paredes são temporariamente sustentadas por meio de técnicas adequadas, permitindo a posterior concretagem ou inserção do elemento estrutural.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) explica que antes de iniciar a escavação da estaca e com o objetivo de guiar a ferramenta de escavação, deve ser cravada uma camisa metálica ou executada uma mureta-guia. Estas guias devem ser cerca de 5 cm maiores que a estaca projetada e devem ser embutidas no terreno com um comprimento não inferior a 1,0 m. É crucial garantir a continuidade da perfuração até a sua conclusão, considerando que a escavação da estaca é realizada simultaneamente ao lançamento do fluido estabilizante, mantendo o nível do fluido sempre, no mínimo, 2,0 m acima do lençol freático.

A Figura 2 ilustra o procedimento executivo de estacas escavadas com uso de fluidos estabilizantes, segundo Velloso e Lopes (2010).

Figura 2 - Ilustração do procedimento executivo de estaca escavada com uso de fluido estabilizante.

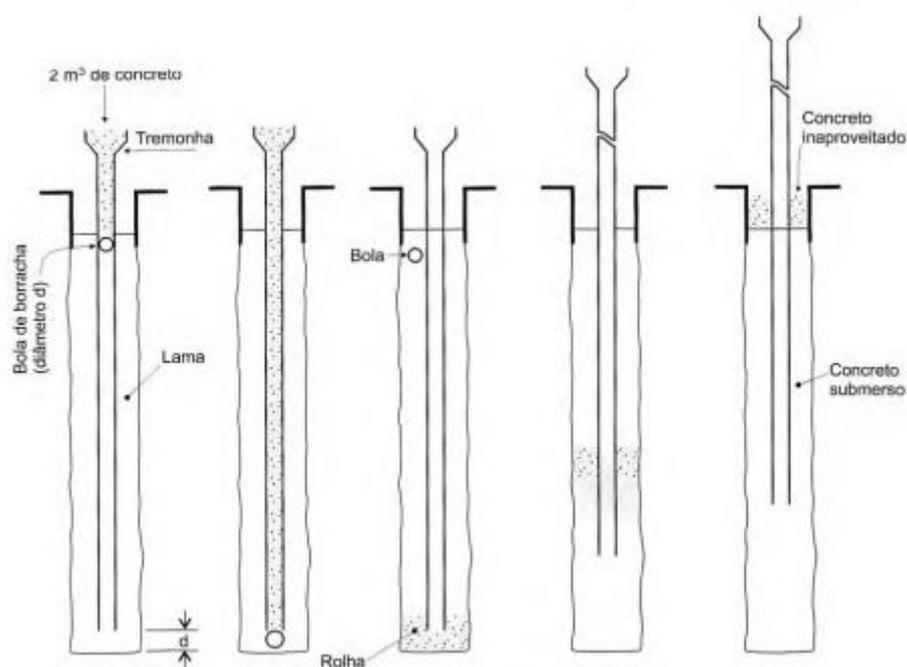


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) recomenda a colocação da armadura antes do início da concretagem, utilizando espaçadores. A concretagem deve ser realizada imediatamente após as operações anteriores, até, no mínimo, 50 cm acima da cota de arrasamento. Este processo é realizado de forma submersa e contínua, utilizando o tubo tremonha.

A Figura 3 detalha o procedimento de concretagem de estacas escavadas. Velloso e Lopes (2010) explicam que, após a escavação e preenchimento com concreto, é necessário realizar o reaterro nos trechos em que houve perfuração, mas sem concretagem, a fim de evitar desmoronamentos. Em seguida, a camisa metálica é removida e a estaca está finalizada.

Figura 3 - Etapas da concretagem com a tremonha.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

#### 2.1.1.2. Fluidos Estabilizantes

Conforme Velloso e Lopes (2010), os fluidos estabilizantes, como bentonita e polímeros, são utilizados principalmente quando é necessário preservar a integridade

das paredes de escavação, sendo desnecessários em escavações realizadas em solos argilosos acima do nível do lençol freático.

A pasta de bentonita, uma mistura de bentonita e água, é preferida por sua acessibilidade, propriedades, custo-benefício e facilidade de aplicação. Os três tipos principais de bentonita - cálcica, sódica e ativada com sódio - são compostos por argilominerais do tipo montmorilonita e apresentam diferentes graus de expansibilidade quando hidratadas, com as bentonitas sódicas exibindo as maiores expansões (Santos, 1975). Fleming e Sliwinski (1977) explicam que:

“Quando se coloca a bentonita na água, a montmorilonita sódica experimenta uma expansão intracristalina. A expansão então continua com uma rápida absorção de grande quantidade d'água (expansão osmótica). Essa expansão adicional é o resultado de forças repulsivas que são criadas entre superfícies de partículas, que fazem com que elas se afastem umas das outras. (...) Como consequência, forma-se uma suspensão de partículas lamelares com uma carga negativa na superfície (face), uma carga positiva na aresta, envoltas em nuvens de cátions. (...) Se a suspensão de bentonita for colocada sobre um filtro, forma-se uma película impermeável (*cake*) de partículas de bentonita hidratada, que constitui uma barreira à perda de água através do meio filtrante. Essas são as propriedades essenciais que tornam possível o emprego da bentonita na estabilização de uma perfuração durante sua escavação e mantê-la assim até a concretagem que formará a estaca.”

A NBR 6122 (ABNT, 2022) especifica as propriedades requeridas para bentonitas utilizadas como fluidos estabilizantes (Tabela 2).

Tabela 2 - Propriedades da lama bentonítica para perfuração.

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm <sup>3</sup> a 1,10 g/cm <sup>3</sup>	Densímetro
Viscosidade	30 s/qt a 90 s/qt	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	Baroid sand contente ou similar

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022).

Como alternativa às lamas bentoníticas, a utilização de polímeros vem crescendo devido às suas propriedades de viscosidade, preocupações ambientais, tempo de processamento e mistura, possibilidade de reutilização, alto desempenho, capacidade de formar *cake* e de controlar a pressão da água subterrânea (O'Neill e Reese, 1999; O'Neill e Hassan, 1994).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) especifica na Tabela 3 as propriedades requeridas para polímeros utilizados como fluidos estabilizantes.

Tabela 3 - Propriedades do polímero para perfuração.

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,005 g/cm <sup>3</sup> a 1,10 g/cm <sup>3</sup>	Densímetro
Viscosidade	35 s/qt a 120 "s/qt	Funil Marsh
pH	9 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 4,5%	Baroid sand contente ou similar

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022).

O comportamento do *cake* formado ao redor do fuste da estaca depende das propriedades dos fluidos estabilizantes, do tipo de solo e do processo construtivo. Esse *cake* é fundamental para a estabilização das paredes da escavação e para evitar a infiltração significativa de fluido no solo, além de influenciar o mecanismo de interação entre a estaca e o solo (O'Neill e Reese, 1999; Hachich *et al.*, 1998). De forma resumida, a seção seguinte apresenta o desempenho de estacas escavadas, com ênfase na influência do *cake* nesse desempenho.

#### 2.1.2. Desempenho de Estacas Escavadas com Auxílio de Fluido Estabilizante

No campo, provas de carga têm sido utilizadas como método eficiente para investigar o comportamento das estacas escavadas com fluidos estabilizantes. Numerosos estudos exploraram o mecanismo de formação do *cake* e seu efeito no comportamento das estacas escavadas, utilizando diferentes fluidos estabilizantes, solos e tempos de exposição (Holden, 1984; O'Neill e Hassan, 1994; Lam *et al.*, 2010).

De acordo com Lam e Jefferis (2013), ao contrário da bentonita, os polímeros geralmente não formam um *cake* espesso ao redor do fuste da estaca. Tucker e Reese (1984) e Majano *et al.* (1994) apresentaram considerações importantes sobre fluidos estabilizantes e sua influência no desempenho das estacas.

Hachich *et al.* (1998) afirmaram que ferramentas de escavação e a colocação de concreto podem facilmente remover um *cake* espesso e fraco, sendo que essa remoção é mais provável em solo de baixa permeabilidade. O impacto da remoção da espessura do *cake* durante a concretagem foi discutido também por Tucker e Reese (1984).

Com relação ao atrito lateral, Lam *et al.* (2010) observaram uma redução significativa dessa resistência devido à exposição prolongada da lama de bentonita e ao aumento da espessura do *cake*. Majano *et al.* (1994), Brown (2002), Lam *et al.* (2010) e Nienov (2016) relataram resistências laterais mais altas em estacas escavadas com polímeros em comparação com as de bentonita. Frizzi *et al.* (2004) observaram comportamento reverso em rochas e areia. Hachich *et al.* (1998) enfatizaram que o tempo prolongado de exposição das paredes do furo influencia mais o atrito lateral do que as camadas de *cake* de bentonita.

No laboratório, Hemadasa, Silva e Nawagamuwa (2022) estudaram a influência dos fluidos estabilizantes no desempenho de estacas escavadas, focando em solos lateríticos e areia. Em solos lateríticos, os resultados experimentais mostraram que a formação do *cake* de bentonita aumentou a coesão e reduziu o ângulo de atrito da interface. Em contraste, a interface solo-estaca não apresentou formação de *cake*, mantendo inalterados os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Em solo arenoso, a utilização de bentonita aumentou a coesão e diminuiu o ângulo de atrito da interface ao longo do tempo. Não foram observadas alterações significativas nos parâmetros de resistência da interface ao longo do tempo quando foi utilizado polímero.

De maneira similar, Yoo e Han (2019) investigaram a influência de fluidos estabilizantes na resistência de interface por meio de ensaios de cisalhamento direto, considerando vários níveis de tensão normal, tipos de fluidos e tempos de filtração. Os resultados mostraram que a utilização de bentonitas reduziu drasticamente a resistência da interface e aumentou a espessura do *cake* à medida que o tempo de filtração aumentava. Por outro lado, a resistência da interface praticamente não variou

De modo geral, fatores como viscosidade, concentração, tipo, tempo de mistura e de exposição dos fluidos influenciam a formação do *cake* e, conseqüentemente, o desempenho das estacas escavadas.

### 2.1.3. Prova de Carga Estática em Estacas

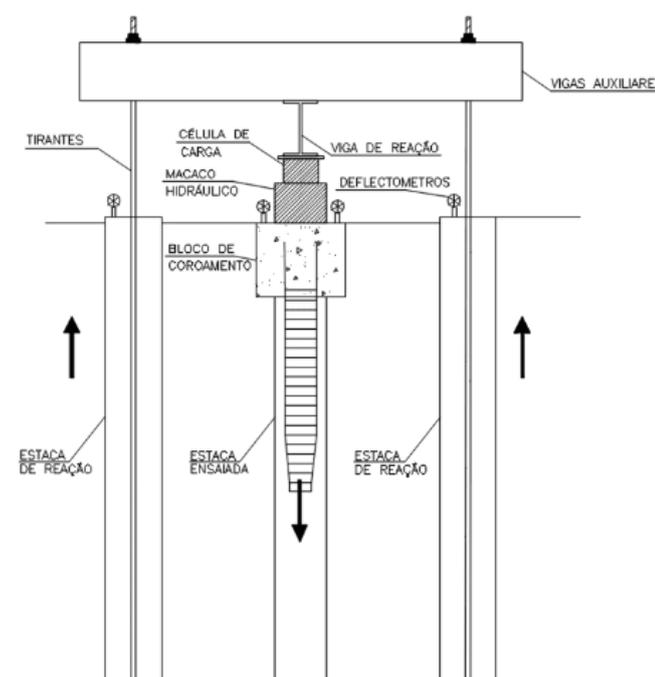
Os ensaios de prova de carga em estacas são os métodos *in situ* mais eficientes para analisar o desempenho de estacas e investigar o mecanismo de

interação solo-estaca. Com base nas observações de campo e nos resultados de provas de carga (medidas de carga versus deslocamento), Peck (1969) enfatiza a possibilidade de adaptação de projetos para maior segurança e redução de custos.

Dentre os tipos de provas de carga existentes, as provas de carga estáticas são geralmente preferidas, por conseguirem replicar as condições de carregamento impostas por estruturas durante a execução (Nienov, 2016). A prova de carga estática consiste na aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca, em incrementos sucessivos (iguais ou não), monitorando os respectivos deslocamentos do topo até que se atinja, pelo menos, duas vezes a carga admissível definida em projeto ou a ruptura geotécnica (recalques incessantes no elemento com carga constante), ou deslocamentos ou cargas máximas pré-estabelecidos. De acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019), os esforços aplicados podem ser verticais, horizontais ou inclinados, conforme os critérios estabelecidos.

A Figura 4 ilustra a configuração típica da aparelhagem utilizada para a aplicação de carga estática, enquanto a Figura 5 mostra a execução de uma prova de carga estática in loco.

Figura 4 – Aparelhagem para aplicação de carga estática em estacas escavadas



Fonte: Gontijo Fundações (2023).

Figura 5 - Execução da Prova de Carga estática



Fonte: Gontijo Fundações (2023).

A norma NBR 16903 (ABNT, 2020) recomenda que a distância mínima entre o sistema de reação e a estaca-teste seja de 1,5 m ou três vezes o diâmetro do componente a ser ensaiado, medida entre os eixos dos elementos. No caso de sistemas de cargueiras, essa distância mínima é medida do eixo da estaca-teste até o ponto mais próximo do apoio da cargueira. Além disso, a norma estabelece critérios específicos para os equipamentos de medição de carga e deslocamentos.

Para a NBR 6489 (ABNT, 2019), a prova de carga pode ser executada por meio de um dos seguintes processos:

- i. **Com carregamento lento:** deve ser executado em estágios iguais e sucessivos onde a carga aplicada não pode ser superior a 20% da carga admissível prevista para o terreno ensaiado e, ainda, em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 minutos
- ii. **Com carregamento rápido:** deve ser executado em estágios iguais e sucessivos onde a carga aplicada não pode ser superior a 10% da carga admissível para o terreno ensaiado e, ainda, em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independente da estabilização dos

deslocamentos. Ao atingir a carga máxima do ensaio, caso não sejam atingidos deslocamentos que caracterizem a ruptura geotécnica, devem ser feitas cinco leituras. Em seguida, proceder o descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios. Após o descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais.

- iii. **Com carregamento misto tipo 1 (lento seguido de rápido):** O ensaio é feito com carregamento rápido até a carga 0,8 vez a carga admissível prevista para o terreno ensaiado. Em seguida, executar o ensaio com carregamento lento.
- iv. **Com carregamento misto tipo 2 (rápido seguido de lento):** O ensaio é feito com carregamento lento até a carga 1,2 vez a carga de trabalho prevista para o terreno ensaiado. Em seguida, executar o ensaio com carregamento rápido.
- v. **Com carregamento cíclico, lento ou rápido:** o carregamento deve ser feito em ciclos de carga-descarga com incrementos iguais e sucessivos.

Nienov (2016) destaca a importância da instrumentação ao longo do fuste das estacas para uma melhor compreensão dos mecanismos de interação, transferência de carga ao longo da profundidade e da curva carga-deslocamento. O autor apresenta diversos métodos e equipamentos utilizados para a instrumentação de estacas em profundidade.

#### 2.1.4. Capacidade de Carga de Estacas

Alonso (1991) define a capacidade de carga de uma estaca como a carga que provoca a ruptura ou escoamento do solo, ou a falha dos elementos de fundação. Portanto, a capacidade de carga pode ser considerada como o menor dos dois valores: a resistência do solo que suporta a estaca ou a resistência estrutural da própria estaca. Geralmente, a ruptura do solo ocorre antes do colapso da estaca, uma vez que o solo é a parte mais frágil na interação entre ambos (Cintra e Aoki, 2000).

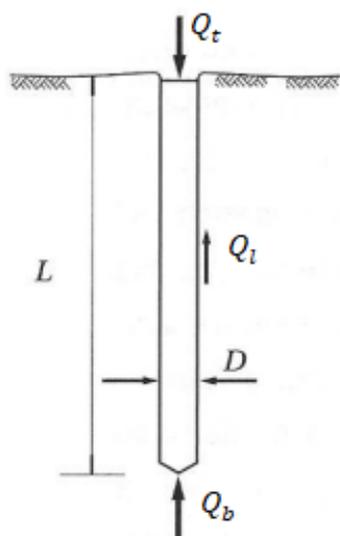
Em termos admissíveis, a NBR 6122 (ABNT, 2022), define a capacidade de carga como a máxima carga que, aplicada sobre a estaca, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Em todos os casos, conforme explicado por Cintra e Aoki

(2000), a capacidade de carga depende da interação entre o solo e o elemento de fundação, envolvendo as propriedades dos solos mobilizados, as propriedades e a geometria da estaca, e as condições de carregamento.

Portanto, como mostra a Figura 6, a capacidade de carga geotécnica à compressão de estacas ( $Q_t$  ou  $Q_{ult}$ ) - Equação (1) - corresponde a soma da resistência mobilizada na ponta da estaca ( $Q_b$ ) com a resistência mobilizada no fuste ( $Q_l$ ) em contato com o solo (Cintra e Aoki, 2010).

$$Q_t = Q_l + Q_b \quad (1)$$

Figura 6 - Parcelas da resistência que constituem a capacidade de carga



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

A resistência de ponta ( $Q_b$ ) é calculada multiplicando-se a resistência de ponta por unidade de tensão ( $q_b$ ) pela área de seção transversal da ponta do elemento ( $A_b$ ) conforme mostrado na Equação (2).

$$Q_b = q_b \cdot A_b \quad (2)$$

A resistência lateral ( $Q_l$ ) é determinada multiplicando-se o perímetro da estaca ( $U$ ) pelo somatório das tensões resistentes de atrito lateral ao longo do fuste da estaca ( $q_l$  ou  $\tau_l$ ), conforme descrito na Equação (3).

$$Q_l = U \cdot \sum_1^n (q_l \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

Desse modo, a Equação (1) pode ser reescrita na forma da Equação (4).

$$Q_t = q_b \cdot A_b + U \cdot \sum_1^n (q_l \cdot \Delta_L) \quad (4)$$

Nesse viés, a capacidade de carga de cada elemento isolado de fundação pode ser estimada, na fase de projeto, através de vários métodos, incluindo os métodos teóricos e empíricos apresentados nos itens seguintes.

#### 2.1.4.1. Métodos Racionais ou Teóricos

Os métodos racionais utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros de solo para analisar o desempenho de estacas e estimar a carga de ruptura, determinando as resistências unitárias de ponta ( $q_b$ ) e de atrito lateral ( $q_l$ ). Diversos autores, como Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vésic (1972), propuseram soluções clássicas baseadas no mecanismo de ruptura do solo abaixo da base da estaca, semelhante à abordagem utilizada em fundações rasas.

Para determinar a resistência unitária de ponta ( $q_b$ ), diferentes superfícies de ruptura são consideradas, além da contribuição do solo acima do plano da base da estaca. A Figura 7 ilustra as representações das superfícies teóricas assumidas por diversos autores.

De modo geral, a resistência unitária de ponta de estacas longas em solos arenosos pode ser estimada com base na Equação (5), desconsiderando os termos ( $c \cdot N_c$ ) quando solos são puramente friccionais e ( $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$ ) quando estacas são longas ( $L/D > 15$ ).

$$q_b = K_s \cdot \sigma'_v \cdot N_q \quad (5)$$

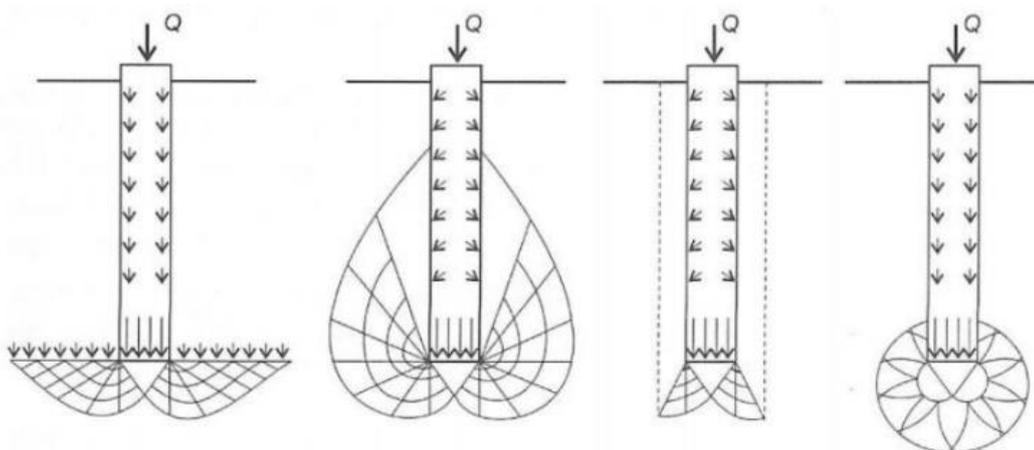
Sendo  $\sigma'_v$  a tensão vertical efetiva na base da estaca,  $N_q$  o fator de capacidade de carga e  $K_s$  o coeficiente de empuxo do solo contra o fuste, na vizinhança da ponta da estaca cravada, varia entre 0,5 (areias fofas) e 1 (areias compactas e considerada em maioria dos trabalhos).

A determinação da resistência unitária lateral na interface solo-estaca ( $q_l$ ) ao longo do fuste segue a analogia utilizada para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. A formulação genérica para a resistência lateral unitária ( $q_l$ ), desenvolvida entre a estaca e o solo, é expressa pela Equação (6). Esta formulação considera a soma de duas componentes: a aderência entre a estaca e o solo ( $c_\alpha$ ) e a tensão horizontal média ( $\sigma'_h$ ) atuante na superfície lateral da estaca.

$$q_l = c_\alpha + \sigma'_h \cdot \tan \delta = \alpha + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (6)$$

onde  $c_\alpha$  é a aderência entre a estaca e o solo (para solo arenoso  $c_\alpha = 0$ ),  $K_s$  é o coeficiente de tensão lateral do solo,  $\sigma'_v$  é a tensão vertical efetiva média e  $\delta$  é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo (normalmente considerados em termos efetivos).

Figura 7 - Superfícies de rupturas teóricas



Fonte: Adaptado de Vesic (1965).

Velloso e Lopes (2010) explicaram que, em alguns casos, os valores de  $c_\alpha$  e  $\delta$  podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório, como ensaios de

resistência ao cisalhamento na interface entre o material da estaca e o solo. O ângulo de atrito da interface ( $\delta$ ) varia entre 0,5 e 1 vez o ângulo de atrito interno efetivo do solo ( $\varphi'$ ). Os parâmetros  $c_\alpha$  e  $\delta$ , e a tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) na interface dependem do processo construtivo; portanto, a tendência é estimar  $q_l$  com base em dados empíricos obtidos de observações de campo.

O coeficiente  $K_s$ , depende do estado de tensões iniciais no solo e do método de execução da estaca; e ainda é afetado pelo comprimento e forma da estaca (Velloso e Lopes, 2010). Segundo Salgado (2006a, b), para areias ligeiramente dilatáveis,  $K_s$  é próximo do valor de  $K_0$ , mas para areias densas a muito densas,  $K_s$  pode ser significativamente maior do que o  $K_0$ .

Velloso e Lopes (2010) afirmaram que, em estacas cravadas com pequeno deslocamento,  $K_s$  é um pouco maior do que  $K_0$  e raramente excede 1. Para estacas cravadas curtas e de grande deslocamento em areia,  $K_s$  pode assumir valores maiores que 1. De qualquer modo, o valor de  $K_s$  situa-se entre os valores de coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) e coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ), definidos pelas Equações (7) e (8), respectivamente.

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (8)$$

O método  $\beta$ , geralmente utilizado para solos finos, pode ser considerado para estimativa de resistência lateral unitária, por meio da Equação (9).

$$q_l = \beta \cdot \sigma'_v \rightarrow \beta = \frac{q_l}{\sigma'_v} \quad (9)$$

Sendo que  $\beta$  depende dos parâmetros  $K_s$  e  $\delta$ , como mostra a Equação (10)

$$\beta = K_s \cdot \tan \delta \quad (10)$$

Fellenius (2008) apresenta faixa de variação do coeficiente  $\beta$  (Tabela 4) obtida em provas de carga para diferentes tipos de solo.

Tabela 4 - Valores aproximados do coeficiente  $\beta$ 

Tipo de Solo	Ângulo de Atrito Efetivo – $\phi'$ (°)	Coeficiente $\beta$
Argila	25-30	0,15-0,35
Silte	28-34	0,25-0,50
Areia	32-40	0,30-0,90
Cascalho	35-45	0,35-0,80

Fonte: Fellenius (2012).

#### 2.1.4.2. Métodos Semiempíricos

Os métodos semiempíricos estimam os valores das resistências de ponta e de atrito lateral utilizando os resultados de ensaios in situ (como SPT, CPT e outros). Este trabalho aborda três métodos que estimam a capacidade de carga com base no  $N_{SPT}$  (índice de resistência a penetração): Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), e Teixeira (1996), por serem amplamente utilizados no Brasil.

##### 2.1.4.2.1. Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) estima os valores das resistências unitárias de ponta e de atrito lateral por meio dos valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ), conforme demonstrado nas equações (11) e (12), respectivamente.

$$q_b = \frac{q_c}{F_1} \quad (11)$$

$$q_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (12)$$

Em que,  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) do CPT (Cone Penetration Test), bem como a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Considerando o grande volume de bases de dados dos ensaios de SPT (Standard Penetration Test), os valores de  $q_c$  foram correlacionados com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), conforme mostrado na Equação (13), onde  $K$  é o

coeficiente relacionado ao tipo de solo. Indiretamente, o atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ) também é correlacionado com  $N_{SPT}$ . A Equação (14) descreve o atrito lateral em função do  $N_{SPT}$ , utilizando a razão de atrito ( $\alpha$ ).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (13)$$

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \rightarrow f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (14)$$

A capacidade de carga ( $Q_t$  ou  $Q_{ult}$ ) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada com base na Equação (15).

$$Q_t = q_b \cdot A_b + U \cdot \sum_1^n (q_l \cdot \Delta_L) = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_b + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (15)$$

Onde  $N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e  $N_L$  é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ , ambos os valores obtidos a partir da sondagem mais próxima.

Para a determinação do valor de  $N_p$ , é tomada a média dos 3 últimos valores do  $N_{SPT}$ ; um no nível da ponta, um a 1 m acima do nível da ponta e o último a 1 m abaixo do nível da ponta. O valor de  $N_{SPT}$  a ser utilizado nos cálculos não deve ultrapassar 50 (Velloso e Lopes, 2010).

Os valores de  $F_1$  e  $F_2$ , assim como os valores de  $K$  e  $\alpha$  estão apresentados nas Tabelas 5 e 6, respectivamente.

Tabela 5 - Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  atualizados.

<b>Tipo de Estaca</b>	<b><math>F_1</math></b>	<b><math>F_2</math></b>
Franki	2,50	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2F_1$
Escavada	3,0	$2F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010) adaptado de Aoki e Velloso (1975).

Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$ .

Solo	K(MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Por último, é importante frisar que estudos posteriores desenvolvidos por Laprovitera (1988) permitiram a proposição de novos valores para os coeficientes  $K$  e  $\alpha$ , bem como para os fatores  $F_1$  e  $F_2$ . Para a determinação da carga admissível, recomenda-se utilizar um fator de segurança global igual a 2.

#### 2.1.4.2.2. Décourt e Quaresma (1978)

O método de Décourt e Quaresma determina a capacidade de carga de estacas a partir dos resultados do ensaio SPT, relacionando as resistências unitárias de ponta e de atrito lateral com  $N_{SPT}$ .

A Equação (16) permite estimar a resistência unitária de ponta ( $q_b$ ) em função de  $N_b$ , que é tomada como a média entre os valores de  $N_{SPT}$  correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. O coeficiente característico do solo ( $C$ ) leva em conta o tipo de solo e é dado na Tabela 7.

$$q_b = C \cdot N_b \quad (16)$$

Tabela 7 - Valores do coeficiente característico do solo ( $C$ ).

Tipos de Solo	C (kPa)
Argila	120
Siltes argilosos (alteração da rocha)	200
Siltes arenosos (alteração da rocha)	250
Areias	400

Fonte: Decourt e Quaresma (1978) apud Velloso e Lopes (2010).

O atrito lateral unitário ( $q_l$ ) considera os valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca e é estimado por meio da Equação (17).

$$q_l = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (17)$$

onde  $N_L$  é a média dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, independente do tipo de solo. Na determinação de  $N_L$ , os valores de  $N_{SPT}$  menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Décourt (1996) introduziu mais tarde os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas das resistências unitárias de ponta e lateral, respectivamente (Cintra e Aoki, 2010). A Equação (18) permite estimar a capacidade de carga de estacas, sendo que os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas Tabelas 8 e 9.

$$Q_t = \alpha \cdot C \cdot N_b \cdot A_p + 10 \beta \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) U \cdot L \quad (18)$$

Tabela 8 - Valores de  $\alpha$  em função do tipo de estaca e tipo de solo

Tipos de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010).

Tabela 9 - Valores de  $\beta$  em função do tipo de estaca e tipo de solo.

Tipos de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010).

Os fatores de segurança parciais iguais a 4 e 1.3 são utilizados para reduzir a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral, respectivamente, de modo a determinar a carga admissível.

## 2.1.4.2.3. Teixeira (1996)

As Equações (19) e (20), propostas por Teixeira (1996), são utilizadas para calcular as resistências unitárias de atrito lateral e de ponta, respectivamente.

$$q_l = \beta_T \cdot N_L \quad (19)$$

$$q_b = \alpha \cdot N_b \quad (20)$$

Sendo  $N_L$  a média dos valores de resistência à penetração do solo compreendido ao longo do fuste da estaca, e  $N_b$  valor médio da resistência à penetração medido no ensaio SPT no intervalo de  $4\phi$  acima da ponta da estaca até  $1\phi$  abaixo.

O fator de correção  $\alpha$  varia conforme o tipo de solo e a estaca, enquanto o parâmetro  $\beta_T$  depende somente do tipo de estaca. Os valores de  $\beta_T$  e  $\alpha$  são apresentados nas Tabelas 10 e 11, respectivamente.

Tabela 10 - Valores do parâmetro  $\beta_T$ .

Tipo de estaca	$\beta_T$ (kPa)
Pré moldada e metálica	4
Franki	5
Escavada a céu aberto*	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010).

Tabela 11 -Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	Tipo de estaca – $\alpha$ (kPa)			
	Pré moldada e metálica	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996) apud Cintra e Aoki (2010).

Por fim, a capacidade de carga proposto por Teixeira é dado pela Equação (21).

$$Q_t = q_b \cdot A_b + q_l \cdot A_l = \alpha \cdot N_b \cdot A_b + \beta_T \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (21)$$

Para estimar a capacidade de carga admissível, o autor propõe a utilização de coeficientes de segurança parciais: 4 para a parcela de ponta e 1,5 para a parcela de atrito lateral.

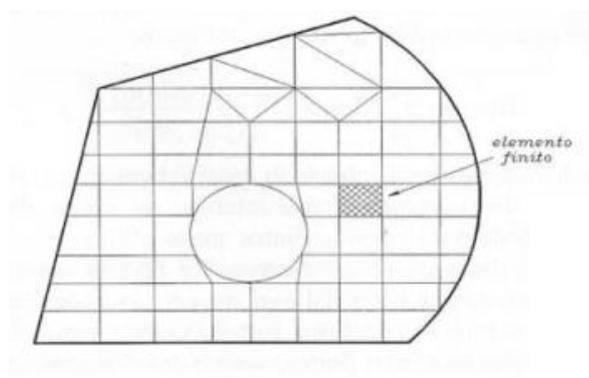
## 2.2. MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é amplamente utilizado em várias áreas da engenharia para a análise numérica rápida, precisa e econômica de problemas com carregamentos e geometrias complexos, e condições de contorno variadas. Ele permite simular problemas relacionados ao comportamento estrutural, mecânico, térmico, elétrico e químico de sistemas (Helwany, 2007). Na Engenharia Geotécnica, o MEF é aplicado para modelar vários tipos de problemas, incluindo a interação solo-estrutura.

Zienkiewicz, Taylor e Zhu (2000) explicaram que o MEF é uma técnica de aproximação numérica para a solução de problemas de valor de contorno para equações diferenciais parciais lineares. De acordo com Assan (2003), esse sistema é baseado no método de Rayleigh-Ritz e consiste na divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos finitos gerando uma rede, tornando o meio contínuo em discreto, como mostra a Figura (8).

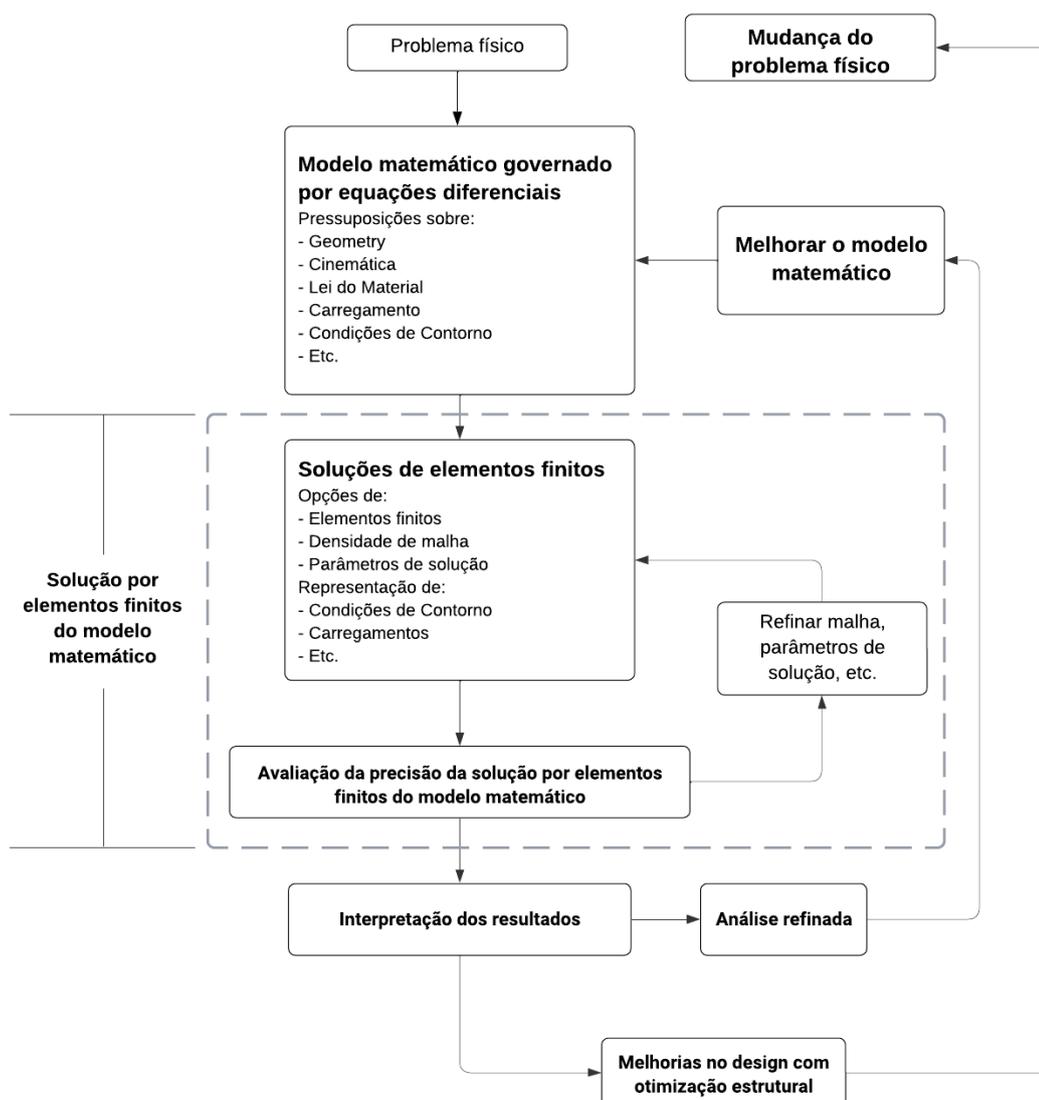
Para Reddy (1993), qualquer forma geométrica que permita o cálculo da solução ou sua aproximação, ou forneça relações necessárias entre os valores da solução em pontos selecionados, chamados nós, do subdomínio, qualifica-se como um elemento finito. Bathe (1996) explica que a idealização de um problema físico para um modelo matemático requer certas suposições que, juntas, levam a equações diferenciais que governam o modelo matemático. A análise por elementos finitos resolve esse modelo matemático, como ilustrado na Figura 9.

Figura 8 - Rede de elementos finitos.



Fonte: Assan, 2003.

Figura 9 - O processo da análise por elementos finitos.



Fonte: Bathe (1996).

A divisão da geometria em pequenos elementos permite resolver um problema complexo ao subdividi-lo em problemas mais simples. Assim, um número infinito de variáveis desconhecidas é substituído por um número limitado de elementos com comportamento bem definido. Conforme Alves Filho (2000), essas divisões podem assumir diferentes formas, como triangular, quadrilateral, entre outras, dependendo do tipo e da escala do problema.

### 2.2.1. *Software Abaqus*

Dentre os diversos softwares disponíveis no mercado, o *Abaqus*, desenvolvido pela *Dassault Systèmes Simulia Corp.*, é amplamente aplicado tanto na academia quanto nos escritórios como uma ferramenta de análise numérica baseada no MEF. Esse software permite analisar e otimizar o desempenho de produtos e componentes sob uma variedade de condições operacionais, proporcionando uma compreensão detalhada de como um sistema se comportará diante de diferentes cargas, ambientes e geometrias.

O *Abaqus* é composto por vários módulos integrados que permitem realizar diferentes tipos de análises e simulações. Um desses módulos é o *Abaqus/CAE (Complete Abaqus Environment)*, uma interface gráfica que facilita a criação de modelos, a definição de condições de contorno, a aplicação de cargas, criação da malha, análises e a visualização de resultados.

### 2.2.2. Modelos Constitutivos

Conforme descrito Potts e Zdravković (1999), os modelos constitutivos são fundamentais para prever o comportamento de materiais sob diferentes condições de carregamento. Helwany (2007) explica que os modelos constitutivos são aplicados a malha de elementos finitos para determinar as deformações causadas pelas tensões atuantes, permitindo uma compreensão mais precisa e detalhada do comportamento estrutural.

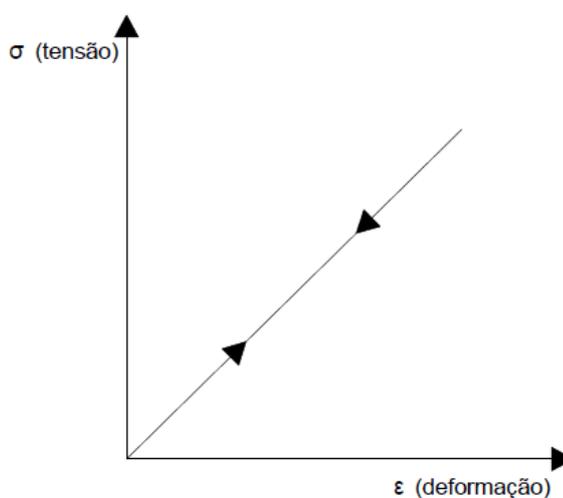
Neste trabalho, os modelos constitutivos elástico linear e elastoplástico com critério de falha de Mohr-Coulomb são abordados sucintamente a seguir. O modelo elástico linear foi utilizado para descrever o comportamento das estacas, enquanto o

modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi empregado para descrever o comportamento do solo granular.

### 2.2.2.1. Modelo Elástico Linear

Das (2013) explica que o modelo elástico linear assume uma relação direta e proporcional entre as tensões aplicadas e as deformações resultantes, onde o material retorna à sua forma original após a remoção da carga (Figura 10). Ele enfatiza que, apesar da simplicidade, esse modelo é muito útil para análises iniciais e para materiais que não sofrem grandes deformações, como as estacas de concreto. Teixeira (2006) ressalta que o estado de deformação de um material elástico é função apenas do estado de tensão, ou vice versa.

Figura 10 - Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear.



Fonte: Teixeira (2006).

A equação constitutiva da teoria da elasticidade linear, que descreve as relações tensão-deformação para um material isotrópico e elástico, é expressa pela Lei de Hooke generalizada apresentada na Equação (22).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] & \frac{1}{2G}\tau_{xy} & \frac{1}{2G}\tau_{xz} \\ \frac{1}{2G}\tau_{yx} & \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \frac{1}{2G}\tau_{yz} \\ \frac{1}{2G}\tau_{zx} & \frac{1}{2G}\tau_{zy} & \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{bmatrix} \quad (22)$$

onde  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ , e  $\varepsilon_z$  são as deformações nas direções principais,  $\varepsilon_{xy}$ ,  $\varepsilon_{xz}$ ,  $\varepsilon_{yx}$ ,  $\varepsilon_{yz}$  e  $\varepsilon_{zx}$  são as deformações cisalhantes,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  são as tensões principais normais,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zx}$  e  $\tau_{zy}$  são as tensões cisalhantes,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson,  $G$  é o módulo cisalhante e  $E$  é o módulo de Young.

No *software Abaqus*, é necessário fornecer duas das três constantes elásticas: o módulo de Young ( $E$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o módulo cisalhante ( $G$ ). Conhecidas duas dessas constantes, utiliza-se a Equação (23) para determinar o valor da terceira.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (23)$$

#### 2.2.2.2. Critério Ruptura Mohr-Coulomb

Os solos são materiais que exibem deformações elásticas quando submetidos a cargas de baixa intensidade. No entanto, à medida que a carga aumenta, as deformações plásticas se tornam mais significativas e predominantes. Os modelos elastoplásticos representam adequadamente esse comportamento dos solos.

Helwany (2007) definiu três elementos principais para explicar a teoria da plasticidade. Primeiro, um critério de escoamento (plastificação) que determina se o material responde elasticamente ou plasticamente a um aumento de carga. Segundo uma regra de endurecimento por deformação que controla a forma da relação tensão-deformação durante a deformação plástica. Terceiro, uma regra de escoamento plástico que determina a direção do aumento da deformação plástica causado por um aumento na tensão.

Para Lautenschläger (2010), um material se comporta de forma elástica quando o estado de tensões está dentro da superfície de plastificação e de forma plástica quando está sobre ela.

Para o estudo de solos granulares, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é amplamente utilizado para representar o comportamento de resistência ao cisalhamento. Desse modo, a resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) no plano de ruptura é dada pela Equação (24).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (24)$$

em que  $c$  é a coesão,  $\sigma$  é a tensão normal no plano de ruptura (no momento de ruptura) e  $\phi$  é o ângulo de atrito.

### 3. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Este capítulo apresenta a caracterização geotécnica do solo do Campo Experimental de Araquari (CEA) e os resultados das provas de carga em estacas escavadas com o uso de bentonita e polímero. Esses resultados fundamentaram o planejamento e a realização do estudo numérico deste trabalho. A elaboração deste capítulo baseou-se nos trabalhos de Brochero (2014), Nienov (2016), Lavalle (2017), Sestrem (2018) e Costa (2023).

#### 3.1. LOCALIZAÇÃO

Na região norte-catarinense, o Campo Experimental está localizado na cidade de Araquari, ao sul da cidade de Joinville, entre as coordenadas 726.996 E / 7.068.813 N e 727.009 E / 7.068.859 N (Sestrem, 2018). O local está dentro de uma área destinada à atividade da mineração pertencente a Mineração Veiga Ltda, a maior produtora de areia artificial da região sul do Brasil. (Brochero, 2014).

Figura 11 - Localização da cidade de Araquari no Estado de Santa Catarina.



Fonte: Google Imagens (2024)

Figura 12 - Localização do Campo Experimental de Araquari.



Fonte: Google Earth - Brochero (2014).

Figura 13 - Vista aérea do Campo Experimental de Araquari, em Santa Catarina.



Fonte: Sestrem (2018).

A investigação geotécnica foi extensiva a uma área de 1.200m por 500m, a partir da qual foi escolhida a área 4, indicada na Figura 12, para a execução das estacas.

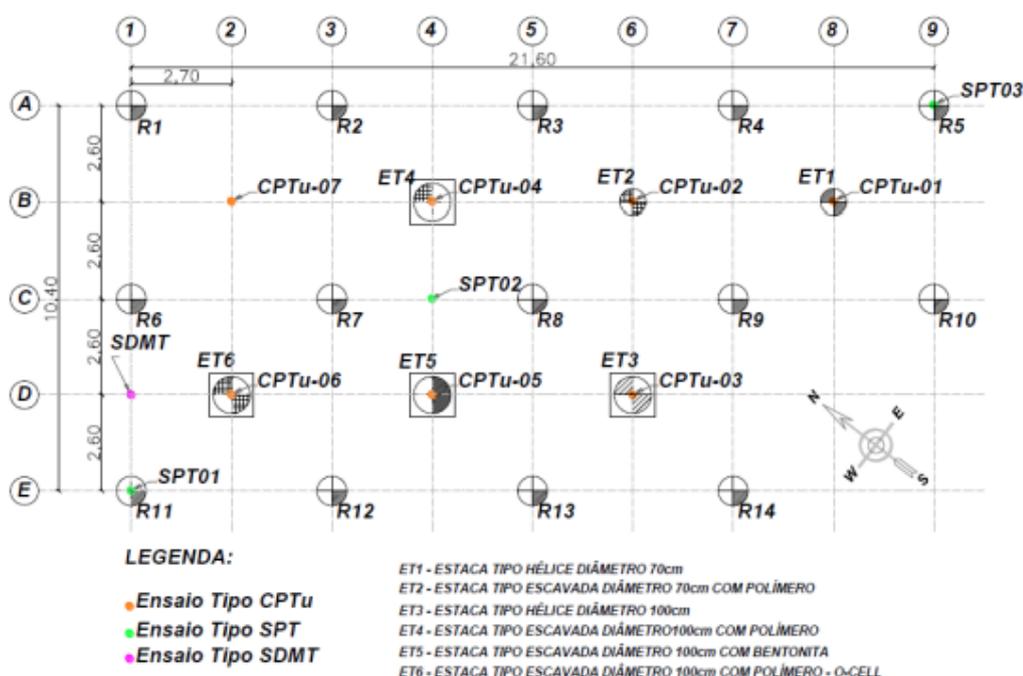
### 3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

No Campo Experimental de Araquari (CEA), foram realizadas duas campanhas de investigação geotécnica com o propósito de adquirir dados sobre as camadas do subsolo e avaliar os parâmetros geotécnicos pertinentes. A partir da análise dos resultados obtidos durante a investigação de campo e da coleta de amostras para posterior caracterização em laboratório, foi possível estabelecer o perfil do solo encontrado (Brochero, 2014 e Nienov, 2016).

A primeira campanha envolveu 7 ensaios CPTu (Piezocone Penetration Test) realizados em uma área de 3.600 m<sup>2</sup> (mais detalhes em Brochero, 2014). Já a segunda campanha incluiu sete ensaios CPTu complementares em uma área de 225 m<sup>2</sup>, além de três ensaios SPT (Standard Penetration Test) e um ensaio SDMT (Seismic Dilatometer Test).

Na Figura 14 é apresentada a planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados in situ referente a 2ª campanha realizada (CPTu, SPT e SDMT).

Figura 14 - Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios SPT e CPTu.

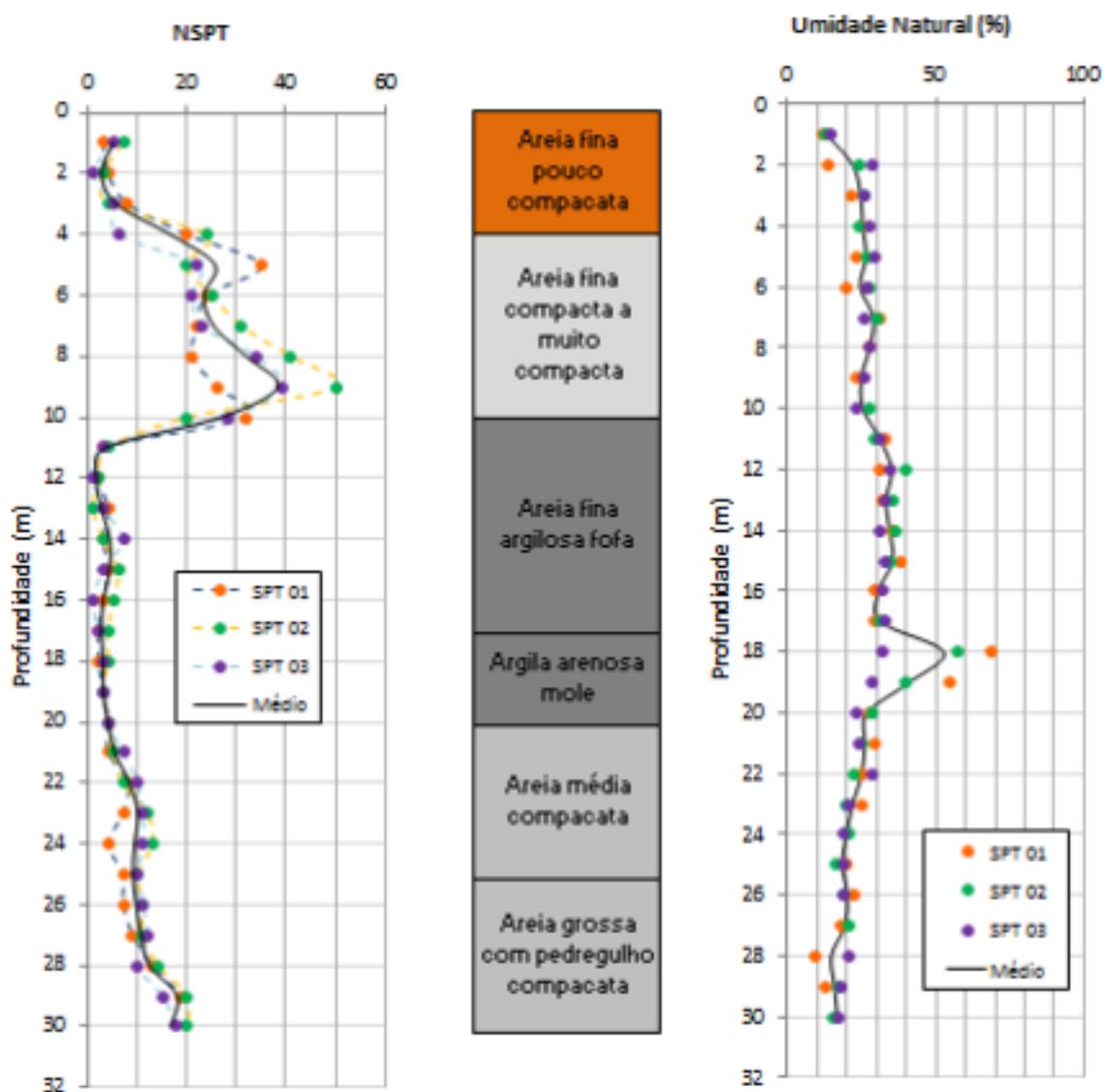


Fonte: Nienov (2016).

A análise e interpretação dos resultados possibilitou a classificação do solo, determinação de parâmetros de resistência e densidades relativas de campo, módulos de deformação, história de tensões e o índice de pressão lateral.

Os perfis de sondagem SPT, ilustrados na Figura 15, apresentam a variação dos valores  $N_{SPT}$  em função da profundidade, assim como os materiais de cada camada. Destaca-se a predominância de solos arenosos, com uma camada intermediária de argila silto arenosa situada entre 18 e 22 metros de profundidade.

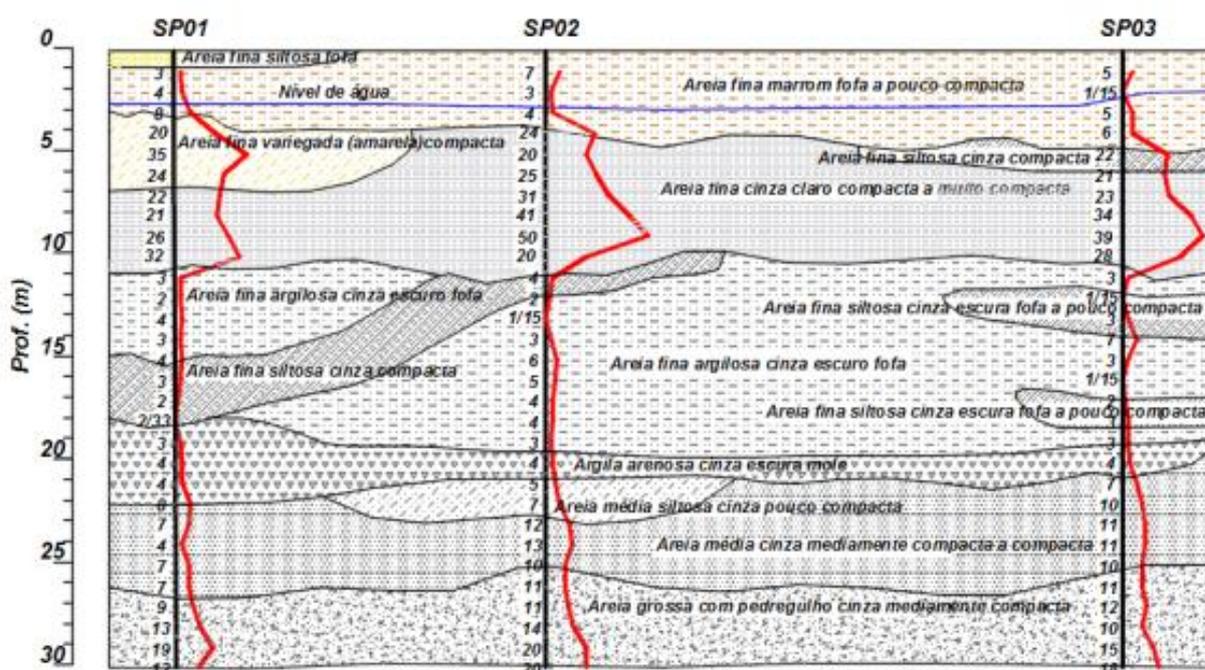
Figura 15 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade.



Fonte: Nienov (2016).

A Figura 16 ilustra o perfil geológico-geotécnico elaborado a partir dos resultados dos ensaios SPT. De maneira detalhada, a figura revela a presença de uma camada de areia de baixa a moderada compactação até uma profundidade de 4 m. Entre as profundidades de 11 m e 18 m, identifica-se uma camada de areia compacta. Entre as profundidades de 18 m e 22 m, observa-se uma camada de argila silto-arenosa, seguida por uma camada de areia de granulometria média a grossa, com compactação variando de média a alta, estendendo-se até os 30 m de profundidade. A umidade dos solos apresenta variação entre 10% e 70% (Lavalle, 2017).

Figura 16 - Perfil geológico-geotécnico baseado no ensaio de SPT.



Fonte: Nienov (2016).

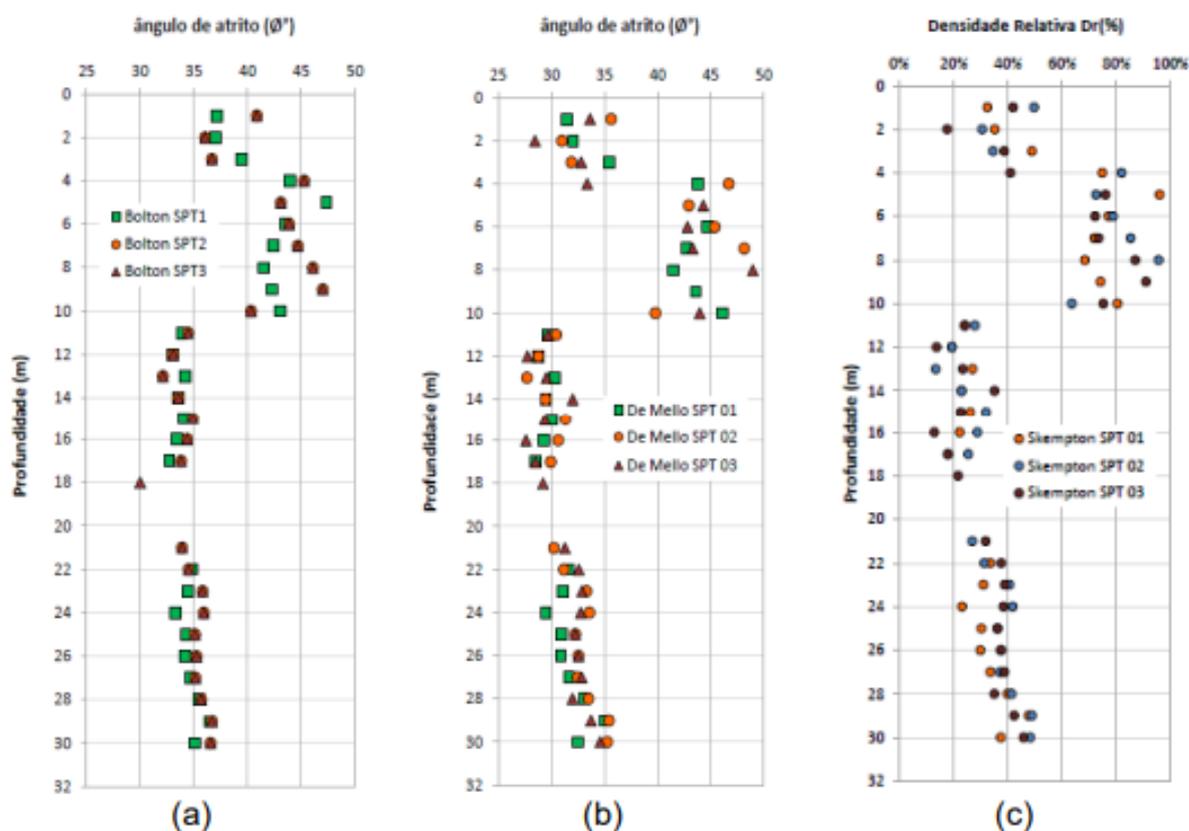
Os valores de  $N_{SPT}$  foram utilizados para estimar a variação do ângulo de atrito ao longo da profundidade, utilizando os métodos de Bolton (1986), obtido pela Equação (25), e De Mello (1971), obtido pela Equação (26). Tais valores são ilustrados nas Figura 17 (a) e Figura 17 (b), respectivamente.

$$\phi' = 33 + \{3 \cdot [Dr(10 - \ln \sigma'_{v0}) - 1]\} \quad (25)$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{0,712}{1,49 - D_r} \right) \quad (26)$$

Observou-se que os maiores valores de ângulo de atrito foram encontrados nas camadas superiores. De modo geral, o ângulo de atrito variou de 33° a 47° de acordo com o método de Bolton (1986) e de 28° a 50° com base no método de De Mello (1971).

Figura 17 - Variação do ângulo de atrito interno ao longo da profundidade.



Fonte: Lavallo (2017).

Para a estimativa da densidade relativa ( $D_R$ ), foi adotada a correlação proposta por Skempton (1986), conforme a Equação (27). A variação da densidade relativa ao longo da profundidade, representada na Figura 17 (c), foi determinada utilizando a equação proposta por Skempton (1986), considerando os valores de  $N_{SPT}$  (Lavallo, 2017).

$$D_R = \left( \frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{0,5} \quad (27)$$

Os resultados dos ensaios CPTu, são plotados ao longo da profundidade com as principais medidas fornecidas: resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), atrito lateral da luva ( $f_s$ ) e poropressão ( $u_2$ ). A resistência de ponta  $q_c$  foi corrigida com valores de poropressão para obter a resistência de ponta  $q_t$ .

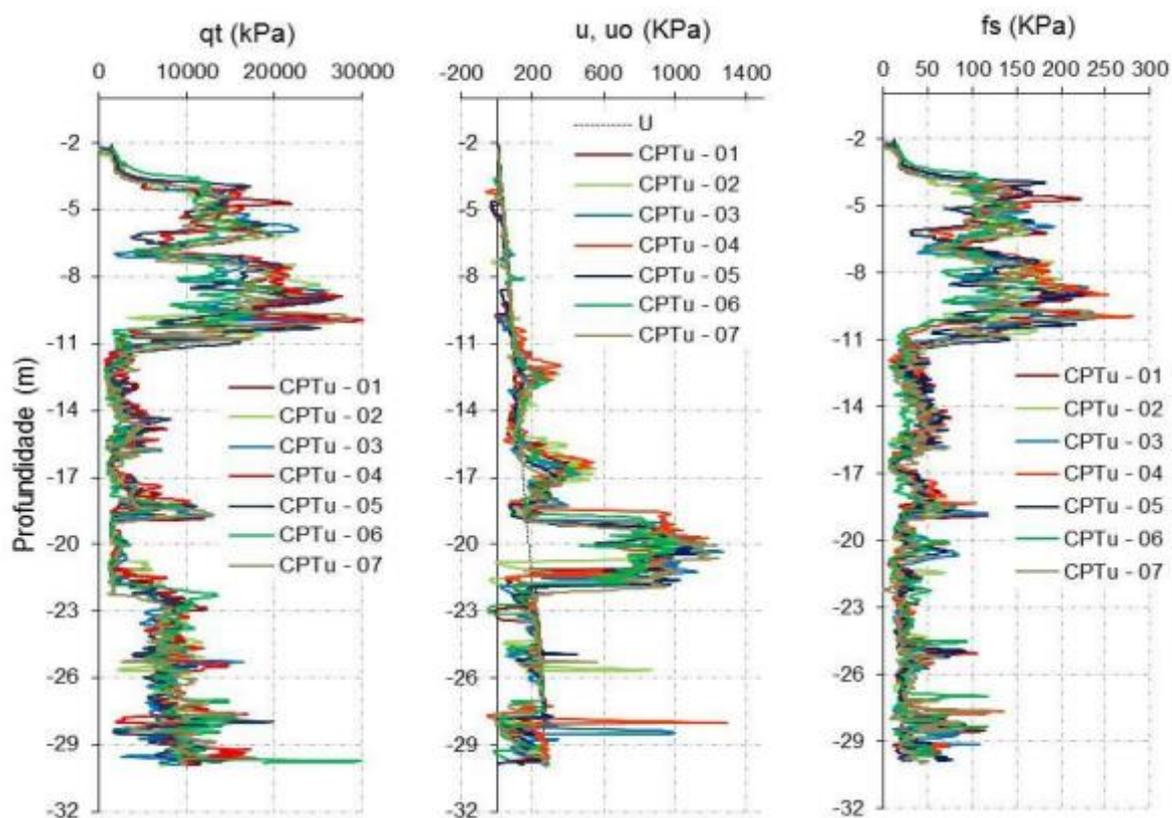
Na Figura 18, é possível observar a variação nos valores de resistência de ponta em relação à profundidade. À medida que a perfuração avança, a resistência  $q_t$  diminui gradualmente, atingindo valores de 3 MPa a uma profundidade de 22 m. Após este ponto, observa-se um aumento na resistência de ponta, mantendo-se constante até o final do perfil, a 30 m de profundidade, com valores em torno de 8 a 10 MPa. O perfil da poropressão varia linearmente com a profundidade, tendo um pico na camada entre os 18 m e 22 m. O atrito lateral ( $f_s$ ) após 11 m de profundidade registrou valores entre 25 e 50 kPa até os 27,0 m de profundidade e entre os 27,0 e 30 m, a resistência lateral registrou valores entre 25 a 100 kPa (Lavalle, 2017).

Lavalle (2017) apresenta um resumo com os resultados obtidos, como as propriedades e características das camadas descritas nos capítulos anteriores, conforme mostra a Tabela 12.

Tabela 12 - Resumo das propriedades do perfil de solo de Araquari.

Camada	Prof. (m)	Solo	$q_t$ (MPa)	$N_{SPT,60}$	LL	LP	Dr (%)	e	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Distribuição tamanho dos grãos		
										Areia	Silte	Argila
1	0 – 3	Areia fina	4,5	6	-	NP	42,13	0,78	24,82	89,45	9,38	1,17
2	3 – 10	Areia argilosa fina	10,0 – 25,0	30	-	NP	75,82	0,61	123,06	78,73	18,4	2,87
3	10 – 18	Areia argilosa fina	2,5 – 3,8	7	-	NP	27,78	0,79	200,17	59,67	35,88	4,45
4	18 – 21	Argila baixa plasticidade	3,5	5	28	18	22,15	0,95	244,02	16,5	73,84	9,66
5	21 – 24	Areia média a fina	8,0 – 10,0	9	-	NP	27,12	0,78	366,19	63,98	30,33	5,69

Fonte: Nienov (2016).

Figura 18 - Parâmetros iniciais  $q_t$ ,  $u$ ,  $u_o$  e  $f_s$ .

Fonte: Lavallo (2017).

Os valores médios dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Resumo dos parâmetros de resistência ao longo da profundidade.

Profundidade (m)	Parâmetros de resistência		
	$\phi'_{pico}$ (°)	$\phi'_{cs}$ (°)	$c'$ (kPa)
3,0	33,7	32,9	0,0
5,0	38,0	35,9	0,0
9,0	34,0	33,6	3,0
12,0	23,3	22,8	6,5
15,4	32,8	32,5	2,4
24,0	33,1	32,9	16,1

Fonte: Lavallo (2017).

### 3.3. PROVAS DE CARGA

Os ensaios de prova de carga realizados no Campo Experimental de Araquari consistiram na aplicação de cargas verticais de compressão em estacas instrumentadas, com o objetivo de analisar o comportamento carga-deslocamento e estimar a capacidade de carga máxima. As provas de carga estáticas e dinâmicas foram realizadas em estacas escavadas com dois tipos de fluídos estabilizantes: lama bentonítica e polímero. As estacas testes (ET4 e ET5) possuem diâmetros de 1 m e comprimentos de aproximadamente 24 m. (Sestrem, 2018 e Nienov, 2016).

A Tabela 14 apresenta um resumo com as principais características das estacas ET4 (executada com uso de polímero) e ET5 (executada com uso de bentonita). Ressalta-se que a estaca ET5 foi tomada como referência neste trabalho para fins de comparação.

Tabela 14 - Resumo das estacas executadas no Campo Experimental de Araquari.

Número	Tipo de fluído	Diâmetro (m)	Comprimento Teórico (m)	Comprimento Real (m)	Tipo de Carregamento
ET4	com uso de polímero	1,0	24,0	24,10	Estático
ET5	com uso de bentonita	1,0	24,0	24,40	Estático

Fonte: Nienov (2016).

A Tabela 15 apresenta os valores médios da resistência à compressão dos corpos-de-prova aos 7, 14, 28 dias e no dia da realização da prova de carga (dois exemplares por data).

Tabela 15 – Valor da resistência média das estacas teste.

Estacas	Dias/ Resistência média (MPa)					
	7	14	28	72*	110*	143*
ET4 – Polímero 100cm	24,9	26,4	33,0	-	-	43,6
ET5 – Bentonita 100cm	25,2	31,2	34,7	-	40,8	-

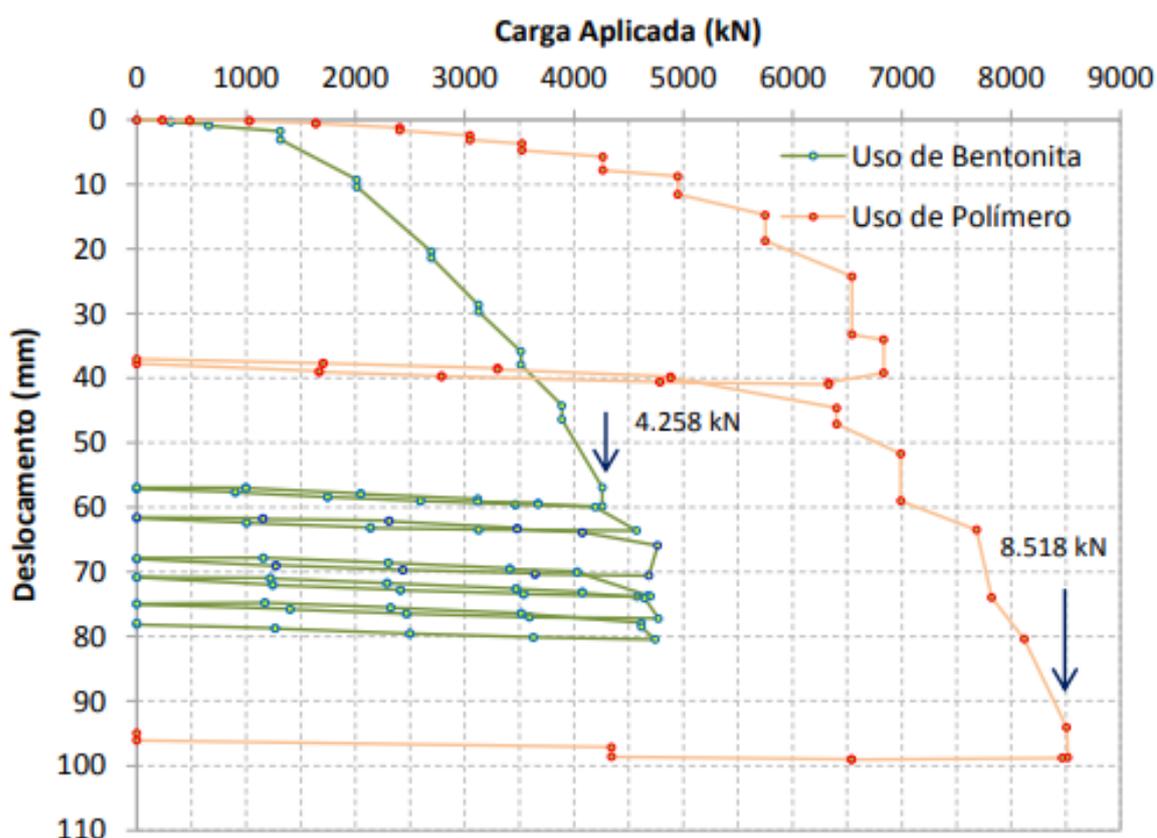
\* Dia da realização da prova de carga

Fonte: Nienov (2016).

As curvas carga *versus* deslocamento obtidas nas provas de carga das estacas ET4 e ET5, ilustradas na Figura 19, indicam que a estaca com uso de polímero apresentou um desempenho superior (Nienov, 2016).

Para a estaca de bentonita, a carga máxima registrada no carregamento lento foi de 4.258 kN, com um deslocamento correspondente de 59,97 mm. No carregamento cíclico, a carga máxima foi de 4.742 kN, com um deslocamento acumulado de 80,43 mm. Para o mesmo deslocamento de 59,97 mm, a estaca com uso de polímero registrou uma carga de 7.000 kN. A carga máxima medida na estaca com polímero foi de 8.518 kN, com um deslocamento acumulado de 98,71 mm (Nienov, 2016).

Figura 19 - Curva carga-deslocamento das estacas ET4 e ET5 executadas com polímero e bentonita.



Fonte: Nienov (2016).

## 4. MÉTODO

O presente estudo utilizou o Método dos Elementos Finitos em conjunto com o *software* Abaqus para investigar o comportamento e quantificar as capacidades de carga de estacas escavadas em solos arenosos, com base nos dados experimentais do Campo Experimental de Araquari. Este trabalho visa dar continuidade à pesquisa de Costa (2023), concentrando-se principalmente na análise da capacidade de carga, na formulação de expressões para estimar as resistências mobilizadas, na comparação entre resultados numéricos e semiempíricos, e no estudo do comportamento dos parâmetros de interface solo-estaca. Foram adotadas várias simplificações, detalhadas posteriormente, que não comprometem a qualidade das análises, superando assim as dificuldades encontradas por Costa (2023). O diagrama apresentado na Figura 20 ilustra as principais etapas adotadas neste estudo, as quais foram detalhadas nos próximos itens.

### 4.1. MODELAGEM NUMÉRICA

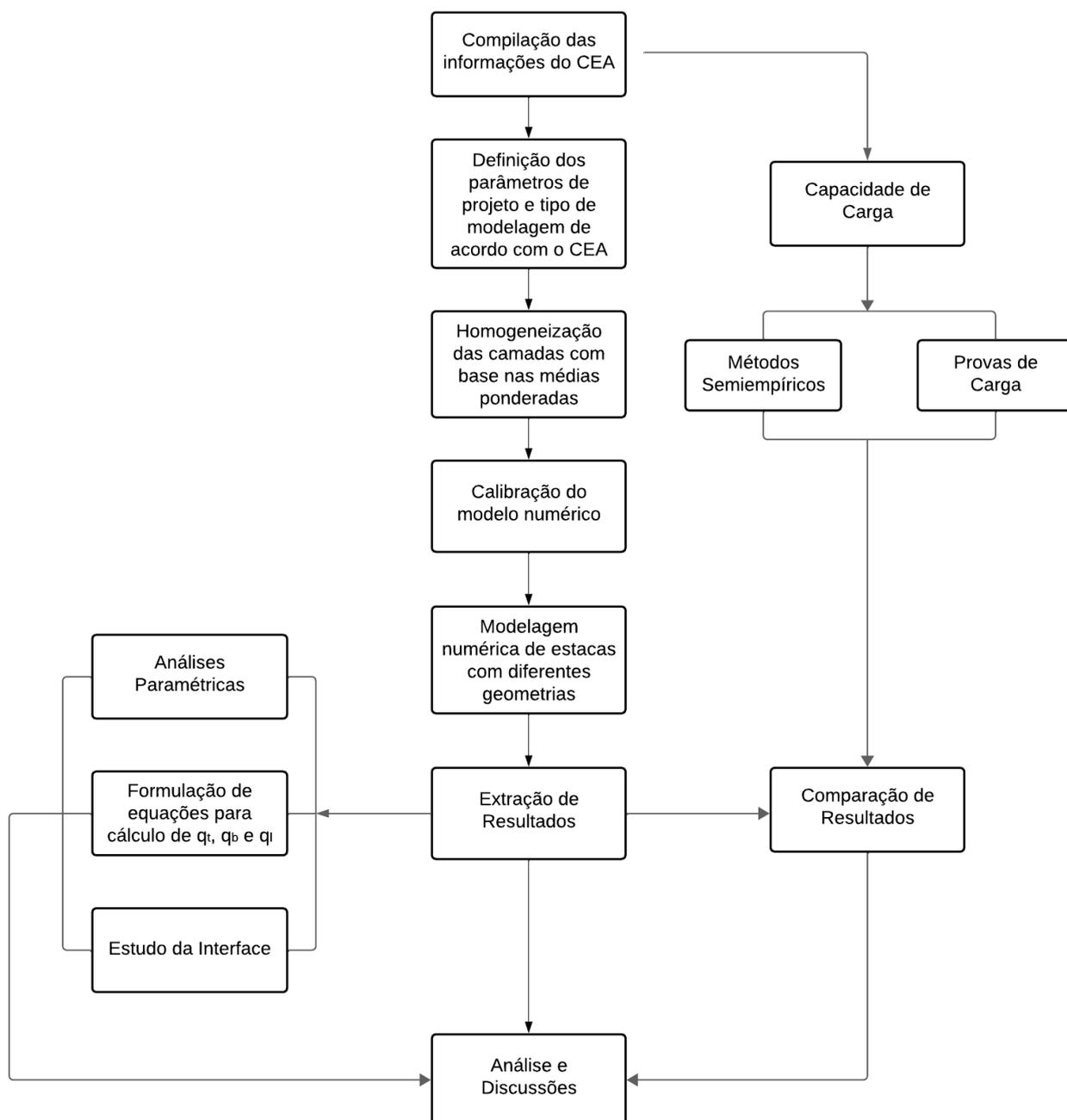
Este item visa apresentar os principais procedimentos adotados para a simulação numérica de provas de carga em estaca escavada no *software* Abaqus de elementos finitos. A Figura 20 apresenta as principais etapas adotadas nessa pesquisa.

#### 4.1.1. Descrição do Modelo numérico

Como mencionado anteriormente, as estacas ET4 e ET5 testadas no Campo Experimental de Araquari têm aproximadamente 1 m de diâmetro e um comprimento médio de 24,25 m (Tabela 14). Estas estacas foram instaladas em um subsolo composto por 7 camadas (Figura 21), baseado no perfil estratigráfico do Campo Experimental de Araquari. Com base nessas dimensões, Costa (2023) adotou um modelo numérico com uma profundidade igual a 1,5 vezes o comprimento da estaca, ou seja, 36,25 m. Quanto ao diâmetro do modelo, foi considerado 25 vezes o diâmetro

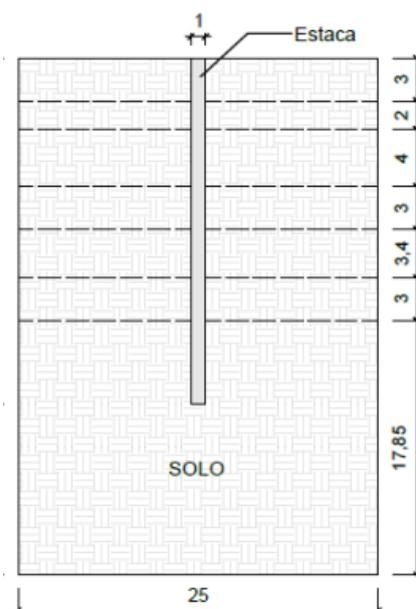
da estaca. Essas dimensões visam mitigar a influência das condições de contorno nos resultados das análises.

Figura 20 - Fluxograma das etapas do método.



Fonte: Autora (2024).

Figura 21 - Esquema do modelo adotado por Costa (2023).



Fonte: Costa (2023).

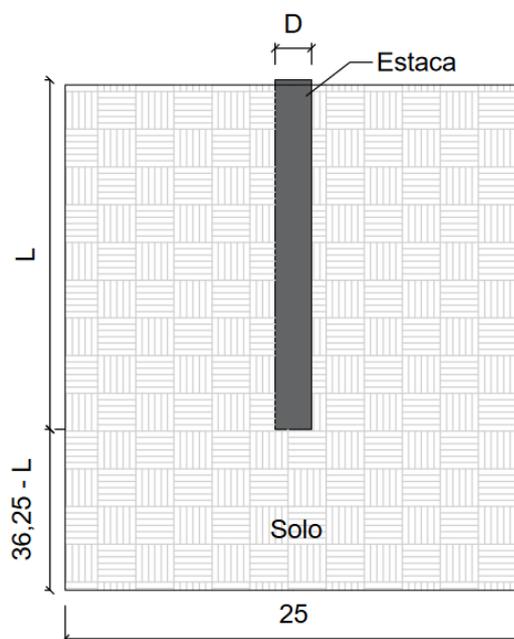
Costa (2023) e Costa, Sampa e Nienov (2023) destacaram que a calibração do modelo numérico através do ajuste dos parâmetros das 7 camadas é uma tarefa complexa e demorada, pois os ajustes em uma camada afetam o comportamento da interação de outras camadas. Diante das dificuldades encontradas para ajustar os resultados numéricos aos experimentais de forma adequada, esses autores recomendaram simplificações na análise numérica, sem comprometer a qualidade das análises e dos resultados.

Seguindo essas recomendações, este estudo optou por adotar um modelo numérico simplificado com uma única camada (Figura 22), onde os parâmetros geotécnicos dessa camada homogênea foram determinados pela média ponderada dos valores das 7 camadas, utilizando a Equação (28).

$$x = \left( \sum_{i=1}^n x_i \cdot h_i \right) / \left( \sum_{i=1}^n h_i \right) \quad (28)$$

onde  $x$  é o valor ponderado do parâmetro,  $x_i$  é o valor do parâmetro da camada  $i$ , e  $h_i$  é a espessura da camada  $i$ .

Figura 22 - Esquema genérico do modelo.



Fonte: Autora (2024).

Diferente do trabalho de Costa (2023), este estudo simulou 16 modelos numéricos para investigar a influência da variação do diâmetro e do comprimento das estacas nas cargas mobilizadas e no mecanismo de interação. O diâmetro de referência ( $D_{ref}$ ) e o comprimento de referência ( $L_{ref}$ ) foram estabelecidos como 1 m e 24,25 m, respectivamente. Os comprimentos embutidos das estacas variaram entre 6,21 m ( $0,25 D_{ref}$ ), 12,28 m ( $0,50 D_{ref}$ ), 18,34 m ( $0,75 D_{ref}$ ) e 24,25 m, considerando um comprimento livre de 0,15 m fora do solo para todas as estacas. Os diâmetros investigados foram 0,25 m ( $0,25 L_{ref}$ ), 0,50 m ( $0,50 L_{ref}$ ), 1,00 m e 1,50 m ( $1,50 L_{ref}$ ). A Figura 22 ilustra o esquema genérico desses modelos.

A Tabela 16 apresenta as dimensões das estacas dos 16 modelos numéricos simulados.

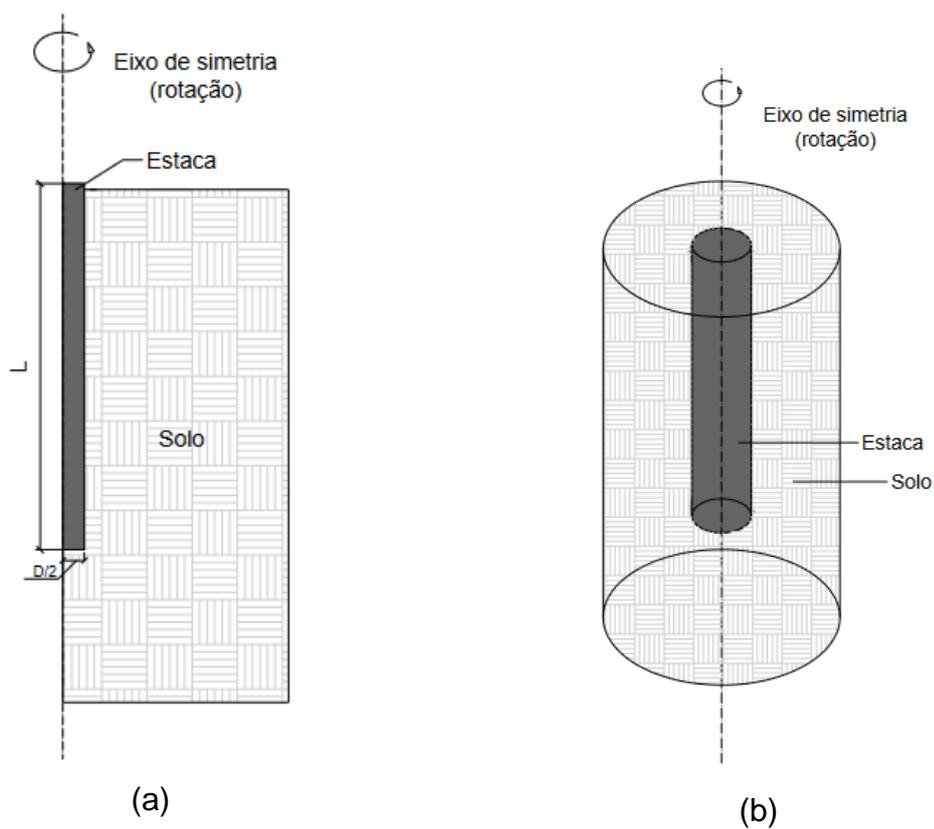
Todas as simulações numéricas foram realizadas utilizando modelos axissimétricos 2D, devido à carga ser aplicada verticalmente e ao fato de que o problema possui simetria em relação à linha que passa pelo eixo das estacas circulares. A Figura 23 apresenta um modelo axissimétrico derivado do modelo tridimensional real do problema em análise.

Tabela 16 – Características dos modelos numéricos.

Análise	Diâmetro (m)	Comprimento embutido (m)
1		6,21
2	0,25	12,28
3		18,34
4		24,25
5		6,21
6	0,50	12,28
7		18,34
8		24,25
9		6,21
10	1,00	12,28
11		18,34
12		24,25
13		6,21
14	1,50	12,28
15		18,34
16		24,25

Fonte: Autora (2024).

Figura 23 - Esquema do a) modelo axissimétrico 2D b) modelo 3D (sem escala).



Fonte: Autora (2024).

#### 4.1.2. Modelos Constitutivos e seus Parâmetros

As simulações numéricas envolveram a interação solo-estaca, onde a estaca, um elemento de concreto significativamente mais rígido que o solo, foi modelada como um material elástico linear. Por outro lado, o solo, que exhibe comportamento granular, foi representado pelo critério de plastificação de Mohr-Coulomb.

Os parâmetros mantidos constantes em todas as análises foram os seguintes: o peso específico ( $\gamma$ ), utilizado para calcular a tensão geostática na camada; o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) aplicados para modelar o comportamento elástico linear conforme os modelos constitutivos adotados. Para o comportamento plástico, foram considerados o ângulo de atrito ( $\phi$ ), o ângulo de dilatação ( $\psi$ ) e a coesão ( $c$ ). Em relação à permeabilidade, foram levados em conta o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e o índice de vazios inicial ( $e_0$ ).

A Tabela 17 apresenta os valores dos parâmetros elásticos atribuídos às estacas de concreto, semelhantes aos obtidos no Campo Experimental de Araquari.

Tabela 17 - Parâmetros da estaca.

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Módulo de Young – $E$ (GPa)	40,33
Coeficiente de Poisson – $\nu$	0,3
Peso específico – $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25

Fonte: Autora (2024).

Os valores médios dos parâmetros geotécnicos dos solos das 7 camadas, utilizados para calcular a média ponderada dos parâmetros da camada homogênea, estão apresentados na Tabela 18.

Os valores homogeneizados (média ponderada) dos parâmetros do solo da camada homogênea são apresentados na Tabela 19.

Tabela 18 - Parâmetros geotécnicos do solo utilizados no modelo de Costa.

Parâmetro	Valores das camadas						
	1	2	3	4	5	6	7
Ângulo de atrito de pico - $\phi_p$ (°)	33,7	38	34	28,3	32,8	33,1	33,1
Ângulo de dilatação - $\psi$ (°)	0,8	2,1	0,4	5,5	0,3	0,2	0,2
Coeficiente de empuxo (repouso) - $K_0$	0,445	0,384	0,441	0,526	0,458	0,454	0,454
Módulo de Young - E (GPa)	35	75	75	15	15	14	20
Coeficiente de Poisson - $\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Coeficiente de permeabilidade - k (m/s)	-	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	1E-009	0,0001
Índice de vazios - $e_0$	-	0,61	0,79	0,79	0,79	0,95	0,78
Coesão - c (kN/m <sup>2</sup> )	3	1	6,5	6,5	2,4	16,1	16,1
Peso específico - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16	21	19	19	19	15	20
Coeficiente de atrito - $\mu$	0,647	0,724	0,420	0,420	0,637	0,647	0,647

Fonte: Costa (2023).

Tabela 19 – Valores homogeneizados dos parâmetros do solo.

Parâmetro	Valor
Ângulo de atrito de pico - $\phi_p$ (°)	33,091
Ângulo de dilatação - $\psi$ (°)	1,134
Coeficiente de empuxo (repouso) - $K_0$	0,454
Módulo de Young - E (GPa)	33,402
Coeficiente de Poisson - $\nu$	0,3
Coeficiente de permeabilidade - k (m/s)	0,0001
Índice de vazios - $e_0$	0,759
Coesão - c (kN/m <sup>2</sup> )	7,965
Peso específico - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,870
Coeficiente de atrito - $\mu$	0,627

Fonte: Autora (2024)

#### 4.1.3. Sequência das Simulações

Para simular numericamente os ensaios de prova de carga, o *software Abaqus* segue uma sequência lógica de procedimentos. Neste trabalho, as modelagens foram executadas em três etapas, seguindo o processo construtivo adotado no Campo Experimental de Araquari.

A primeira etapa, denominada geostática, visa determinar as tensões geostáticas iniciais na camada do solo. Para isso, foi utilizada a opção "body force", pois facilita a interpretação dos valores de excesso de poropressão gerados durante a simulação. Nessa etapa, o *Abaqus* executa cálculos internos para garantir que os estados de tensão inicial de todos os elementos estejam dentro da superfície de plastificação inicial do modelo constitutivo adotado, antes da aplicação de quaisquer cargas ou interferências externas no solo.

A segunda etapa refere-se à escavação e instalação da estaca onde, com o objetivo de simplificar as simulações, considerou-se que ocorreram simultaneamente ao longo de um período de três dias (259.200 segundos).

Por último, foi realizada a etapa da prova de carga, onde a estaca foi deslocada em 10 cm ao longo de um período de 18 horas e 20 minutos (66.000 segundos). Este período corresponde ao tempo da realização da prova de carga da estaca com bentonita no Campo Experimental de Araquari. A técnica de controle deslocamento (*displacement-controlled*) na prova de carga foi adotada em vez da técnica de incremento de cargas (*load-controlled*), para evitar problemas de convergência durante a simulação.

#### 4.1.4. Condições de Contorno

A definição das condições de contorno no *software* é crucial para assegurar que a simulação seja precisa, estável e representativa das condições reais, possibilitando uma análise eficaz e confiável dos fenômenos estudados. Dessa forma, buscou-se reproduzir as condições reais do CEA no modelo numérico, estabelecendo condições de contorno físicas e de permeabilidade em todas as etapas das análises.

Para as condições de contorno físicas, foram restringidos os deslocamentos horizontais ( $U_1 = 0$ ) na fronteira direita do modelo e ao longo do eixo de simetria. Na base do modelo, foram restringidos os deslocamentos horizontais e verticais ( $U_1 = U_2 = 0$ ). Já para as condições contorno de permeabilidade, foi adotado valor igual a zero ( $U_8 = 0$ ) na superfície do solo e na interface entre a estaca e o solo, considerando que o solo é saturado e o nível da água coincide com a superfície do terreno. A Figura 24 ilustra as condições de contorno aplicadas no modelo do *software Abaqus*.

Figura 24 - Condições de contorno físicas e de poropressão.



Fonte: Autora (2024).

#### 4.1.5. Contatos e Interações

A fim de estabelecer uma correta interação entre os elementos do modelo, são definidas as superfícies de contato e o tipo de interação entre elas. Além disso, são fornecidas as propriedades das superfícies de contato criadas entre o solo e a estaca.

Conforme discutido no capítulo de fundamentação teórica, o uso de fluidos estabilizantes forma uma fina camada de "cake" entre a estaca e o solo. O comportamento desta camada influencia o mecanismo de interação solo-estaca, onde a interação ocorre entre solo-*cake*-estaca. Além da complexidade na modelagem numérica dessa camada, a determinação de seus parâmetros e espessuras não é trivial. Por exemplo, no Campo Experimental de Araquari, os parâmetros e a variação da espessura do *cake* ao longo da profundidade não foram determinados. Conseqüentemente, a camada de "cake" não foi simulada em nenhuma das análises de forma direta. Em vez disso, foram ajustadas as propriedades dos parâmetros da interface para calibrar os resultados, conforme explicado posteriormente na seção de calibração do modelo.

A formulação *contact pair* foi utilizada para definir as superfícies de contato entre a estaca e o solo. As superfícies de contato entre estaca e solo foram discretizadas por meio da técnica de *surface-to-surface contact* com o algoritmo *master-slave contact*. A superfície da estaca foi designada como mestre (*master*) por ser mais rígida, enquanto a superfície do solo circundante foi considerada como escrava (*slave*).

Na direção normal à interface, as propriedades de contato foram implementadas, adotando o método direto conhecido como *hard contact* para evitar a penetração da superfície mestre na superfície escrava. Para representar o comportamento tangencial na interface solo-estaca, utilizou-se a formulação do contato de interface de tipo Coulomb. A tensão cisalhante  $\tau$  entre as superfícies de contato é calculada pela expressão  $\tau = \mu \cdot \sigma$ , onde  $\sigma$  é a pressão normal de contato e  $\mu$  é o coeficiente de atrito de interface estimado a partir do ângulo de atrito de cada camada, usando a expressão  $\mu = \tan \varphi'$ .

#### 4.1.6. Discretização da Malha

A discretização dos domínios da estaca e do solo foi efetuada, utilizando elementos bidimensionais quadriláteros em um modelo axissimétrico. Para estacas, foram utilizadas do tipo CAX4R (quadrilátero axissimétrico de 4 nós, com deslocamento biquadrático e integração reduzida), enquanto que os solos foram atribuídos elementos do tipo CAX4RP (quadrilátero axissimétrico de 4 nós, com deslocamento biquadrático, poropressão bilinear e integração reduzida).

Ao redor da estaca, as malhas no domínio do solo foram refinadas com menores dimensões por causa de alta concentração de tensões e deformações esperadas nessa região. As dimensões das malhas e a quantidade de elementos foram estabelecidas sem a realização de um estudo prévio para avaliar a influência do refinamento da malha nas respostas do problema. A Tabela 20 apresenta um resumo com a quantidade de elementos das estacas e solo das 16 análises numéricas.

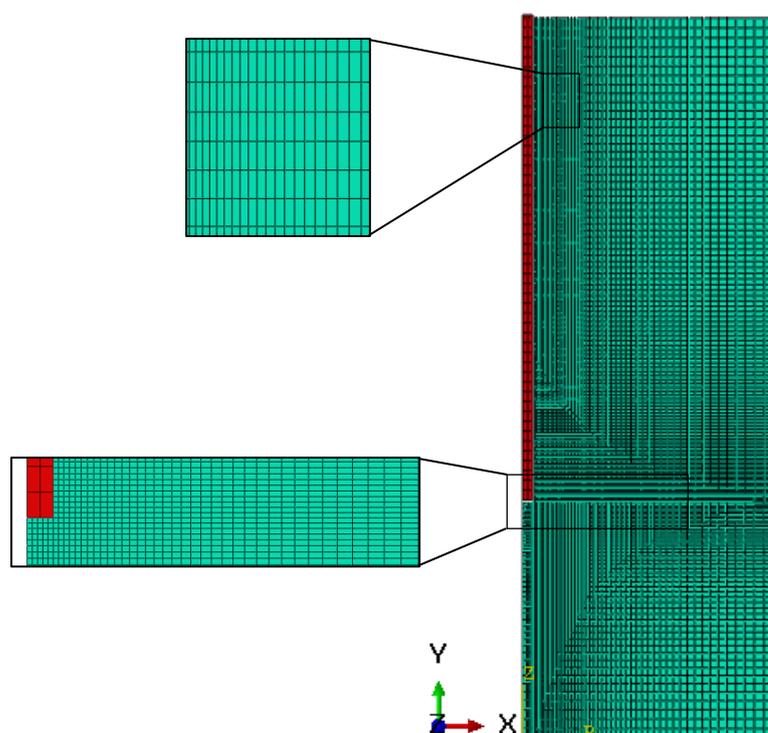
Tabela 20 - Discretização da malha – número de elementos finitos.

Análise	Diâmetro (m)	Comprimento embutido (m)	Elementos finitos -	
			Estaca	Solo
1	0,25	6,21	26	5636
2		12,28	50	6576
3		18,34	74	7108
4		24,25	100	7346
5	0,50	6,21	26	5594
6		12,28	50	6510
7		18,34	74	7083
8		24,25	100	7249
9	1,00	6,21	26	5620
10		12,28	50	6507
11		18,34	74	7058
12		24,25	100	7200
13	1,50	6,21	26	5714
14		12,28	50	6567
15		18,34	74	7091
16		24,25	100	7199

Fonte: Autora (2024).

A Figura 25 apresenta a discretização da malha adotada para o modelo de referência.

Figura 25 - Discretização da malha.

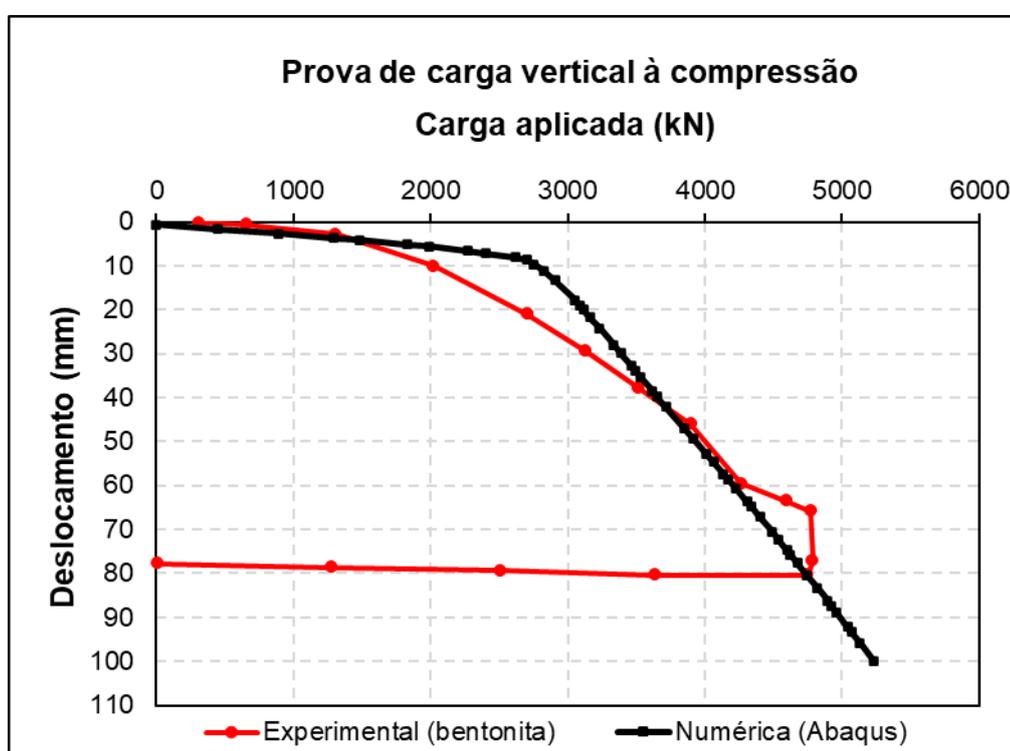


Fonte: Autora (2024).

#### 4.1.7. Calibração do Modelo Numérico

A calibração visa aperfeiçoar o modelo numérico, aproximando os resultados do *Abaqus* com os da prova de carga do CEA. Utilizando os parâmetros ponderados, viu-se que alterando somente o valor do coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ) de 0,454 para 0,51, obtém-se uma curva carga *versus* deslocamento que se aproxima da curva experimental da estaca com bentonita (Figura 26).

Figura 26 - Calibração: comparação entre a curva numérica e experimental.



Fonte: Autora (2024).

#### 4.1.8. Extração dos Resultados

Após a finalização das simulações, os resultados extraídos do *Abaqus* no topo, no fuste e na base da estaca foram importados para Excel para elaboração de gráficos.

Em um ponto localizado no centro do topo da estaca, foram extraídos valores da carga total aplicada na estaca ( $Q_t$ ) ao longo dos 10 cm de deslocamento da estaca. Com base nesses resultados, foram traçadas curvas cargas versus deslocamento.

Ao longo da superfície do fuste das estacas, foram extraídos resultados da tensão cisalhante e da tensão normal atuante para cálculo de carga unitária de atrito lateral e análise dos parâmetros de interface ( $\beta$ ,  $K$  e  $\mu$ ). Na base da estaca, foi extraída a pressão atuante para cálculo da resistência unitária de ponta. Salienta-se que os resultados extraídos na superfície lateral e na base da estaca correspondem aos deslocamentos de estacas de aproximadamente 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.

Com base nesses resultados, também foram formuladas expressões para estimar as cargas totais, de ponta e de atrito lateral, levando em consideração os parâmetros geométricos e deslocamentos de estacas.

#### 4.2.COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS E MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Para validar os resultados numéricos, foram empregados três métodos semiempíricos amplamente utilizados no Brasil para estimar a capacidade de carga de estacas. Esses métodos - Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) - baseiam-se no índice de resistência à penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ).

Considerando que foi feita a homogeneização da camada de solo no modelo numérico, o valor médio de  $N_{SPT}$  das sete camadas foi calculado e utilizado, assumindo uma camada de areia siltosa.

As equações propostas por esses métodos foram implementadas no Excel, levando em conta as características das estacas escavadas e do solo. Os valores de capacidade de carga obtidos foram comparados com os resultados da modelagem numérica e da prova de carga.

## 5. RESULTADOS

Neste capítulo, apresentam-se e discutem-se a influência da geometria da estaca nos valores das cargas totais, de atrito lateral e de ponta obtidos na análise numérica, bem como as expressões formuladas para estimá-las. Além disso, analisam-se o comportamento dos parâmetros de interface solo-estaca ao longo do comprimento da estaca e a influência da geometria das estacas na variação desses parâmetros. Por fim, comparam-se os resultados numéricos com os estimados por meio dos métodos semiempíricos e discute-se a distribuição de tensões, deslocamentos e poropressão ao longo do domínio dos modelos numéricos.

Conforme mencionado, os resultados deste trabalho abrangem as 16 análises numéricas realizadas. Em todas as análises, os resultados foram extraídos para quatro deslocamentos diferentes (25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm), com o objetivo de investigar o comportamento da estaca em diferentes níveis de deslocamento. Devido a isso, foi gerado um elevado número de gráficos, impossibilitando a apresentação de todos neste capítulo. Assim, apresentam-se apenas os resultados de algumas análises, embora a discussão envolva todos os resultados. Os demais gráficos são disponibilizados nos Apêndices.

### 5.1. ANÁLISE DA CARGA TOTAL

Este item aborda o comportamento das curvas carga total ( $Q_t$ ) *versus* deslocamento obtidas nas análises com estacas de diferentes diâmetros e comprimentos, assim como a influência da geometria da estaca no valor da carga total. Além disso, propõe-se uma equação normalizada que considera a geometria e o deslocamento das estacas, visando prever não apenas a magnitude da carga total, mas também a curva carga *versus* deslocamento.

#### 5.1.1. Carga Total x Deslocamento e Análise Paramétrica

A Figura 27 apresenta as curvas de carga total *versus* deslocamento para diâmetros de 0,25 m, 0,50 m, 1,00 m e 1,50 m. Todas as curvas mostram um aumento

da carga à medida que o deslocamento da estaca cresce. Para estacas com o mesmo diâmetro, as cargas totais aumentam com o comprimento da estaca. Da mesma forma, para estacas com o mesmo comprimento, as cargas totais aumentam com o diâmetro da estaca. Esse comportamento era esperado, uma vez que estacas com maiores diâmetros e comprimentos apresentam maiores áreas de ponta e superfície lateral, respectivamente. Conseqüentemente, mobilizam maiores resistências de ponta e de atrito lateral.

A Tabela 21 resume os valores de  $Q_t$  obtidos em todas as análises para deslocamentos da estaca de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm. Dividindo a carga total ( $Q_t$ ) pela área de ponta da estaca, obtém-se a carga total unitária ( $q_t$ ) em kPa. Os valores e  $Q_t$  e  $q_t$  foram plotados na Figura 28 em função do comprimento normalizado ( $L/D$ ).

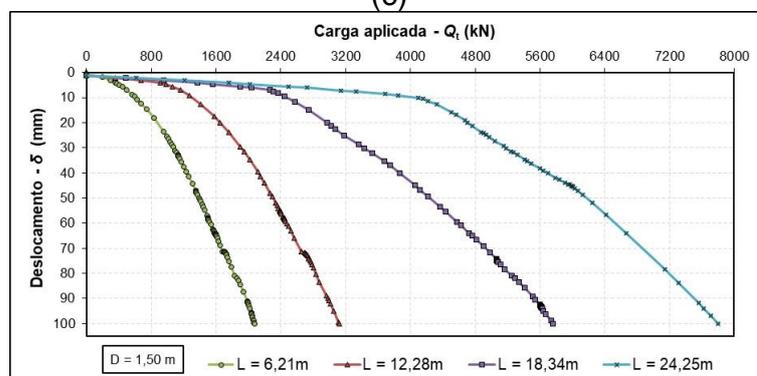
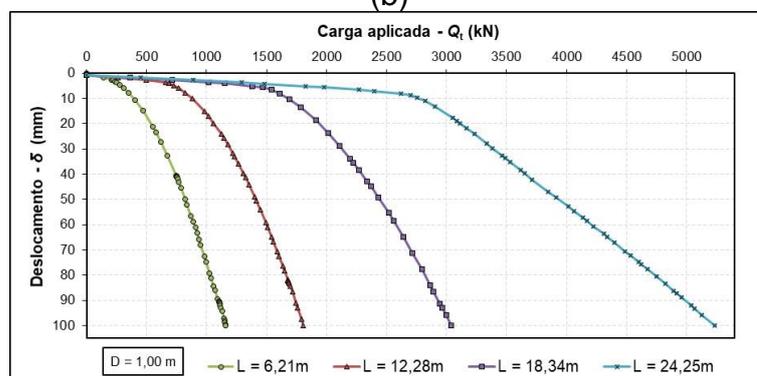
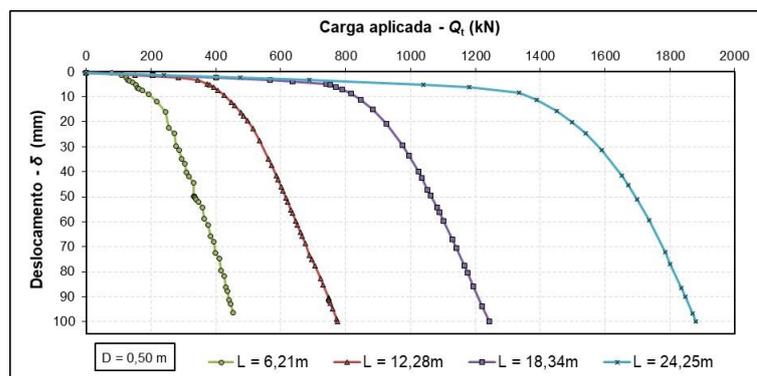
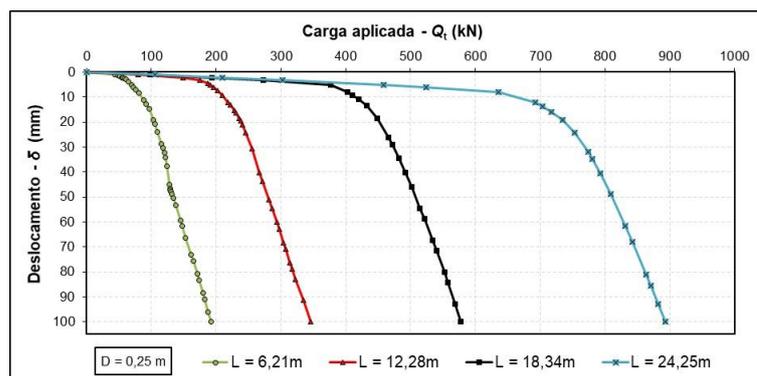
Tabela 21 – Valores das cargas totais em deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.

Análise	D (m)	L (m)	$Q_t$ (kN)			
			$\delta = 25\text{mm}$	$\delta = 50\text{mm}$	$\delta = 75\text{mm}$	$\delta = 100\text{mm}$
1	0,25	6,21	109,85	133,64	164,77	191,97
2		12,28	246,09	281,00	313,83	346,26
3		18,34	466,25	501,60	540,10	577,19
4		24,25	753,65	808,91	842,41	892,84
5	0,50	6,21	254,63	332,07	399,25	453,35
6		12,28	513,82	617,10	695,30	774,15
7		18,34	926,80	1062,95	1166,58	1242,26
8		24,25	1540,57	1698,96	1801,69	1880,20
9	1,00	6,21	582,15	821,41	997,55	1160,83
10		12,28	1146,26	1417,43	1634,71	1806,79
11		18,34	2015,99	2429,38	2793,03	3042,14
12		24,25	3232,87	3913,55	4600,09	5232,81
13	1,50	6,21	993,05	1391,63	1785,62	2075,09
14		12,28	1754,29	2292,10	2759,77	3120,35
15		18,34	3183,89	4216,75	5070,93	5762,32
16		24,25	4932,91	6127,54	7144,44	7799,26

Fonte: Autora (2024).

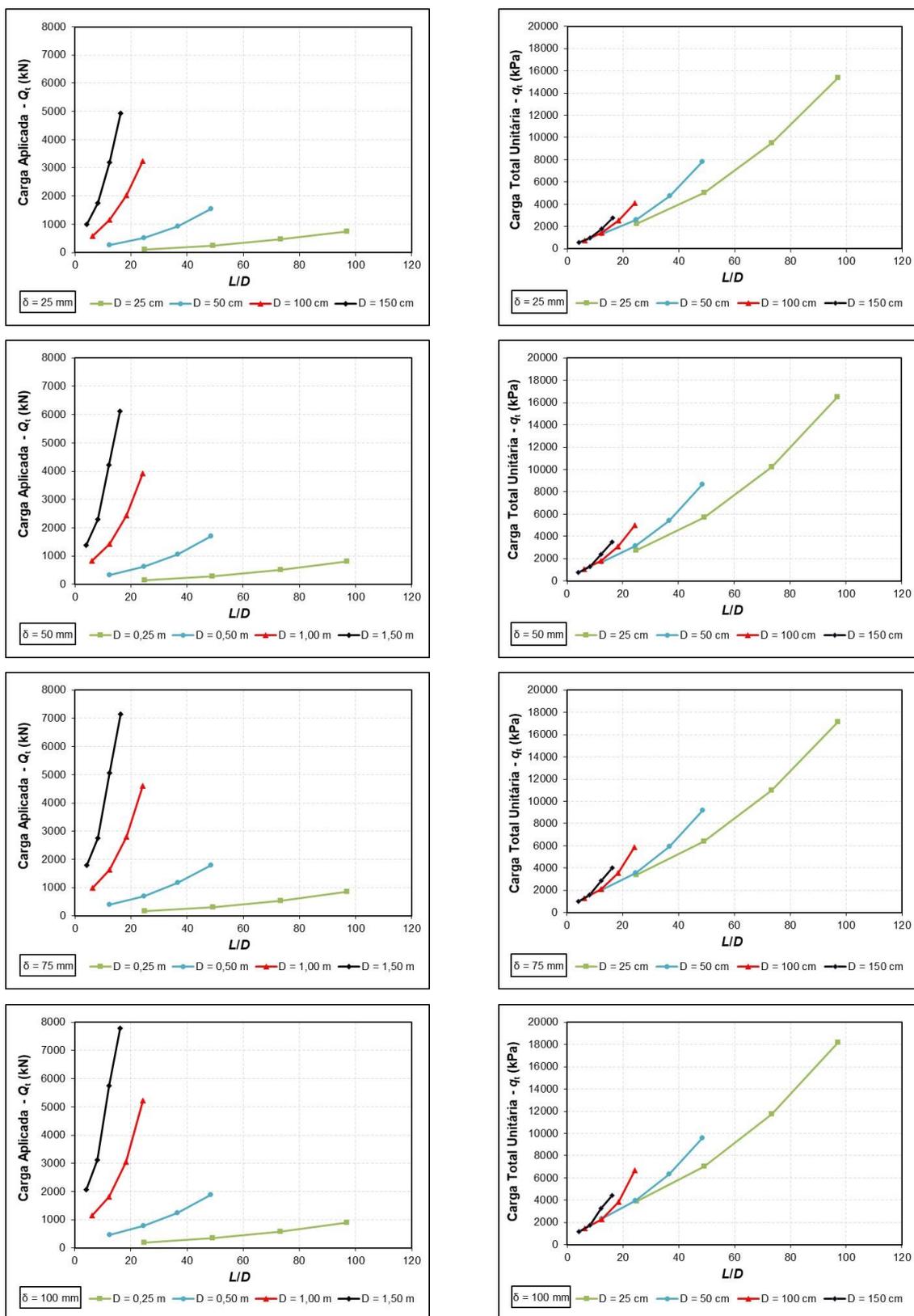
Na Figura 28, observa-se claramente que as cargas  $Q_t$  e  $q_t$  aumentam de forma não linear com o aumento de  $L/D$ . Para um mesmo deslocamento da estaca, as curvas  $Q_t$  versus  $L/D$  para diferentes diâmetros apresentam comportamentos distintos, com declividades crescentes à medida que o diâmetro da estaca aumenta. Em contraste, as curvas  $q_t$  versus  $L/D$  de diferentes diâmetros tendem a seguir uma tendência similar.

Figura 27 - Curvas Carga x Deslocamento (a)  $D=0,25$  m (b)  $D=0,50$  m (c)  $D=1,00$  m (d)  $D=1,50$  m.



Fonte: Autora (2024).

Figura 28 – Carga total x comprimento normalizado.



Fonte: Autora (2024).

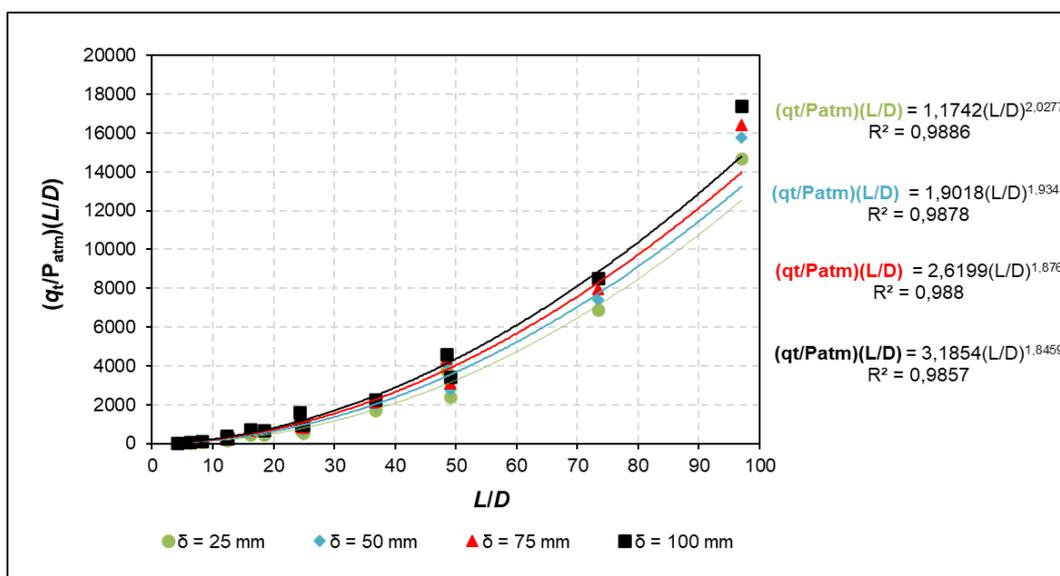
Em todos os casos, é possível observar que cada curva possui sua própria tendência, demonstrando a influência tanto do deslocamento quanto da geometria da estaca nos valores das cargas. Em função disso, o item seguinte apresenta os procedimentos para a formulação de uma única equação normalizada que agregue as 16 curvas, com o objetivo de estimar os valores das cargas totais.

### 5.1.2. Equação Normalizada para Estimativa de Carga Total

Com base no comportamento das curvas  $q_t$  versus  $L/D$ , observa-se que ao normalizar a carga na forma de  $\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$ , as quatro curvas de cada deslocamento convergem em uma única curva, como mostra a Figura 29. A pressão atmosférica ( $P_{atm}$ ) é igual a 101,325 kPa.

As expressões que relacionam  $\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  e  $L/D$  para os deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm, bem como os seus respectivos coeficientes de determinação ( $R^2$ ), são apresentados na Figura 29.

Figura 29 - Curvas normalizadas para cada deslocamentos.



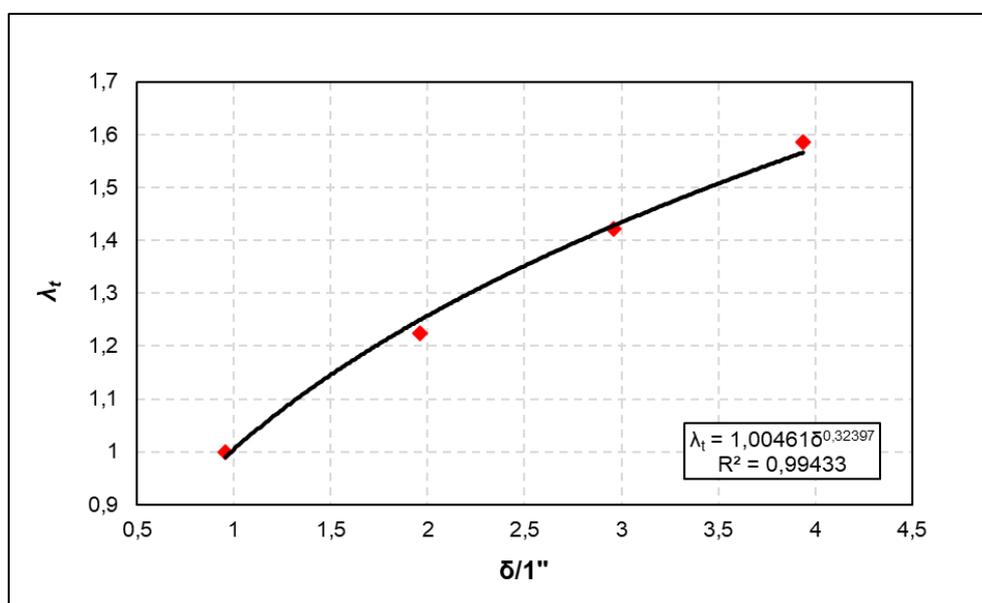
Fonte: Autora (2024).

Considerando a influência do deslocamento da estaca nas curvas da Figura 29, os valores de  $\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  de cada deslocamento foram divididos pelos seus respectivos pares correspondentes ao deslocamento de 25 mm, conforme a Equação (29). Essa forma de normalização busca consolidar as quatro curvas em uma única curva.

$$\lambda_t = \frac{\left[\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)\right]_{\delta_i}}{\left[\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)\right]_{\delta=25\text{mm}}} \quad (29)$$

Os valores médios de  $\lambda_t$  para cada deslocamento foram plotados em função do deslocamento normalizado  $\left(\frac{\delta}{1''}\right)$ , onde 1 polegada (1") corresponde 25,4 mm. A Figura 30 ilustra a curva  $\lambda_t$  versus  $\frac{\delta}{1''}$ , enquanto a Equação (30) descreve a relação entre  $\lambda_t$  e  $\frac{\delta}{1''}$ .

Figura 30 – Valor de  $\lambda_t$  em função do deslocamento normalizado  $\left(\frac{\delta}{1''}\right)$ .

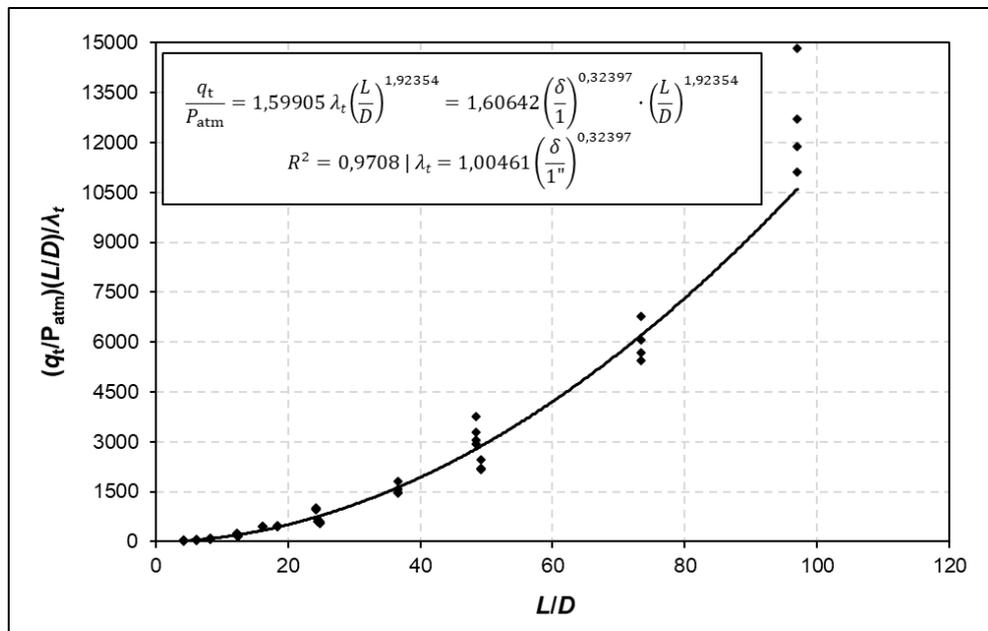


Fonte: Autora (2024).

$$\lambda_t = 1,00461 \left( \frac{\delta}{1^n} \right)^{0,32397} \quad (30)$$

Por fim, os valores de  $\left( \frac{q_t}{P_{atm}} \right) \cdot \left( \frac{L}{D} \right)$  de cada uma das curvas da Figura 29 foram divididos por  $\lambda_t$  calculado pela Equação (30). Os valores dessa divisão foram então plotados em função de  $L/D$ , conforme a Figura 31. De modo geral, a curva exibida na Figura 29 descreve o comportamento das 16 curvas mostradas na Figura 28.

Figura 31 – Equação racional obtida para estimar o comportamento de  $q_t$  (kPa).



Fonte: Autora (2024).

A Equação (31) da curva ilustrada na Figura 31 permite estimar a carga total unitária em função de deslocamento e comprimento normalizado de estacas, além de prever a curva de carga versus deslocamento.

$$\frac{q_t}{P_{atm}} = 1,59905 \lambda_t \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^{1,92354} = 1,60642 \left( \frac{\delta}{1^n} \right)^{0,32397} \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^{1,92354} \quad (31)$$

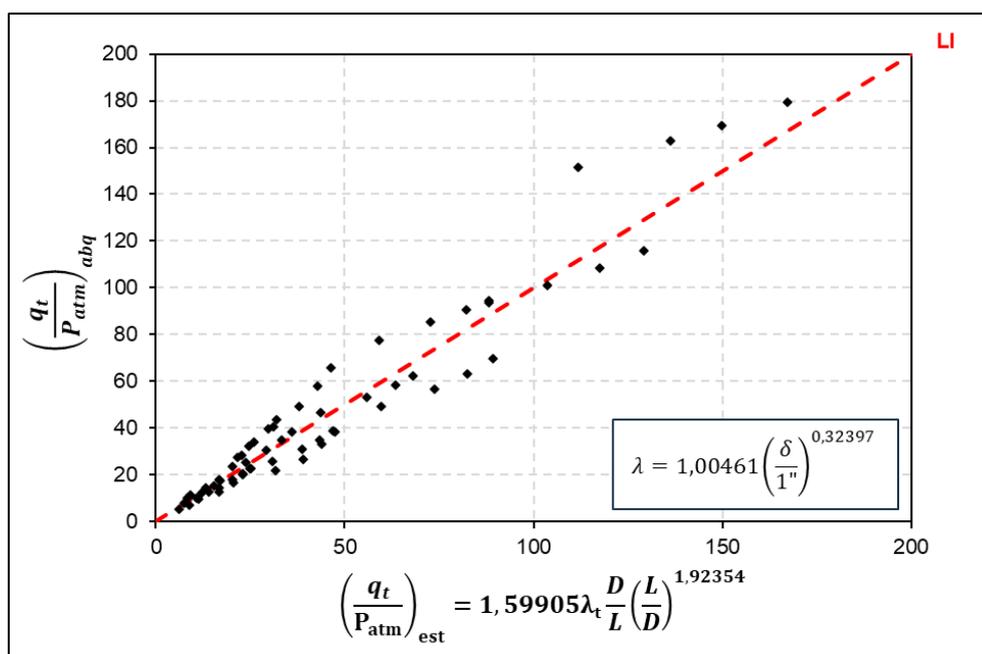
A expressão genérica de  $q_t$  em função de  $\delta$  e  $L/D$  é apresentada na Equação (32). Os fatores de carga  $N_{1t}$ ,  $N_{2t}$  e  $N_{3t}$  dependem somente das propriedades do solo,

sendo necessário realizar estudos adicionais com diferentes parâmetros de solo para calibrar esses fatores.

$$\frac{q_t}{P_{atm}} = N_{1t} \cdot \left(\frac{\delta}{1''}\right)^{N_{2t}} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{N_{3t}} \quad (32)$$

A Figura 32 compara os valores da carga normalizada do *Abaqus* com os da carga normalizada estimados pela Equação (31), com o objetivo de avaliar a precisão da expressão proposta. Os resultados mostram uma boa concordância para baixos valores de  $L/D$ , enquanto uma maior dispersão é observada para valores elevados de  $L/D$  (estacas esbeltas).

Figura 32 – Precisão do modelo proposto.



Fonte: Autora (2024).

## 5.2. RESISTÊNCIA POR ATRITO LATERAL

Neste item, aborda-se a variação da resistência lateral unitária ( $q_l$ ) ao longo da profundidade para diferentes magnitudes de deslocamento de estacas nas 16 análises

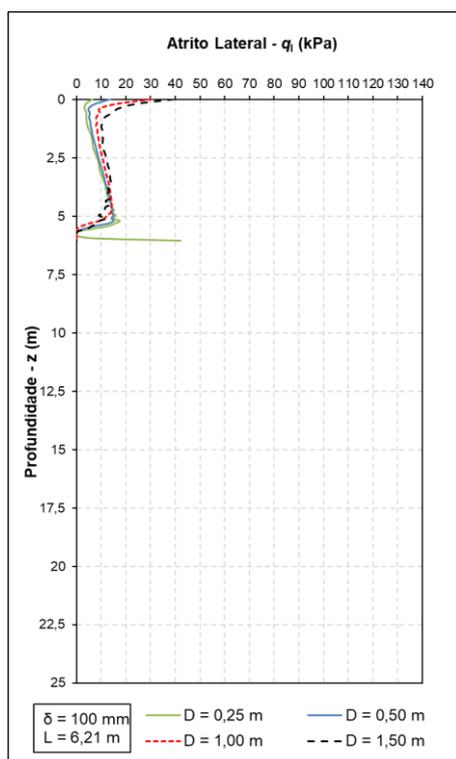
realizadas, considerando estacas com diferentes diâmetros e comprimentos. Além disso, foi analisada a influência da geometria da estaca sobre o valor da resistência lateral unitária. Por fim, propõe-se uma equação normalizada que leva em conta a geometria e o deslocamento das estacas para prever a magnitude da resistência lateral unitária.

### 5.2.1. Resistência por Atrito Lateral ao longo da profundidade e Análise Paramétrica

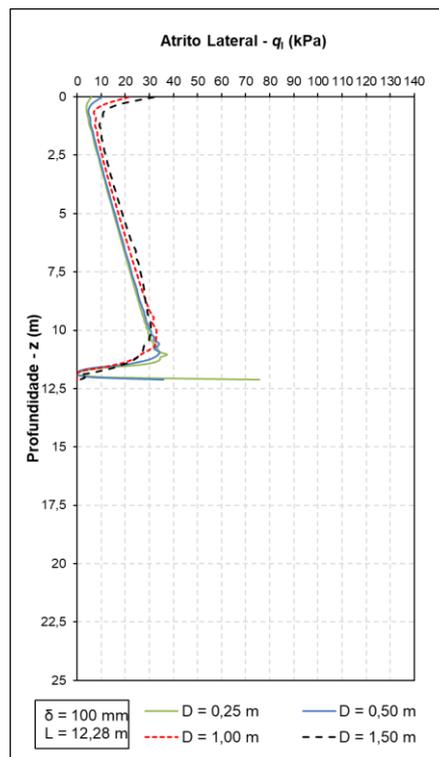
A Figura 33 apresenta a variação da resistência lateral unitária ( $q_l$ ) ao longo da profundidade para um deslocamento de estaca de 100 mm. Os gráficos correspondentes aos deslocamentos de 25 mm, 50 mm e 75 mm estão apresentados no Apêndice A.

Conforme discutido na fundamentação teórica, a resistência lateral unitária aumenta com a tensão vertical efetiva ( $q_l = \alpha + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$ ), como demonstrado pelas curvas na Figura 33. Dessa forma, ( $q_l$ ) aumenta à medida que o comprimento da estaca cresce, mas não apresenta um crescimento significativo com o aumento do diâmetro. No entanto, em deslocamentos superiores a 75 mm, observou-se uma influência significativa do diâmetro nos valores de ( $q_l$ ) em estacas mais longas (comprimentos de 18,31 m e 24,25 m). É importante notar que a carga por atrito lateral ( $Q_l$ ) é influenciada pelo diâmetro da estaca, uma vez que é calculada como o produto de ( $q_l$ ) pela área lateral da estaca ( $A_l$ ).

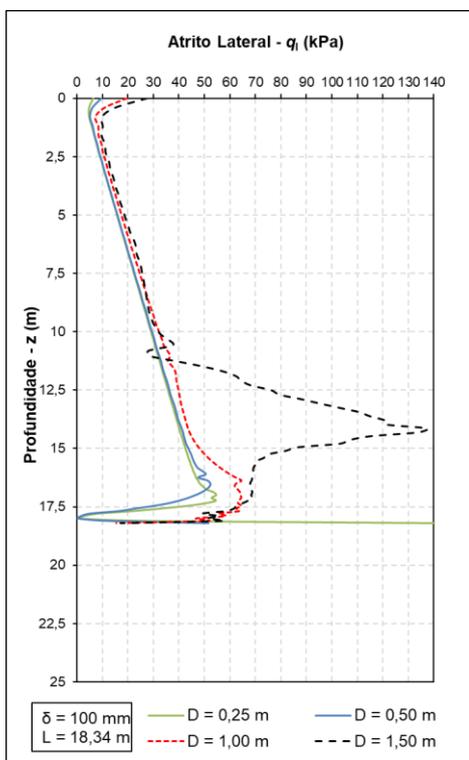
Os valores médios de resistência lateral unitária ( $q_l$ ) foram calculados, e a partir deles determinaram-se as cargas laterais ( $Q_l$ ). A Figura 34 ilustra a variação de  $q_l$  e  $Q_l$  em função do comprimento normalizado ( $L/D$ ) para deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm. As curvas exibem uma tendência de crescimento de  $q_l$  e  $Q_l$  com o aumento de ( $L/D$ ). No entanto, cada uma das 16 curvas possui sua própria equação. Em vista disso, o próximo item apresenta os principais procedimentos utilizados para formular uma expressão normalizada, integrando as 16 curvas em uma única, com o objetivo de estimar as resistências laterais.

Figura 33 - Atrito Lateral ao longo da profundidade ( $\delta=100$  mm).

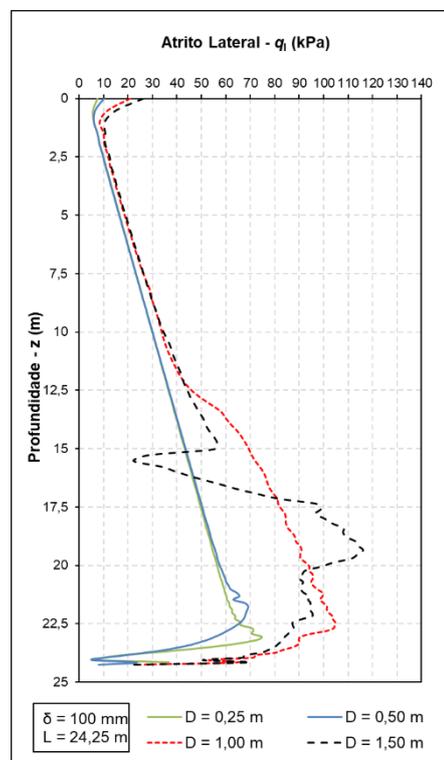
(a)



(b)



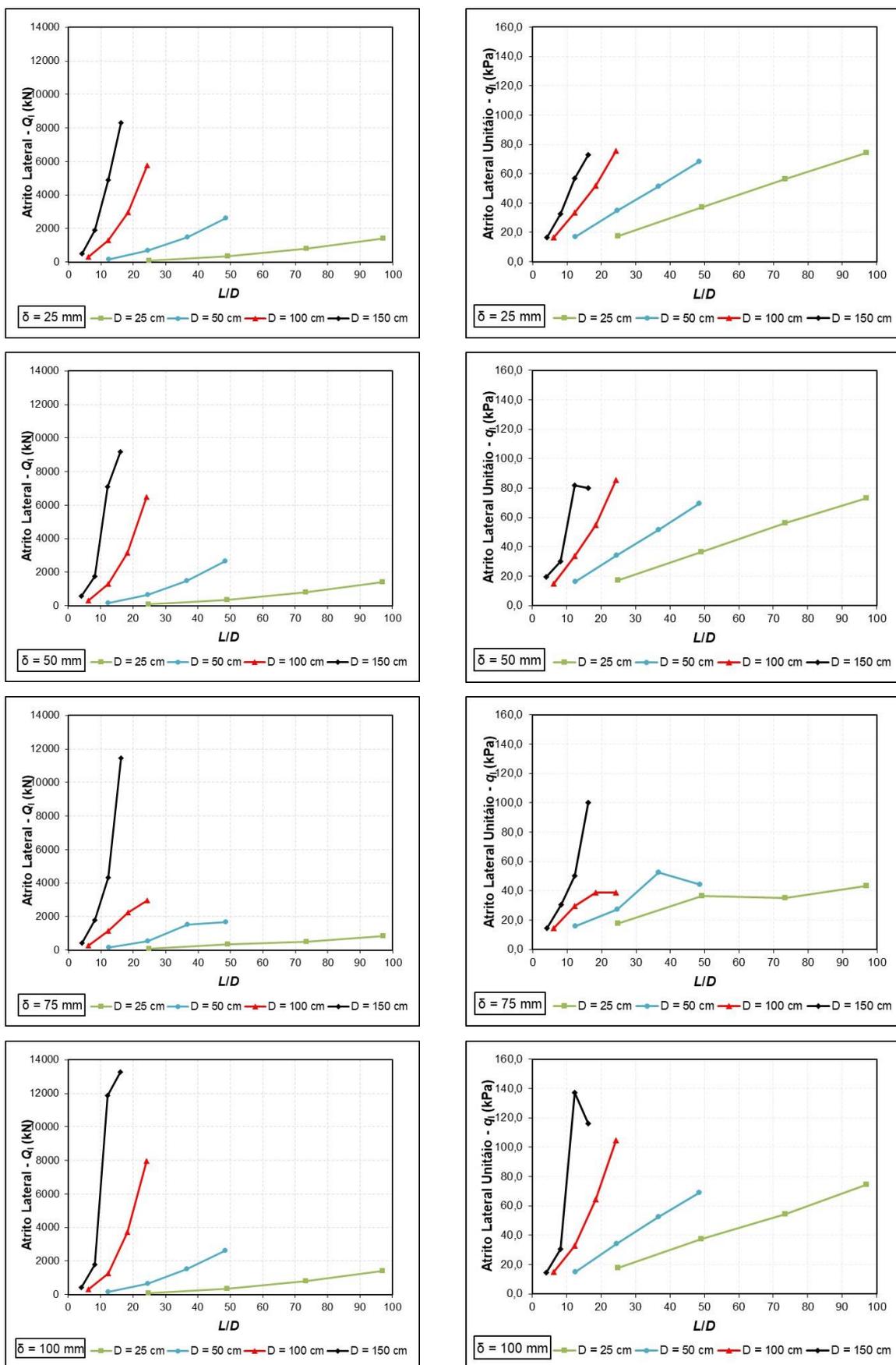
(c)



(d)

Fonte: Autora (2024).

Figura 34 – Atrito lateral x comprimento normalizado para diferentes deslocamentos.

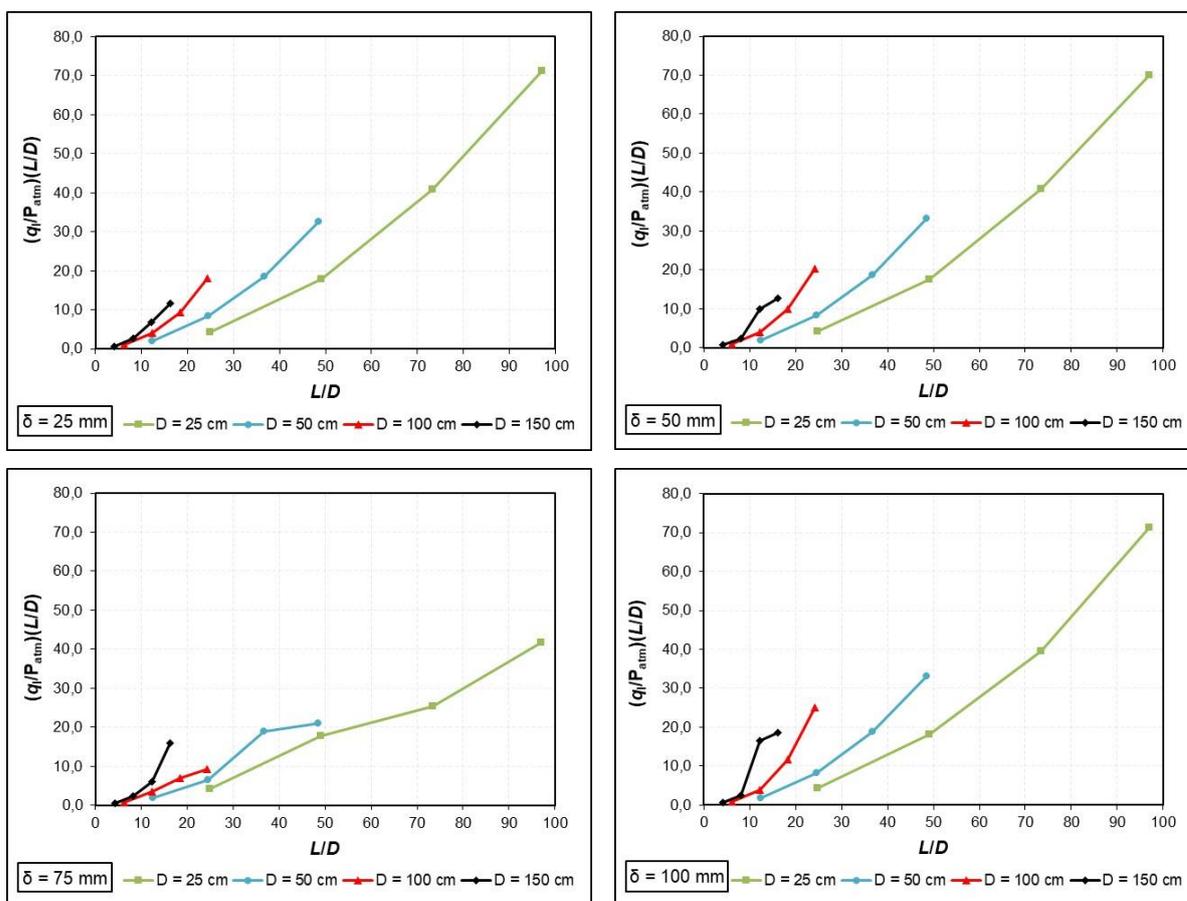


Fonte: Autora (2024).

### 5.2.2. Equação Normalizada para Estimativa de Resistência Lateral

A lógica usada para a formulação de uma equação de  $q_l$  é idêntica à usada no item 5.1.2. Com base no comportamento das curvas  $q_l$  versus  $L/D$ , observa-se que ao normalizar a resistência lateral na forma de  $\left(\frac{q_l}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$ , as quatro curvas de cada deslocamento buscam convergir em uma única curva, como mostra a Figura 35.

Figura 35 - Curvas normalizadas para cada deslocamento e diâmetro.



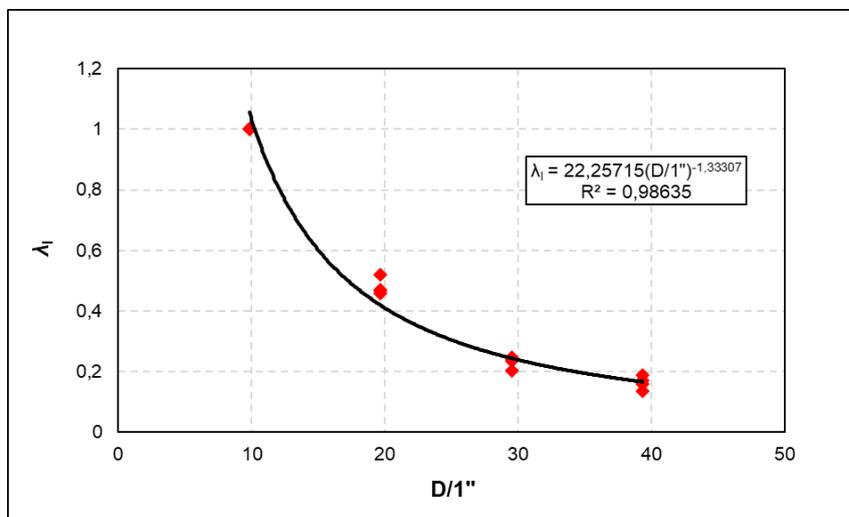
Fonte: Autora (2024).

Considerando a influência do deslocamento da estaca nas curvas da Figura 35, os valores de  $\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  de cada deslocamento foram divididos pelos seus respectivos pares correspondentes ao diâmetro de 25 mm, conforme a Equação (33). Essa forma de normalização busca consolidar as quatro curvas em uma única curva.

$$\lambda_l = \frac{\left[ \left( \frac{q_t}{P_{\text{atm}}} \right) \cdot \left( \frac{L}{D} \right) \right]_{Di}}{\left[ \left( \frac{q_t}{P_{\text{atm}}} \right) \cdot \left( \frac{L}{D} \right) \right]_{D=25\text{cm}}} \quad (33)$$

Os valores médios de  $\lambda_l$  para cada diâmetro são plotados em função do diâmetro normalizado  $\left( \frac{D}{1''} \right)$ , onde 1 polegada (1") corresponde 25,4 mm. A Figura 36 ilustra a curva  $\lambda_l$  versus  $\frac{D}{1''}$ , enquanto a Equação (34) descreve a relação entre  $\lambda_l$  e  $\frac{D}{1''}$ .

Figura 36 - Valor de  $\lambda_l$  em função do diâmetro normalizado.

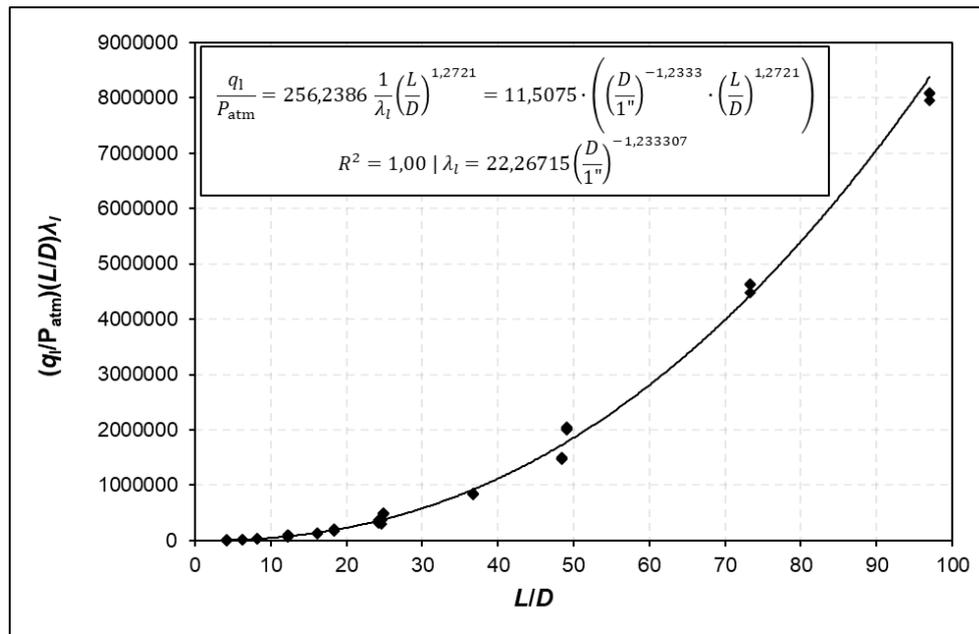


Fonte: Autora (2024).

$$\lambda_l = 22,25715 \left( \frac{D}{1''} \right)^{-1,33307} \quad (34)$$

Por fim, os valores de  $\left( \frac{q_l}{P_{\text{atm}}} \right) \cdot \left( \frac{L}{D} \right)$  de cada uma das curvas da Figura 35 foram multiplicados por  $\lambda_l$  calculado pela Equação (30). Os valores resultantes foram então plotados em função de  $L/D$ , conforme a Figura 37. De modo geral, a curva exibida na Figura 37 descreve o comportamento das 16 curvas mostradas na Figura 35. Diferente da equação proposta para estimativa de  $q_t$ , a equação de  $q_l$  não depende de deslocamentos de estacas, mas apenas dos parâmetros de solo e da geometria das estacas.

Figura 37 - Equação racional obtida para estimar o comportamento de  $q_l$  (kPa).



Fonte: Autora (2024).

$$\frac{q_l}{P_{atm}} = 256,2386 \frac{1}{\lambda_l} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{1,2721} = 11,5075 \cdot \left(\frac{D}{1''}\right)^{-1,233307} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{1,2721} \quad (35)$$

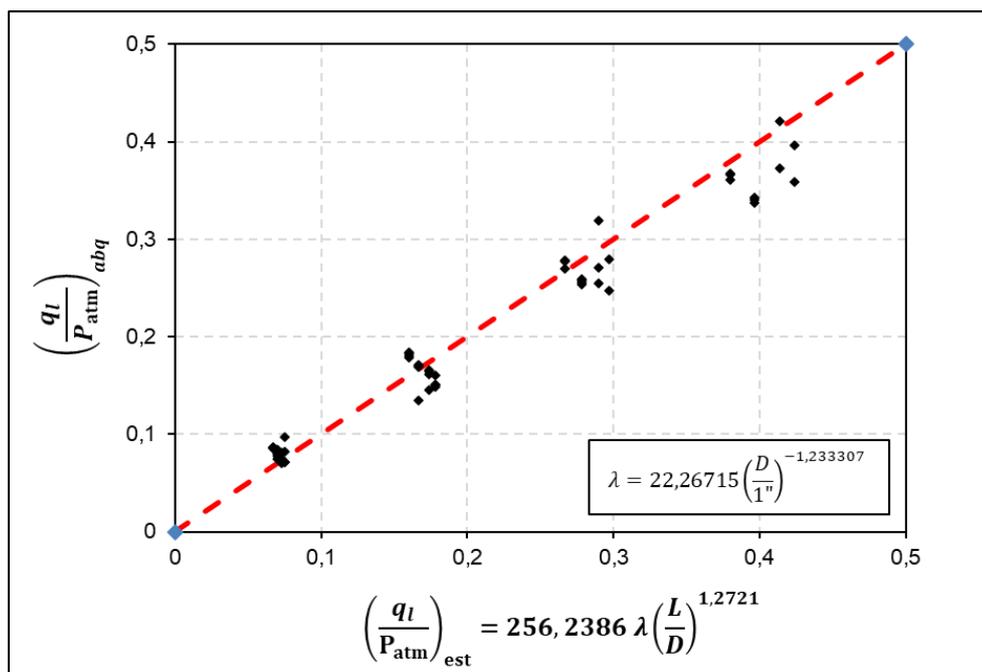
A Equação (35) da curva ilustrada na Figura 37 permite estimar a carga lateral unitária em função de diâmetro e comprimento normalizado de estacas.

A expressão genérica de  $q_l$  em função de  $D$  e  $L/D$  é apresentada na Equação (36). Os fatores de carga  $N_{1l}$ ,  $N_{2l}$  e  $N_{3l}$  dependem somente das propriedades do solo, sendo necessário realizar estudos adicionais com diferentes parâmetros de solo para calibrar esses fatores.

$$\frac{q_l}{P_{atm}} = N_{1l} \cdot \left(\frac{D}{1''}\right)^{N_{2l}} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{N_{3l}} \quad (36)$$

A Figura 38 compara os valores da carga normalizada do *Abaqus* com os da carga normalizada estimados pela Equação (35), com o objetivo de avaliar a precisão da expressão proposta. Os resultados mostram uma boa correlação entre os valores da modelagem numérica e os estimados.

Figura 38 – Precisão do modelo proposto.



Fonte: Autora (2024).

### 5.3. RESISTÊNCIA DE PONTA

O deslocamento das estacas mobiliza de forma distinta as resistências de ponta e lateral. Enquanto pequenos deslocamentos mobilizam significativamente a resistência lateral, a resistência de ponta requer maiores deslocamentos para ser completamente mobilizada. Para entender melhor esse comportamento, este item aborda a variação da resistência unitária de ponta ( $q_b$ ) para diferentes magnitudes de deslocamento de estacas nas 16 análises realizadas, considerando estacas com diferentes diâmetros e comprimentos. Além disso, foi analisada a influência da geometria da estaca sobre o valor da resistência de ponta. Por fim, propõe-se uma equação normalizada que leva em conta a geometria e o deslocamento das estacas para prever a magnitude da resistência unitária de ponta.

### 5.3.1. Resistência de ponta e Análise Paramétrica

A Tabela 22 apresenta os valores de  $Q_b$  obtidos em todas as análises para deslocamentos da estaca de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm. Dividindo a carga de ponta ( $Q_b$ ) pela área de ponta da estaca, obtém-se a resistência unitária de ponta ( $q_b$ ) em kPa. Os valores de  $Q_b$  e  $q_b$  foram plotados na Figura 39 em função do comprimento normalizado ( $L/D$ ).

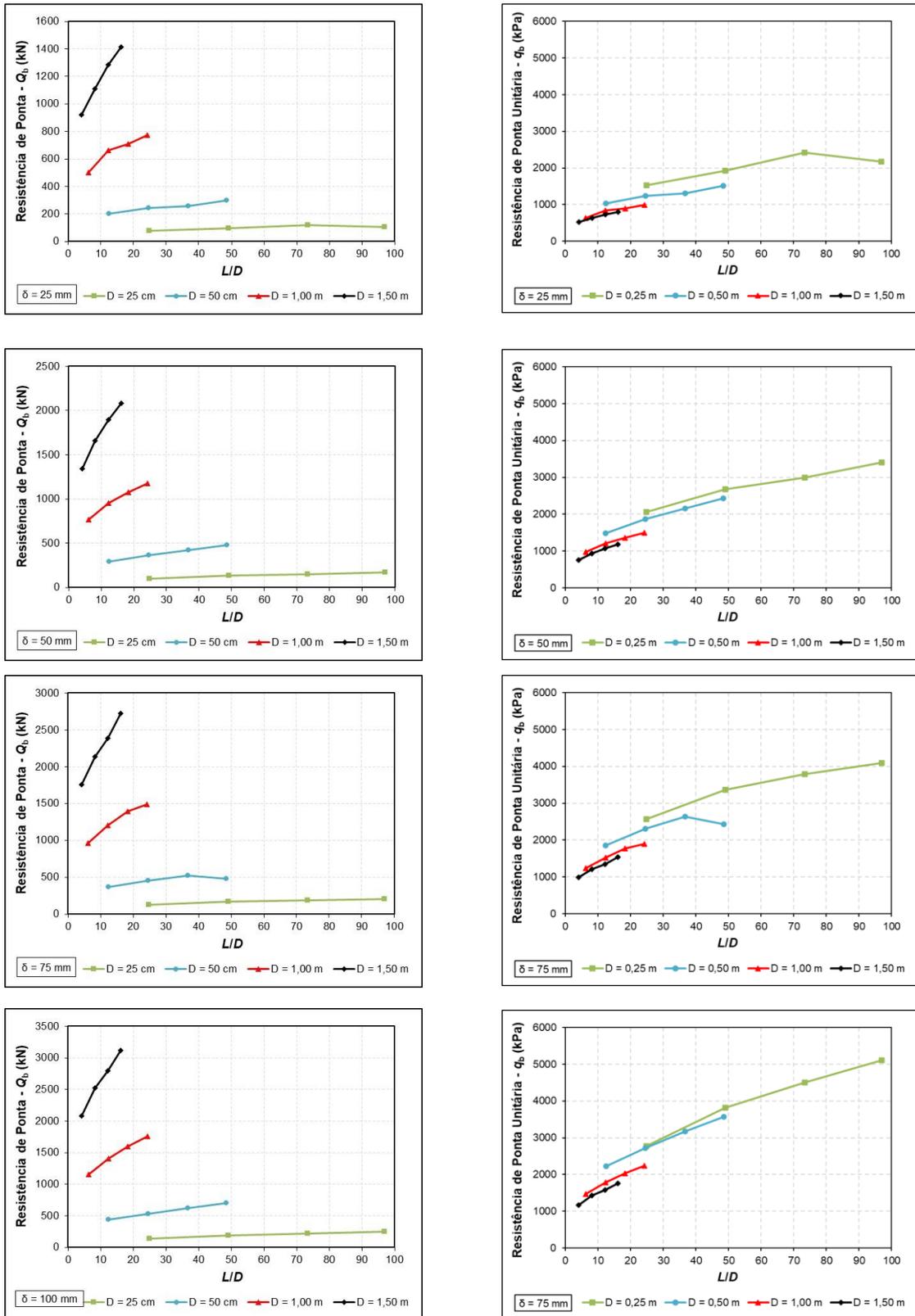
Tabela 22 – Valores das cargas de ponta mobilizadas em deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.

Análise	D (m)	L (m)	$Q_b$ (kN)			
			$\delta = 25\text{mm}$	$\delta = 50\text{mm}$	$\delta = 75\text{mm}$	$\delta = 100\text{mm}$
1	0,25	6,21	74,84	101,15	126,01	136,32
2		12,28	94,49	131,66	165,47	187,32
3		18,34	118,49	146,98	186,34	220,84
4		24,25	106,29	167,08	200,98	250,91
5	0,50	6,21	203,01	292,01	364,06	436,44
6		12,28	243,30	366,25	453,13	533,32
7		18,34	255,83	423,29	519,02	623,87
8		24,25	296,85	476,41	476,41	702,31
9	1,00	6,21	503,18	767,60	966,56	1154,21
10		12,28	661,74	952,68	1202,59	1401,10
11		18,34	706,58	1072,41	1390,43	1600,94
12		24,25	773,23	1175,60	1489,13	1754,56
13	1,50	6,21	918,27	1342,69	1758,20	2074,59
14		12,28	1111,63	1657,57	2136,31	2520,03
15		18,34	1286,23	1893,86	2385,52	2791,27
16		24,25	1414,84	2082,42	2726,00	3117,00

Fonte: Autora (2024).

A análise da Tabela 22 ou da Figura 39 permite concluir as cargas  $Q_b$  e  $q_b$  crescem com o aumento de  $L/D$ . Esse comportamento era esperado, considerando que as tensões no solo aumentam com a profundidade, e que maiores diâmetros resultam em maiores áreas de ponta. Para um mesmo deslocamento da estaca, as curvas  $Q_b$  versus  $L/D$  para diferentes diâmetros apresentam comportamentos distintos, com declividades crescentes à medida que o diâmetro da estaca aumenta. Em contraste, as curvas  $q_b$  versus  $L/D$  de diferentes diâmetros tendem a seguir uma tendência similar.

Figura 39 – Influência do diâmetro na resistência de ponta ( $Q_b$ ) e resistência de ponta unitária ( $q_b$ ).



Fonte: Autora (2024).

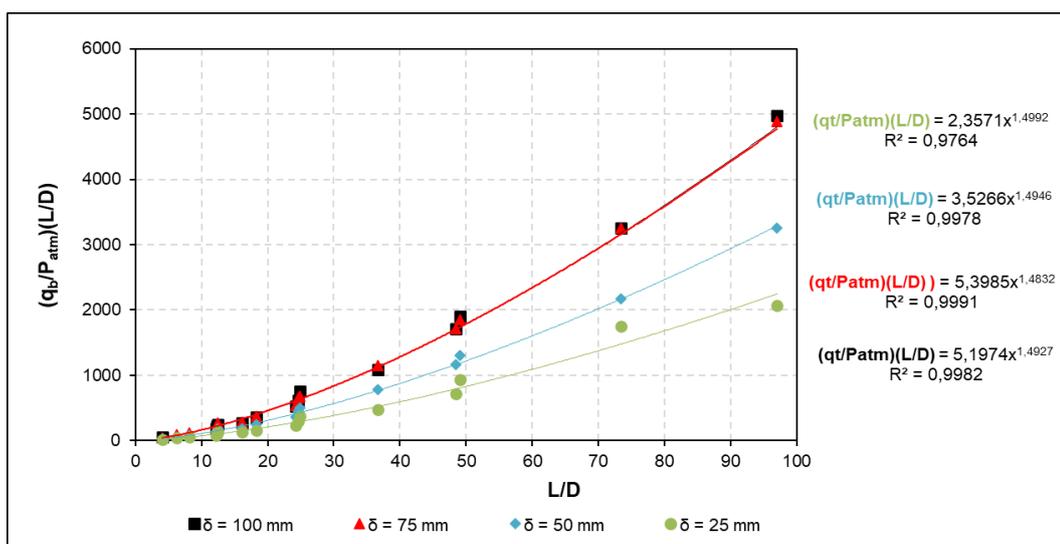
Semelhante ao observado nas cargas totais, nota-se também na Figura 39 que cada curva possui sua própria tendência, demonstrando a influência tanto do deslocamento quanto da geometria da estaca nos valores das cargas de ponta. Por essa razão, formula-se no próximo item uma única equação normalizada que agregue as 16 curvas, com o objetivo de estimar os valores das cargas de ponta e a curva carga de ponta *versus* deslocamento.

### 5.3.2. Equação Normalizada para Estimativa da Carga de Ponta

Vale ressaltar novamente que a lógica usada para a formulação de uma equação de  $q_b$  é idêntica à usada no item 5.1.2. Com base no comportamento das curvas  $q_b$  versus  $L/D$ , observa-se que ao normalizar a carga na forma de  $\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$ , as quatro curvas de cada deslocamento convergem em uma única curva, como mostra a Figura 40.

As expressões que relacionam  $\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  e  $L/D$  para os deslocamentos de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm, bem como os seus respectivos coeficientes de determinação ( $R^2$ ), são apresentados na Figura 40.

Figura 40 – Curvas normalizadas para cada deslocamento.



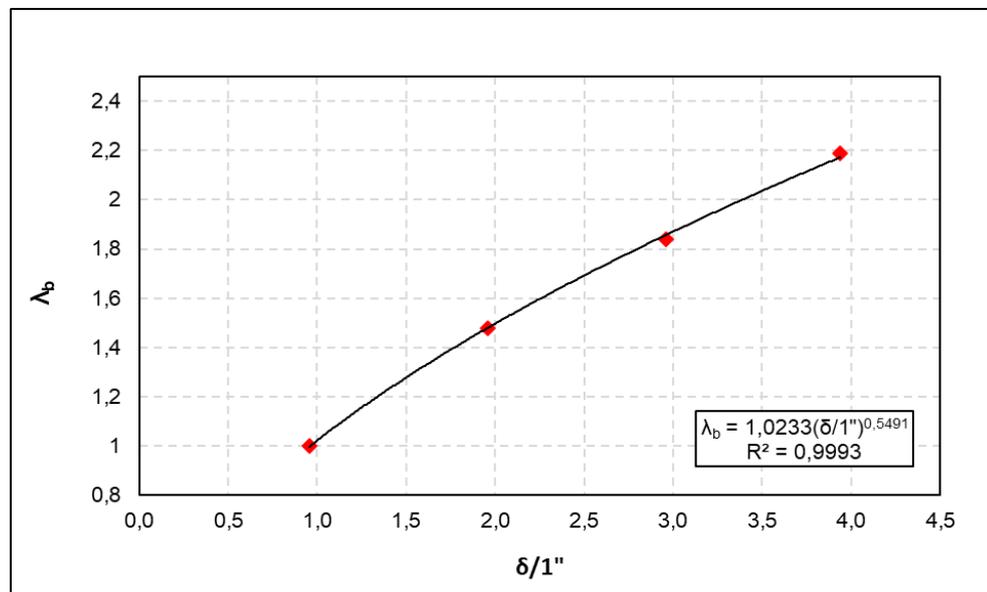
Fonte: Autora (2024).

Considerando a influência do deslocamento da estaca nas curvas da Figura 40, os valores de  $\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  de cada deslocamento foram divididos pelos seus respectivos pares correspondentes ao deslocamento de 25 mm, conforme a Equação (37). Essa forma de normalização busca consolidar as quatro curvas em uma única curva.

$$\lambda_b = \frac{\left[\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)\right]_{\delta_i}}{\left[\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)\right]_{\delta=25\text{mm}}} \quad (37)$$

Os valores médios de  $\lambda_b$  para cada deslocamento foram plotados em função do deslocamento normalizado  $\left(\frac{\delta}{1''}\right)$ , onde 1 polegada (1") corresponde 25,4 mm. A Figura 41 ilustra a curva  $\lambda_b$  versus  $\frac{\delta}{1''}$ , enquanto a Equação (38) descreve a relação entre  $\lambda_b$  e  $\frac{\delta}{1''}$ .

Figura 41 - Influência do deslocamento ( $\lambda_b$ ).

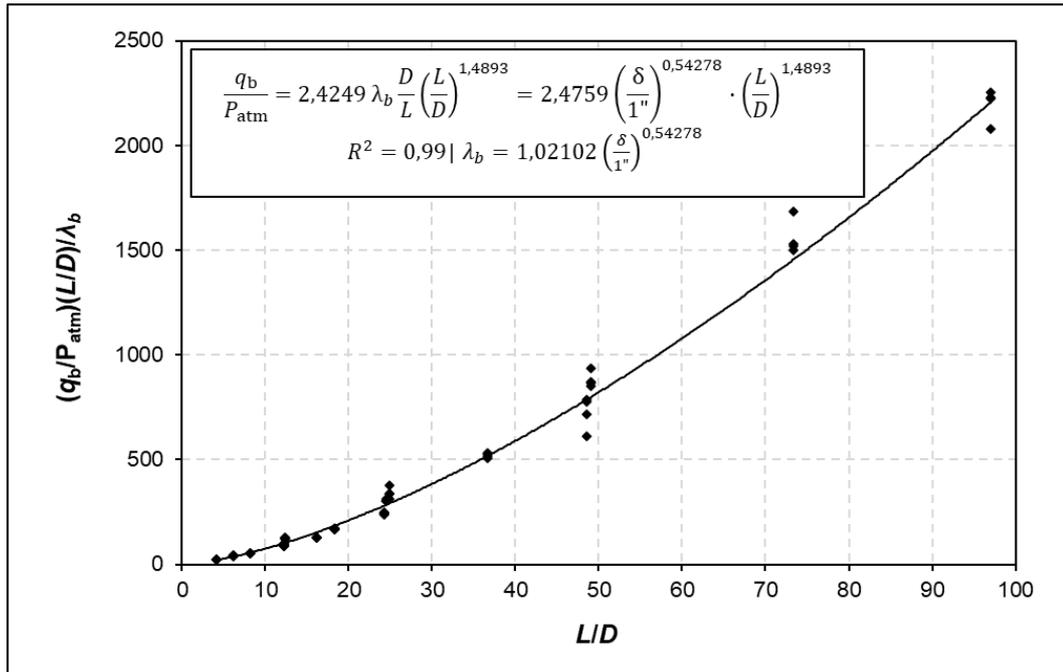


Fonte: Autora (2024).

$$\lambda_b = 1,0233 \left(\frac{\delta}{1''}\right)^{0,5491} \quad (38)$$

Por fim, os valores de  $\left(\frac{q_b}{P_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{L}{D}\right)$  de cada uma das curvas da Figura 40, foram divididos por  $\lambda_b$  calculado pela Equação (38). Os valores dessa divisão foram então plotados em função de  $L/D$ , conforme a Figura 42. De modo geral, a curva exibida nessa figura descreve o comportamento das 16 curvas mostradas na Figura 39.

Figura 42 - Equação racional obtida para estimar o comportamento de  $q_b$  (kPa).



Fonte: Autora (2024).

$$\frac{q_b}{P_{atm}} = 2,4249 \lambda_b \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{1,4893} = 2,4759 \left(\frac{\delta}{1^n}\right)^{0,54278} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{1,4893} \quad (39)$$

A Equação (39) permite estimar a carga unitária de ponta em função de deslocamento e comprimento normalizado de estacas, além de prever a curva de carga ponta *versus* deslocamento.

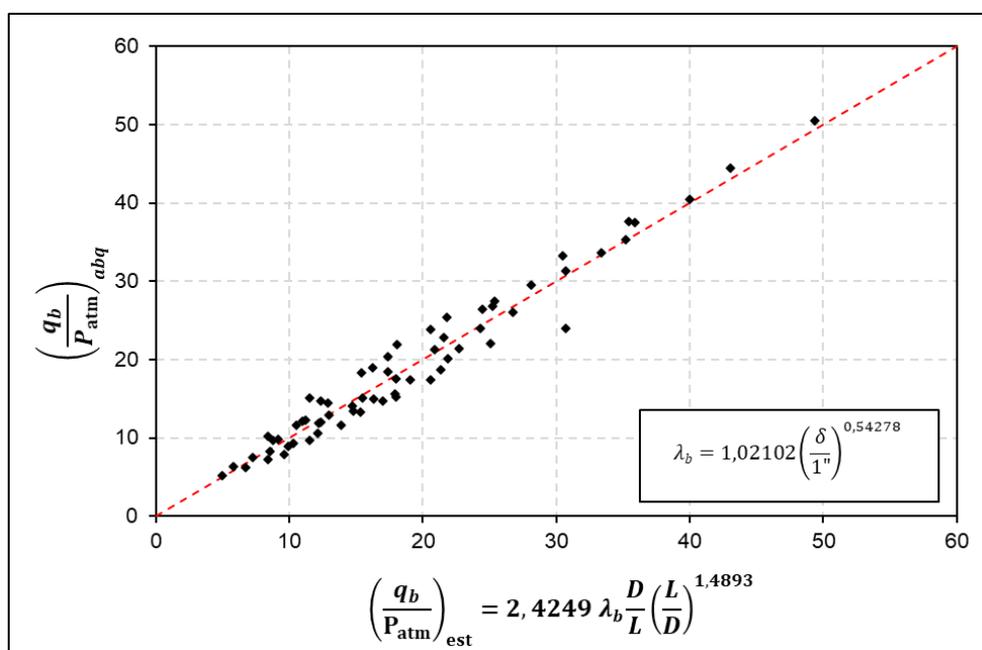
A expressão genérica de  $q_b$  em função de  $\delta$  e  $L/D$  é apresentada na Equação (40). Os fatores de carga  $N_{1b}$ ,  $N_{2b}$  e  $N_{3b}$  dependem somente das propriedades do solo, sendo necessário realizar estudos adicionais com diferentes parâmetros de solo para

calibrar esses fatores. Nota-se que a expressão da carga de ponta possui o mesmo formato da expressão de carga total.

$$\frac{q_b}{P_{atm}} = N_{1b} \cdot \left(\frac{\delta}{1''}\right)^{N_{2b}} \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^{N_{3b}} \quad (40)$$

A Figura 43 compara os valores da carga de ponta normalizada do *Abaqus* com os da carga de ponta normalizada estimados pela Equação (39), com o objetivo de avaliar a precisão da expressão proposta. Os resultados mostram uma boa concordância entre os valores do *Abaqus* e os estimados pela equação proposta.

Figura 43 - Precisão do modelo proposto.



Fonte: Autora (2024).

#### 5.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Para validar os resultados obtidos na modelagem numérica, esta seção compara os resultados gerados pelo *software* Abaqus com aqueles estimados por três métodos semiempíricos amplamente utilizados no Brasil: Aoki e Velloso (1975),

Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Inicialmente, são comparados os resultados de carga total ( $Q_t$ ) para estacas de diferentes diâmetros e comprimentos. O resultado da prova de carga na estaca ET5 do Campo Experimental de Araquari (Nienov, 2016), foi considerado na comparação da estaca com 24,25 m de comprimento e 1,00 m de diâmetro. Subsequentemente, comparam-se os resultados das cargas de ponta ( $Q_b$ ) e lateral ( $Q_l$ ), e apresenta-se a razão entre as cargas obtidas pelo *Abaqus* e aquelas calculadas pelos métodos semi-empíricos.

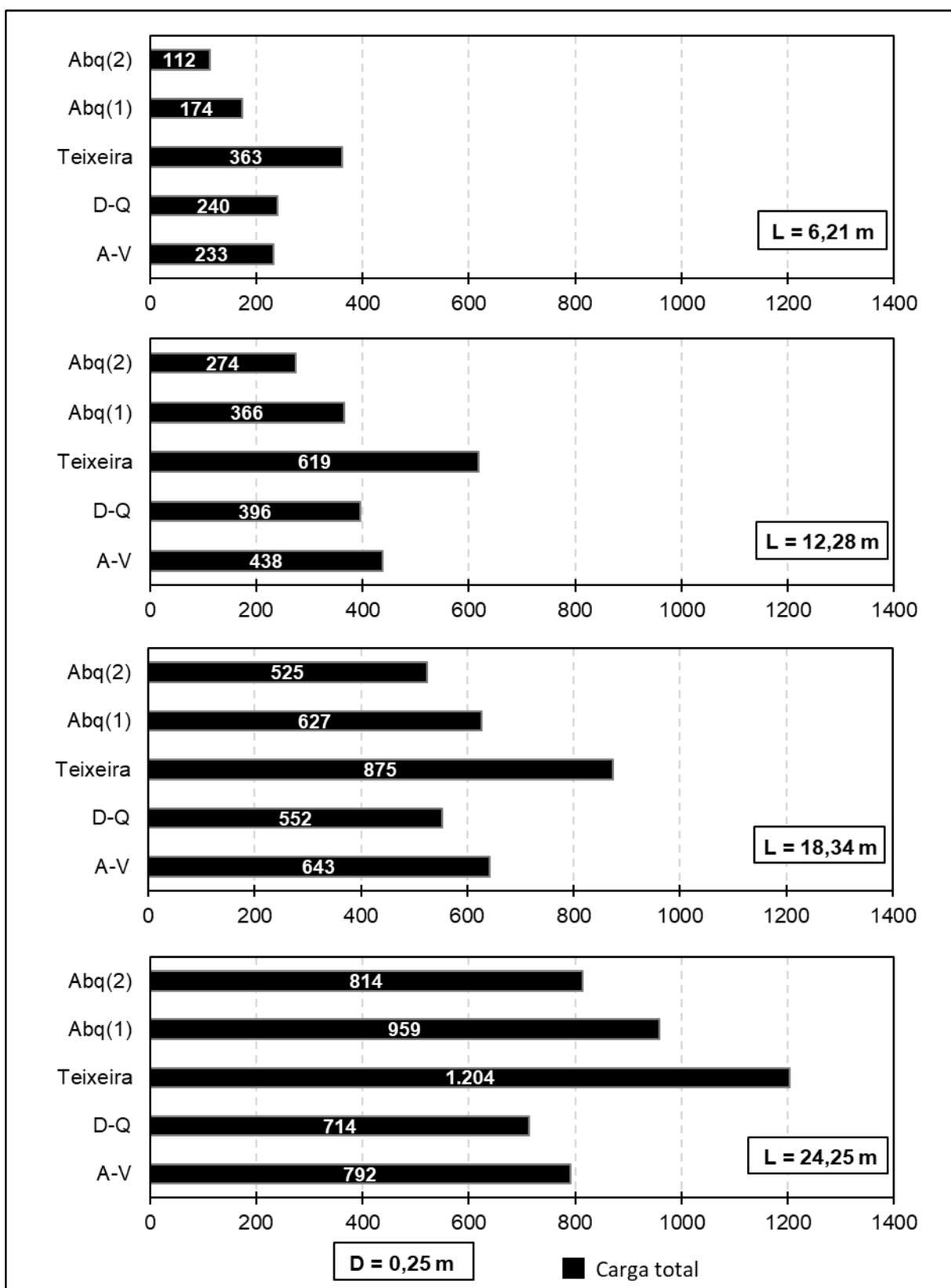
As Figuras 44 a 47 comparam os valores de cargas totais para estacas com diâmetros de 0,25 m, 0,50 m, 1,00 m e 1,50 m, respectivamente. Segundo Salgado (2008), um deslocamento relativo ( $\delta/D$ ) de 10% é necessário para causar perda de operacionalidade ou colapso estrutural, sendo assim considerado no cálculo da carga última de estacas. Como as estacas foram deslocadas até 100 mm, correspondente a 10% do diâmetro de 1,0 m, duas cargas do *Abaqus* foram consideradas para estacas com diâmetros de 25 cm e 50 cm. Os resultados denominados Abq(1) consideram cargas no deslocamento total de 100 mm, enquanto os resultados denominados Abq(2) consideram as cargas correspondentes a deslocamentos de 10% do diâmetro.

De modo geral, o método de Teixeira (1996) apresentou os maiores valores de carga total em todas as análises, sendo, portanto, o método menos conservador. Os valores de  $Q_t$  dos demais métodos possuem a mesma ordem de grandeza. Para estacas com diâmetros menores ou iguais a 1,00 m, os resultados do *Abaqus* apresentaram menores valores de  $Q_t$  em comparação aos demais métodos e se aproximam mais dos resultados dos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975). A discrepância observada pode ser atribuída às diferenças entre os métodos e às simplificações decorrentes da homogeneização das camadas.

Para maiores comprimentos de estacas, independentemente do diâmetro, o método de Décourt e Quaresma (1978) apresentou resultados mais conservadores do que os de Aoki e Velloso (1975).

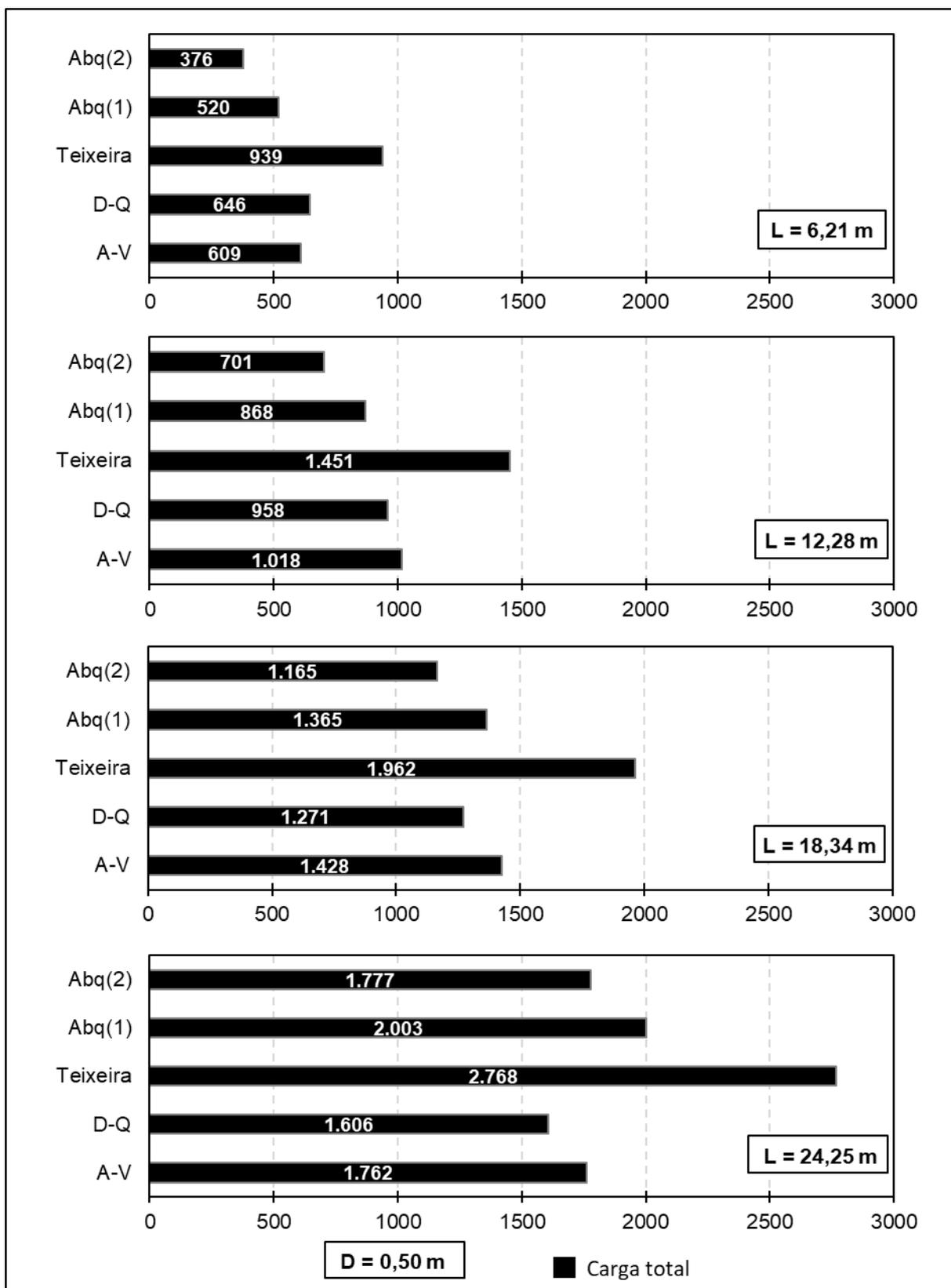
Com relação aos valores de  $Q_t$  correspondentes ao Abq(1) e Abq(2), nota-se que os valores de  $Q_t$  do Abq(1) se aproximam mais dos valores de  $Q_t$  dos métodos semiempíricos, exceto para estacas de maior comprimento. Essa observação pode indicar que as cargas estimadas pelos métodos semiempíricos correspondem ao estado último, esperado em maiores deslocamentos das estacas.

Figura 44 – Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,25 m.



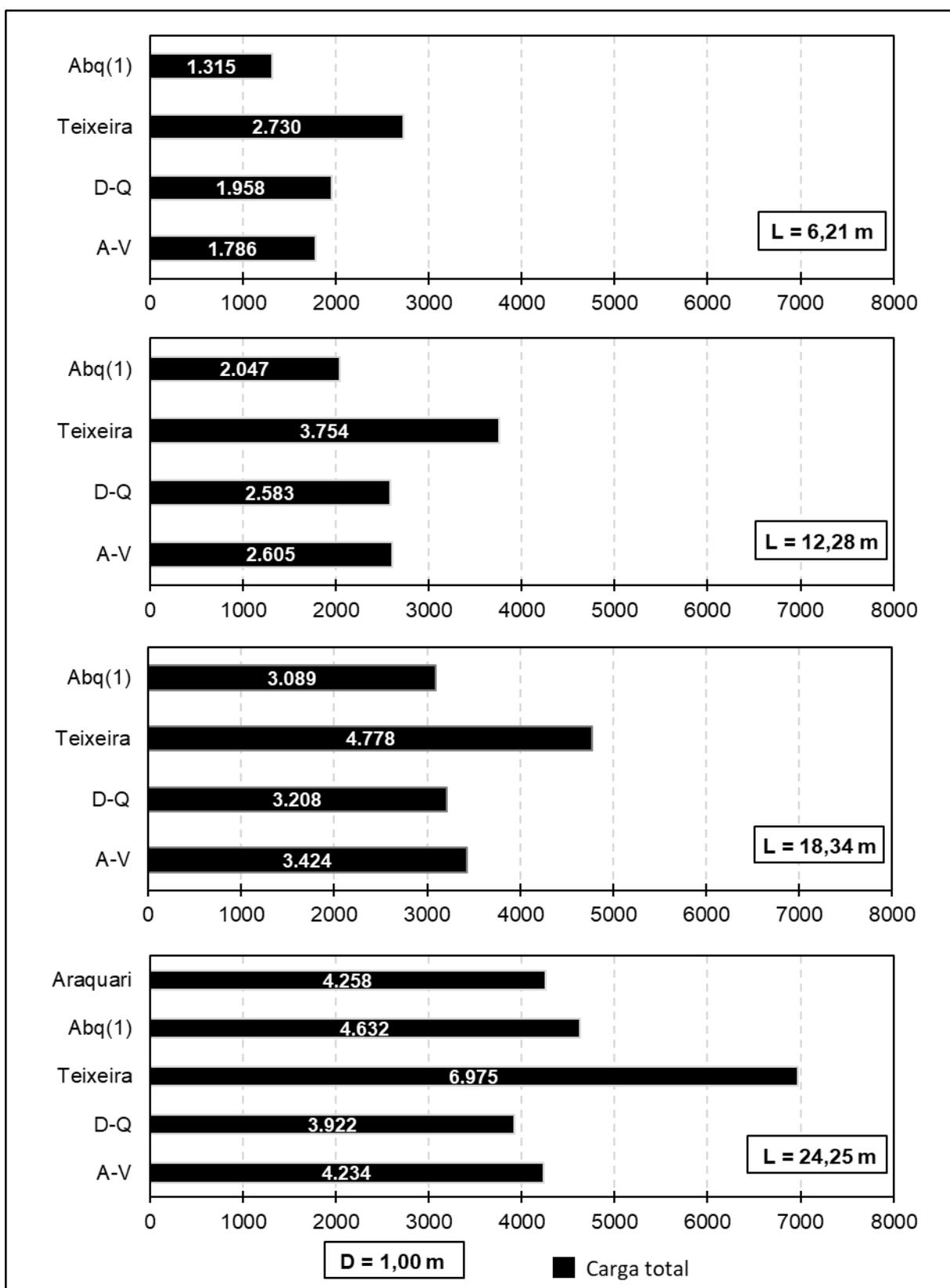
Fonte: Autora (2024).

Figura 45 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,50 m.



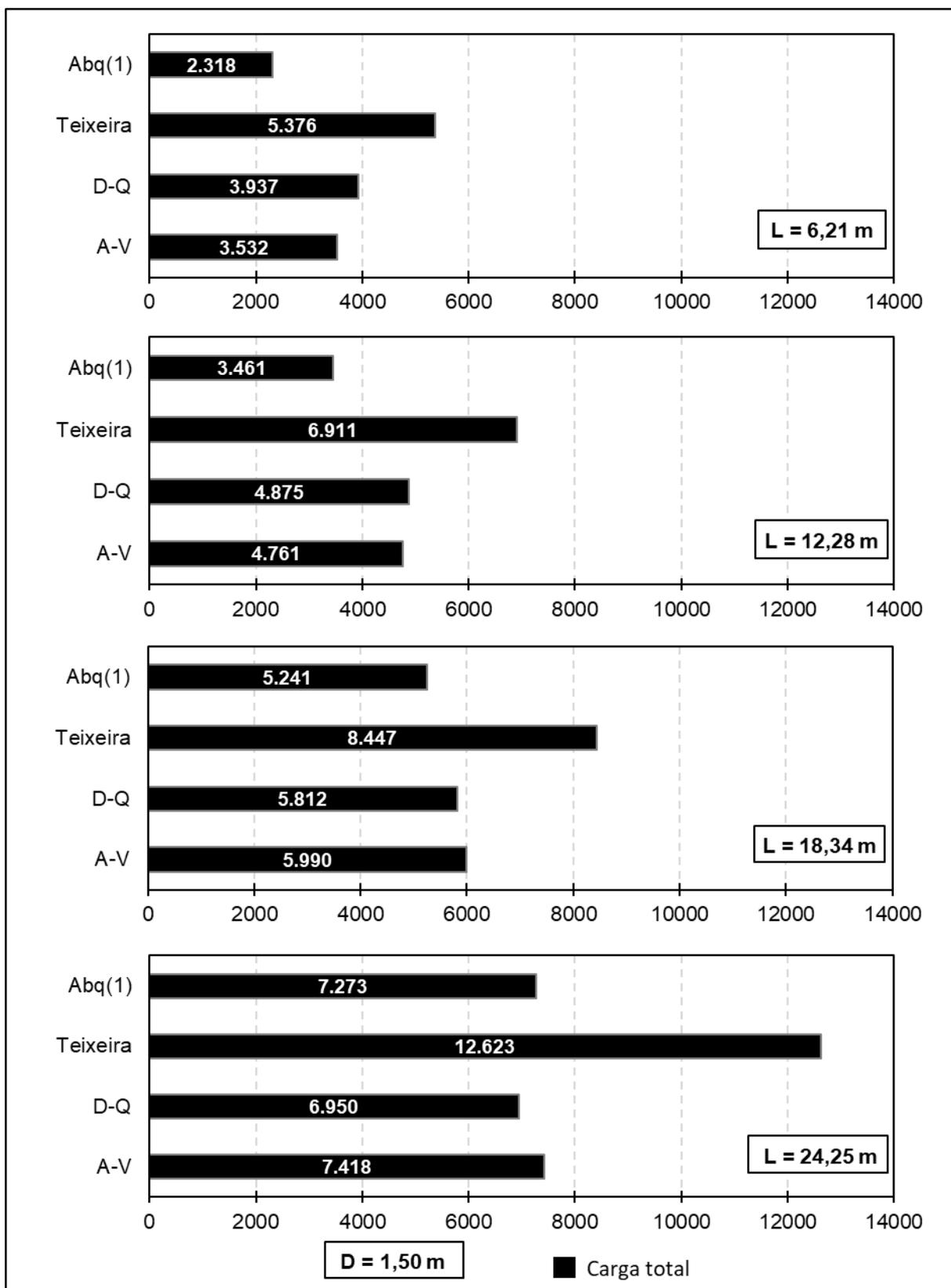
Fonte: Autora (2024).

Figura 46 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,75 m.



Fonte: Autora (2024).

Figura 47 - Comparação entre as cargas totais: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,50 m.



Fonte: Autora (2024).

Para entender melhor a contribuição das parcelas de ponta e atrito lateral nos valores das cargas totais, as Figuras 48 a 51 compara os resultados das cargas de ponta ( $Q_b$ ) e lateral ( $Q_l$ ), gerados pelo *software Abaqus* com aqueles estimados pelos métodos semiempíricos.

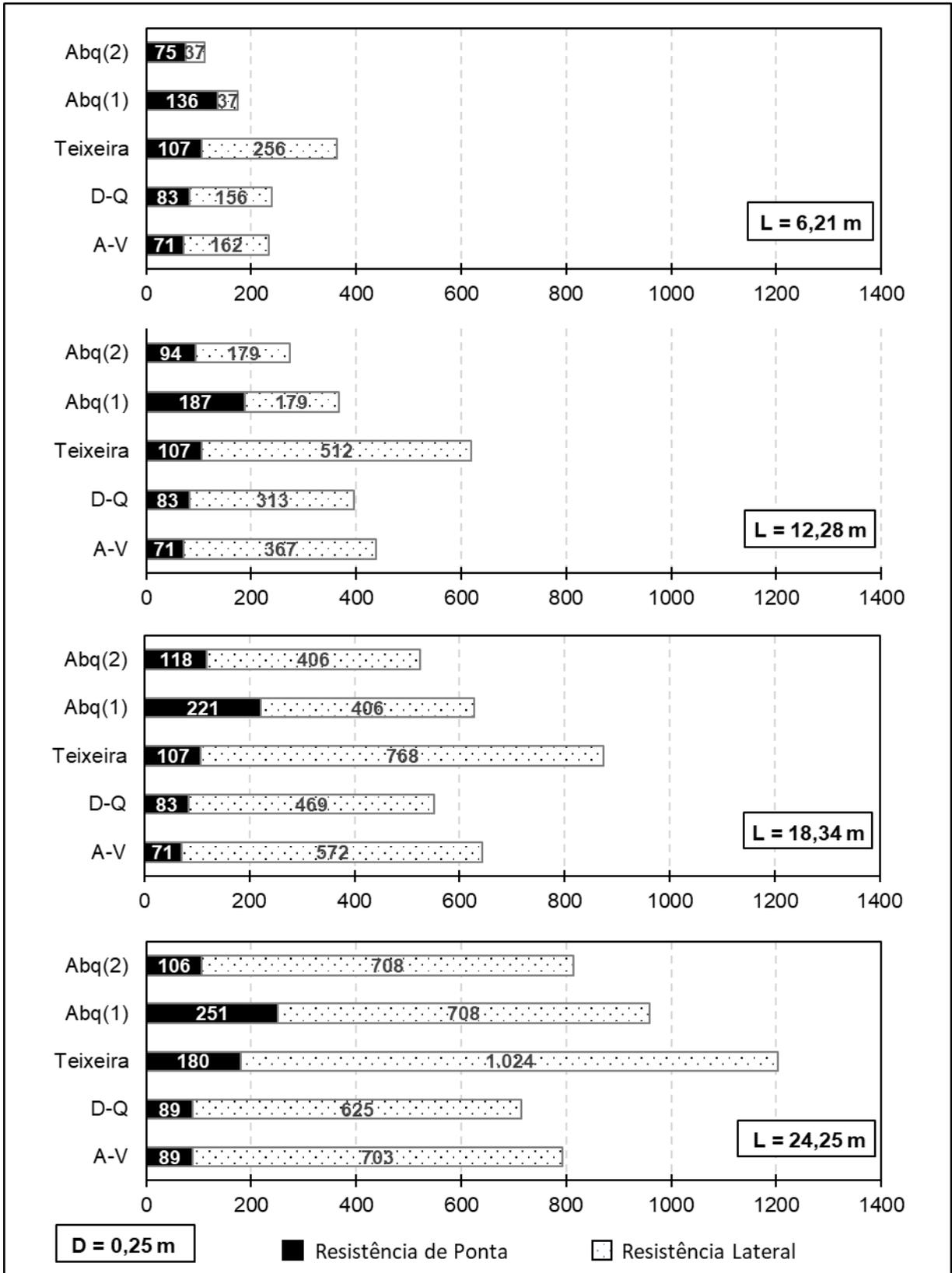
Em relação às resistências de ponta e lateral, o método de Teixeira demonstrou-se menos conservador, apresentando valores maiores de  $Q_l$  em todas as análises. Com exceção das análises para estacas com diâmetros de 0,25 m e 0,50 m, os maiores valores de  $Q_b$  também foram obtidos pelos métodos de Teixeira. Por outro lado, embora apresentem cargas totais semelhantes, o método de Décourt e Quaresma previu valores maiores de  $Q_b$  e menores de  $Q_l$  quando comparado ao método de Aoki e Velloso.

Os valores de  $Q_l$  obtidos pelo *Abaqus* são menores do que aqueles estimados pelos métodos semiempíricos para estacas mais curtas, mas apresentam valores da mesma ordem de grandeza em estacas mais longas. Esse comportamento ocorre devido à adoção de  $N_{SPT}$  constante ao longo da profundidade nos métodos semiempíricos, resultando em atrito lateral unitário constante. No *Abaqus*, o atrito lateral unitário aumenta com a profundidade, levando a menores valores de  $Q_l$  para estacas mais curtas.

Para estacas com diâmetros menores ou iguais a 0,50 m, a resistência de ponta ( $Q_b$ ) correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca (Abq(2)) é mais próxima dos valores estimados pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, em comparação com os resultados de Abq(1), que correspondem a um deslocamento de 100 mm.

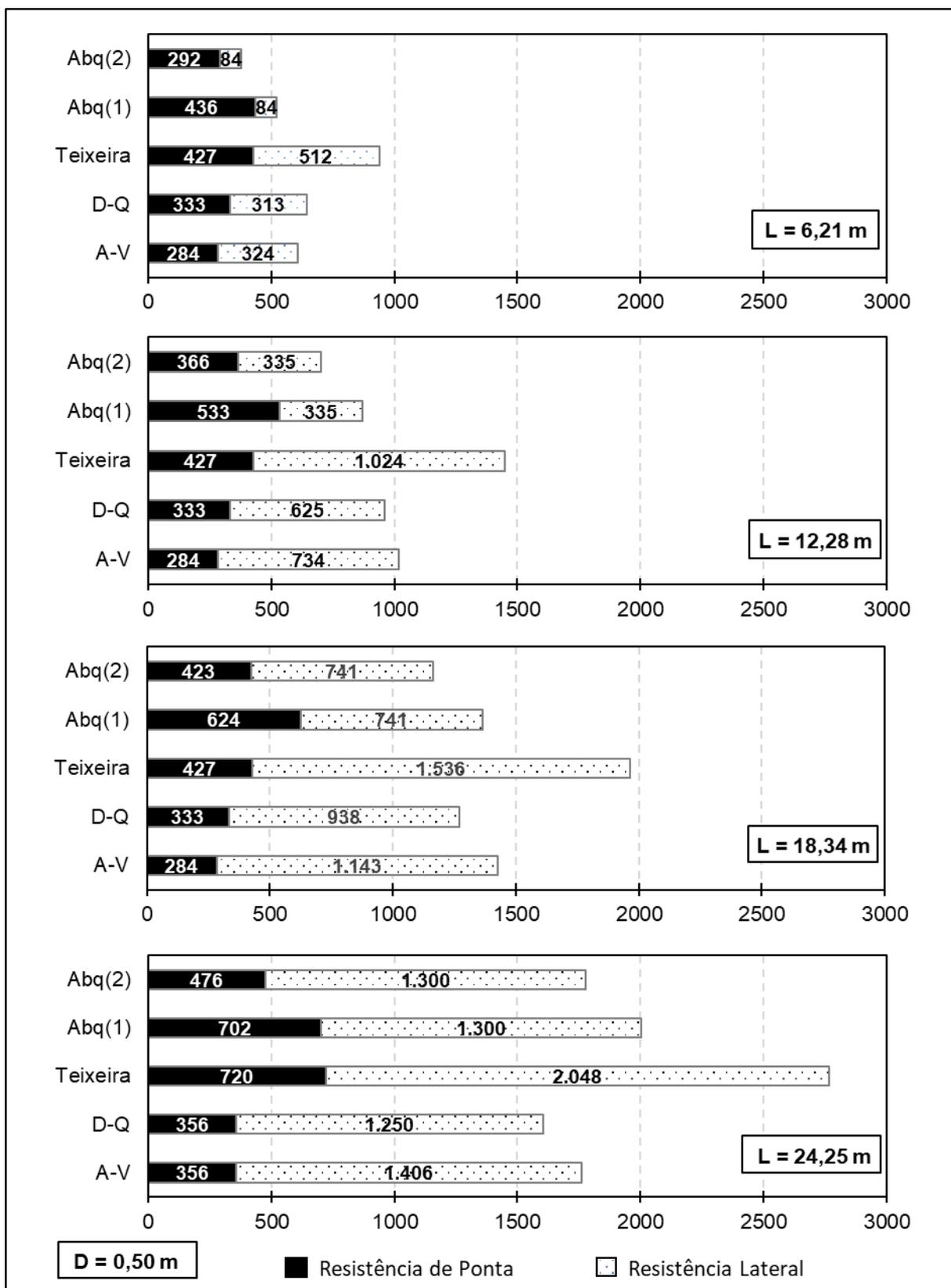
Por fim, a Tabela 23 foi organizada para facilitar a interpretação dos resultados comparativos, apresentando a razão entre as cargas obtidas no *Abaqus* e as cargas estimadas pelos métodos semiempíricos. Os valores da razão menores que um, indicando cargas do *Abaqus* inferiores às dos métodos semiempíricos, são sublinhados para diferenciá-los dos valores maiores que um. Em síntese, as maiores e menores razões ocorreram nas comparações com o método de Teixeira, principalmente em estacas de menores diâmetros e em relação à resistência lateral.

Figura 48 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,25 m.



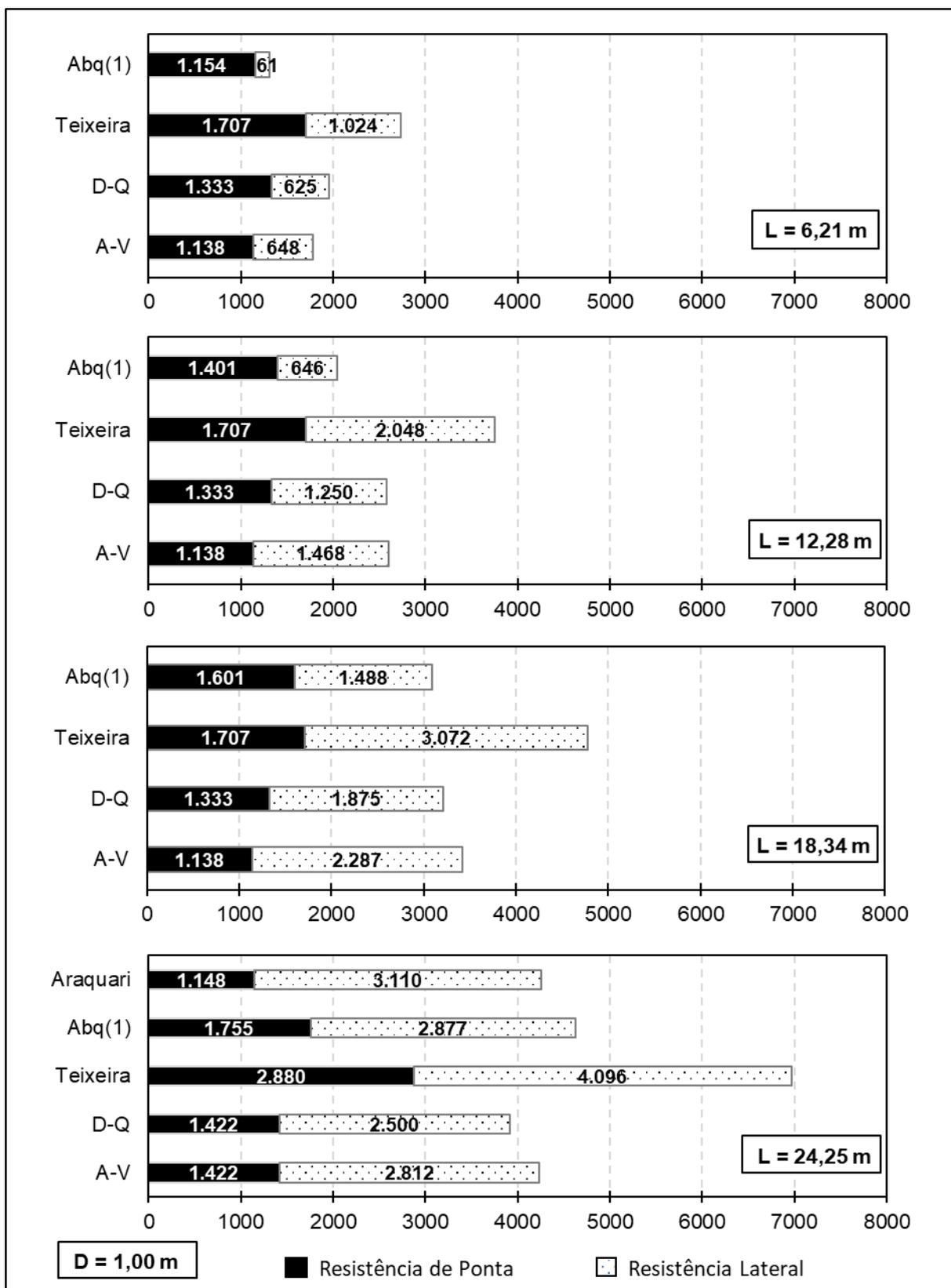
Fonte: Autora (2024).

Figura 49 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 0,50 m.



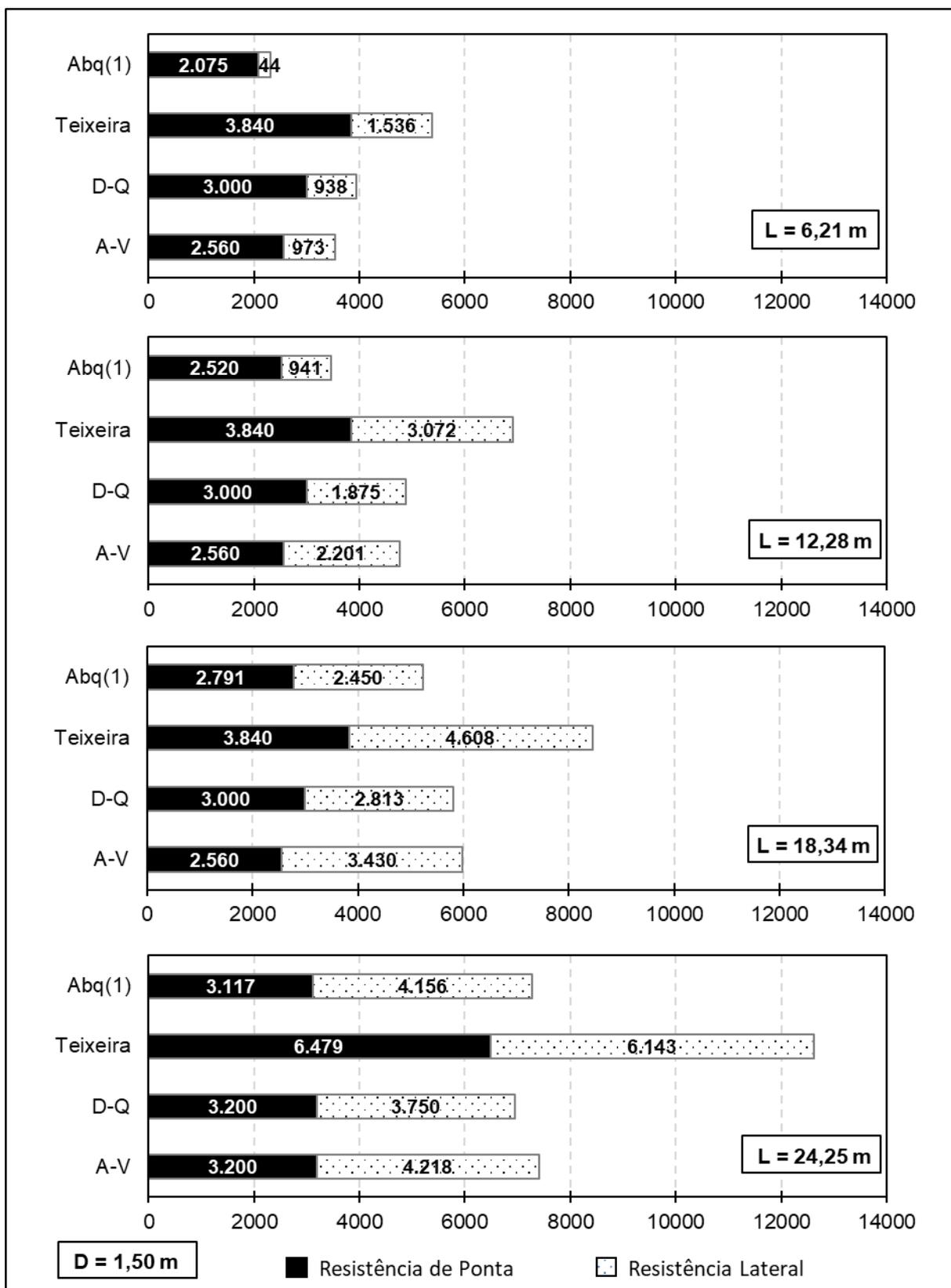
Fonte: Autora (2024).

Figura 50 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,00 m.



Fonte: Autora (2024).

Figura 51 - Comparação entre as cargas de ponta e lateral: estacas de diferentes comprimentos e diâmetro de 1,50 m.



Fonte: Autora (2024).

Tabela 23 – Razão entre os valores das cargas totais, de ponta e lateral.

Análise	Razão entre cargas	$Q_{Abq(1)}/Q_{semiempírico}$			$Q_{Abq(2)}/Q_{semiempírico}$		
		Método			A-V	D-Q	Teixeira
		A-V	D-Q	Teixeira	A-V	D-Q	Teixeira
1	$Q_b$	1,92	1,64	1,28	1,05	<u>0,90</u>	<u>0,70</u>
	$Q_l$	<u>0,23</u>	<u>0,24</u>	<u>0,15</u>			
	$Q_t$	<u>0,74</u>	<u>0,73</u>	<u>0,48</u>	<u>0,48</u>	<u>0,47</u>	<u>0,31</u>
2	$Q_b$	2,63	2,25	1,76	1,33	1,13	<u>0,89</u>
	$Q_l$	<u>0,49</u>	<u>0,57</u>	<u>0,35</u>			
	$Q_t$	<u>0,84</u>	<u>0,93</u>	<u>0,59</u>	<u>0,62</u>	<u>0,69</u>	<u>0,44</u>
3	$Q_b$	3,11	2,65	2,07	1,67	1,42	1,11
	$Q_l$	<u>0,71</u>	<u>0,87</u>	<u>0,53</u>			
	$Q_t$	<u>0,98</u>	<u>1,14</u>	<u>0,72</u>	<u>0,82</u>	<u>0,95</u>	<u>0,60</u>
4	$Q_b$	2,82	2,82	1,39	1,20	1,20	<u>0,59</u>
	$Q_l$	1,01	1,13	<u>0,69</u>			
	$Q_t$	1,21	1,34	<u>0,80</u>	1,03	1,14	<u>0,68</u>
5	$Q_b$	1,53	1,31	1,02	1,03	<u>0,88</u>	<u>0,68</u>
	$Q_l$	0,26	0,27	0,16			
	$Q_t$	0,85	0,81	0,55	<u>0,62</u>	<u>0,58</u>	<u>0,40</u>
6	$Q_b$	1,88	1,60	1,25	1,29	1,10	<u>0,86</u>
	$Q_l$	<u>0,46</u>	<u>0,54</u>	<u>0,33</u>			
	$Q_t$	<u>0,85</u>	<u>0,91</u>	<u>0,60</u>	<u>0,69</u>	<u>0,73</u>	<u>0,48</u>
7	$Q_b$	2,19	1,87	1,46	1,49	1,27	<u>0,99</u>
	$Q_l$	<u>0,65</u>	<u>0,79</u>	<u>0,48</u>			
	$Q_t$	<u>0,96</u>	<u>1,07</u>	<u>0,70</u>	<u>0,82</u>	<u>0,92</u>	<u>0,59</u>
8	$Q_b$	1,98	1,98	<u>0,98</u>	1,34	1,34	<u>0,66</u>
	$Q_l$	<u>0,92</u>	<u>1,04</u>	<u>0,64</u>			
	$Q_t$	<u>1,14</u>	<u>1,25</u>	<u>0,72</u>	1,01	1,11	<u>0,64</u>
9	$Q_b$	1,01	<u>0,87</u>	<u>0,68</u>			
	$Q_l$	<u>0,25</u>	<u>0,26</u>	<u>0,16</u>			
	$Q_t$	<u>0,74</u>	<u>0,67</u>	<u>0,48</u>			
10	$Q_b$	1,23	1,05	<u>0,82</u>			
	$Q_l$	<u>0,44</u>	<u>0,52</u>	<u>0,32</u>			
	$Q_t$	<u>0,79</u>	<u>0,79</u>	<u>0,55</u>			
11	$Q_b$	1,41	1,20	<u>0,94</u>			
	$Q_l$	<u>0,65</u>	<u>0,79</u>	<u>0,48</u>			
	$Q_t$	<u>0,90</u>	<u>0,96</u>	<u>0,65</u>			
12	$Q_b$	1,23	1,23	<u>0,61</u>			
	$Q_l$	1,02	1,15	<u>0,70</u>			
	$Q_t$	1,09	1,18	<u>0,66</u>			
13	$Q_b$	<u>0,81</u>	<u>0,69</u>	<u>0,54</u>			
	$Q_l$	<u>0,25</u>	<u>0,26</u>	<u>0,16</u>			
	$Q_t$	<u>0,66</u>	<u>0,59</u>	<u>0,43</u>			
14	$Q_b$	<u>0,98</u>	<u>0,84</u>	<u>0,66</u>			
	$Q_l$	<u>0,43</u>	<u>0,50</u>	<u>0,31</u>			
	$Q_t$	<u>0,73</u>	<u>0,71</u>	<u>0,50</u>			
15	$Q_b$	1,09	<u>0,93</u>	<u>0,73</u>			
	$Q_l$	<u>0,71</u>	<u>0,87</u>	<u>0,53</u>			
	$Q_t$	<u>0,87</u>	<u>0,90</u>	<u>0,62</u>			
16	$Q_b$	<u>0,97</u>	<u>0,97</u>	<u>0,48</u>			
	$Q_l$	<u>0,99</u>	1,11	<u>0,68</u>			
	$Q_t$	<u>0,98</u>	1,05	<u>0,58</u>			

Fonte: Autora (2024).

## 5.5. COMPORTAMENTO DOS COEFICIENTES DA INTERFACE SOLO-ESTACA

Este item aborda as análises realizadas para investigar a variação paramétrica e ao longo da profundidade dos coeficientes  $\beta$ ,  $K_s$  e  $\mu$ , determinados a partir das tensões atuantes na interface solo-estaca.

### 5.5.1. Coeficiente $\beta$

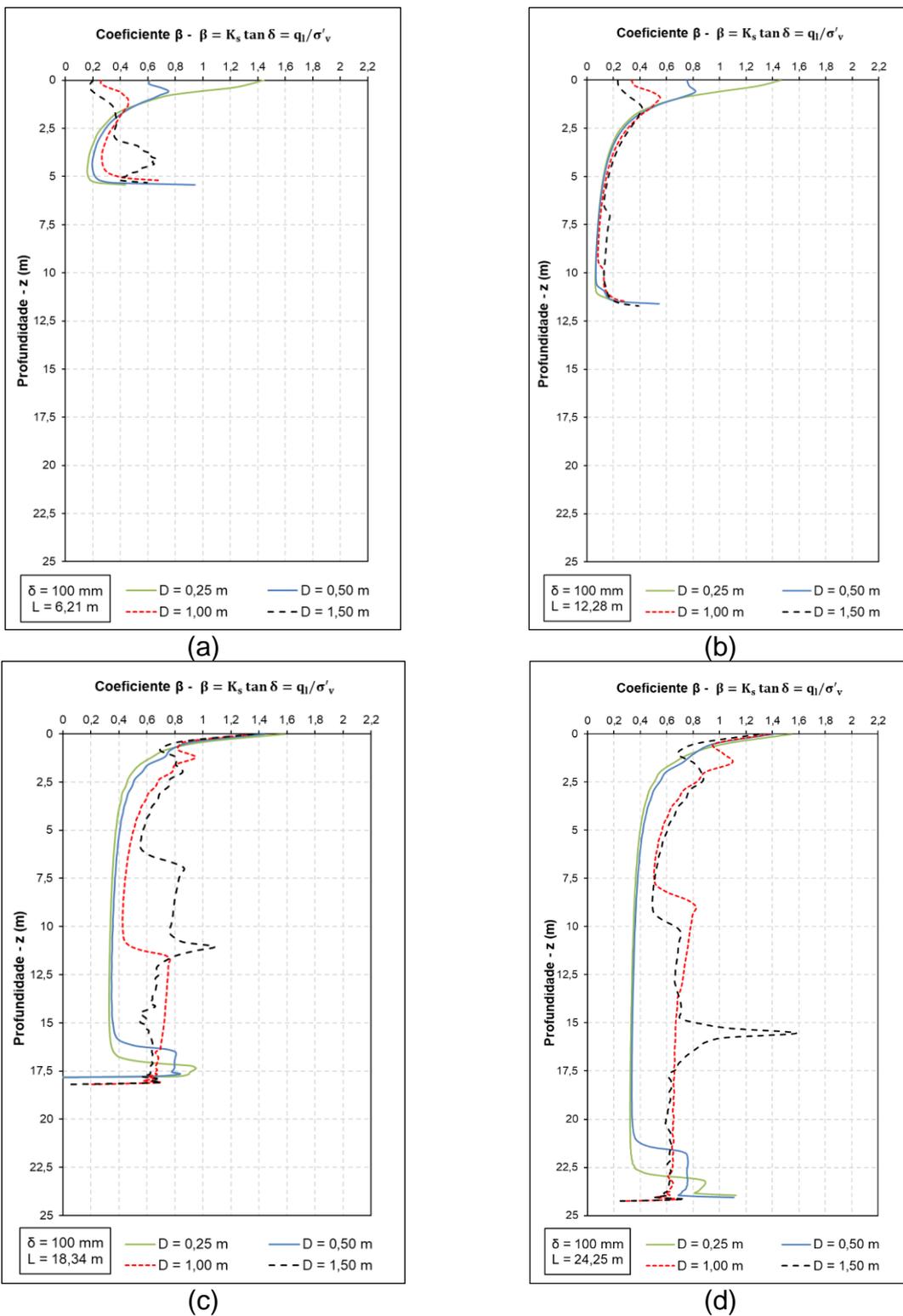
O coeficiente  $\beta$  foi previamente definido pelas Equações 9 e 10 como  $\frac{q_l}{\sigma'_v} = K_s \tan \delta$ . Valores de atrito lateral unitário ( $q_l$ ) e de tensão efetiva ( $\sigma'_v$ ) na interface para deslocamentos das estacas de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm foram utilizados para calcular o coeficiente  $\beta$ .

A Figura 52 apresenta a variação do coeficiente  $\beta$  ao longo da profundidade para um deslocamento de 100 mm e diferentes comprimentos e diâmetros de estacas. Os gráficos correspondentes aos demais deslocamentos encontram-se no Apêndice B.

Com base na análise das figuras, pode-se concluir que os valores do coeficiente  $\beta$  são influenciados tanto pelo comprimento ( $L$ ) quanto pelo diâmetro ( $D$ ) das estacas. Esse comportamento é mais pronunciado em estacas longas e de grandes diâmetros, cujas curvas exibem variações bruscas e picos. Desconsiderando os picos nas extremidades das estacas, a faixa de variação do coeficiente  $\beta$  é aproximadamente: 0,18 a 0,6 em estacas de 6,21 m de comprimento; 0,07 a 0,6 em estacas de 12,28 m de comprimento; 0,34 a 1 em estacas de 18,34 m de comprimento; e 0,32 a 0,8 em estacas de 24,25 m de comprimento.

Os valores obtidos estão em concordância com a faixa de 0,3 a 0,9 sugerida por Fellenius (2012) para solos arenosos (Tabela 4), com a faixa de 0,2 a 0,6 proposta pelo Geo 1 (2006) para estacas escavadas em solo arenoso, e com a faixa de 0,2 a 0,8 encontrada por Costa (2023) e Costa, Sampa e Nienov (2023) em análises numéricas de estacas escavadas.

Figura 52 – Variação do coeficiente  $\beta$  ao longo de profundidade ( $\delta = 100\text{mm}$ ).



Fonte: Autora (2024).

### 5.5.2. Coeficiente de Empuxo do Solo na Interface - $K_s$

Os processos de instalação e carregamento de estacas provocam alterações no estado de tensões no solo ao redor dos seus fustes, resultando em um coeficiente de empuxo do solo na interface  $K_s$  diferente do coeficiente de empuxo lateral em repouso ( $K_0$ ). O coeficiente de empuxo do solo na interface  $K_s$  relaciona as tensões na interface por meio da expressão  $\sigma'_h/\sigma'_v$ .

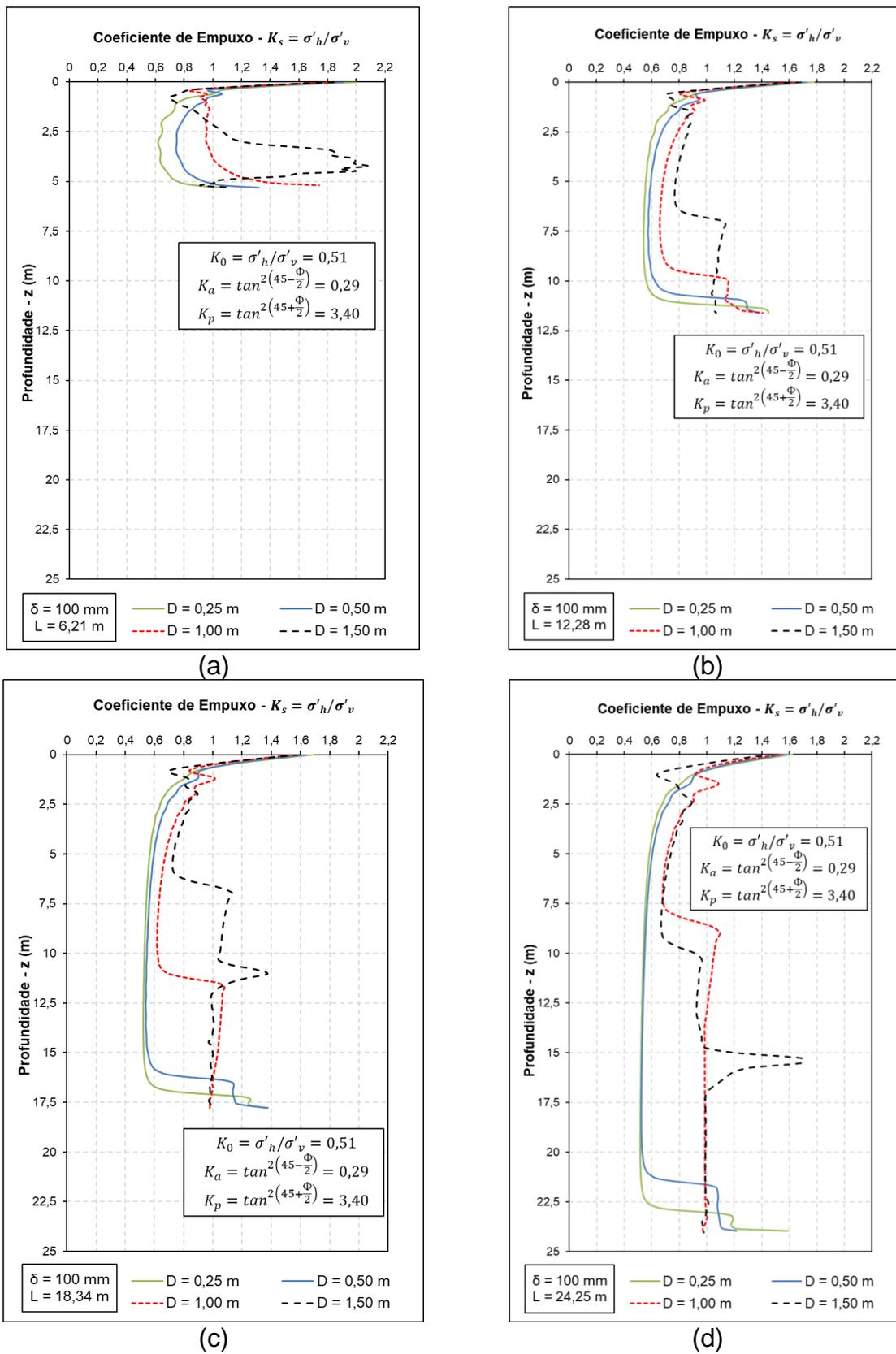
A Figura 53 apresenta a variação do coeficiente  $K_s$  ao longo de profundidade para um deslocamento de 100 mm e diferentes comprimentos e diâmetros de estacas. Os gráficos correspondentes aos demais deslocamentos encontram-se no Apêndice C.

Para compreender a influência do deslocamento e das dimensões da estaca na variação de  $K_s$ , a Figura 54 apresenta curvas que mostram a variação de  $K_s$  em função do comprimento normalizado ( $L/D$ ) para deslocamentos das estacas de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.

Os resultados das Figuras 53 e 54 indicam que os valores de  $K_s$  diminuem com o aumento da razão  $L/D$ . Para menores valores de  $L/D$ ,  $K_s$  tende a aumentar com o deslocamento da estaca ( $\delta$ ). Por exemplo,  $K_s$  diminuiu de 0,82 para 0,55 com o aumento de  $L/D$  em ( $\delta$ ) de 25 mm, de 0,93 para 0,59 em ( $\delta$ ) e 50 mm, de 1,10 para 0,59 em ( $\delta$ ) de 75 mm, e de 1,60 para 0,58 em ( $\delta$ ) de 100 mm. Portanto, a variação de  $K_s$  em todas as análises está entre 0,55 e 1,6. Essa faixa é consistente com a obtida por Costa (2023) e Costa, Sampa e Nienov (2023), que varia entre 0,45 e 1,1.

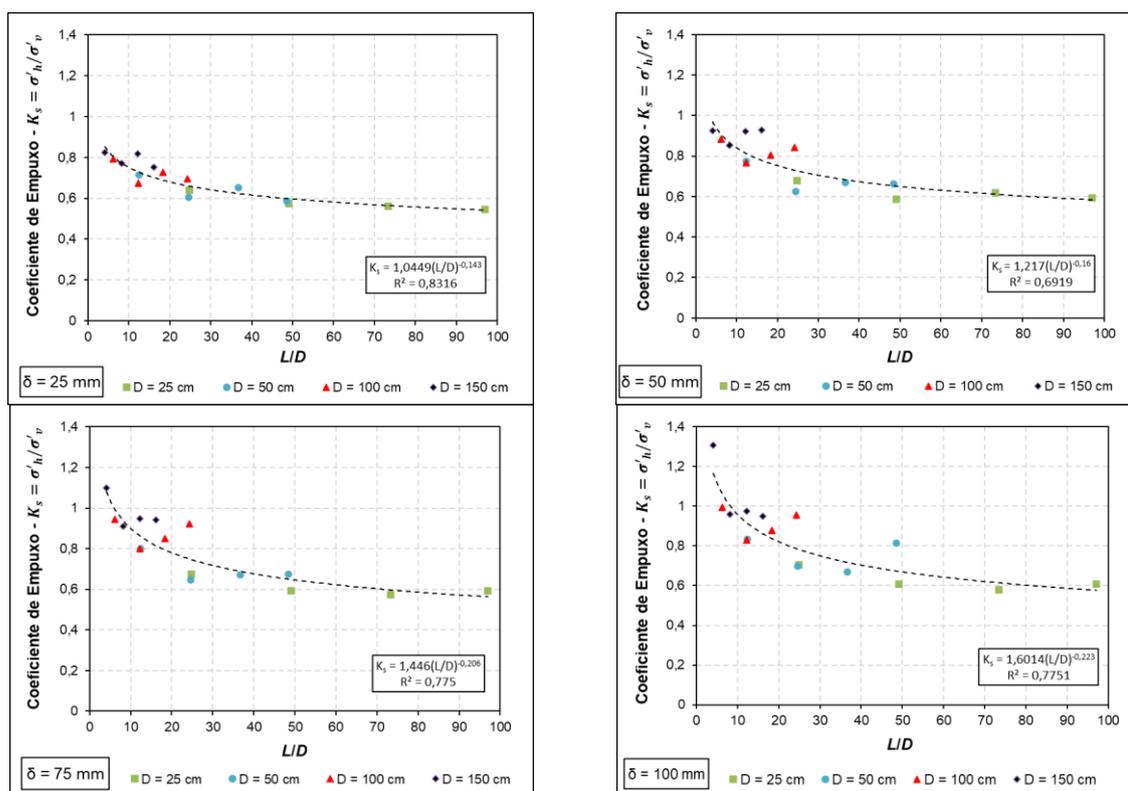
Os valores de  $K_s$  são superiores ao coeficiente de empuxo lateral em repouso  $K_0$  (=0,51) utilizado nas modelagens deste trabalho e também maiores que o coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) (= 0,29). Por outro lado, os valores de  $K_s$  são inferiores ao coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ) (= 3,40). É importante destacar que a consideração da estaca embutida no solo, sem levar em conta o efeito de escavação durante a modelagem, pode ter influenciado os valores de  $K_s$ , resultando em algumas análises com valores significativamente superiores aos de  $K_0$ .

Figura 53 – Variação do coeficiente de Empuxo do Solo na Interface ao logo da profundidade.



Fonte: Autora (2024).

Figura 54 – Variação do coeficiente de empuxo do solo na interface em função do comprimento normalizado.



Fonte: Autora (2024).

### 5.5.3. Coeficiente de Atrito na Interface – $\mu$

O coeficiente de atrito ( $\mu$ ) quantifica a resistência ao deslizamento na interface solo-estaca, dependendo do ângulo de atrito do solo e da rugosidade da estaca. Para solos puramente friccionais,  $\mu$  pode ser estimado utilizando a Equação (42) com os valores de  $q_l$  e  $\sigma'_h$  obtidos na interface solo-estaca. De igual modo, o ângulo de atrito na interface ( $\delta$ ) pode ser também estimado por meio da Equação (42).

$$\mu = \tan \delta = \frac{q_l}{\sigma'_h} \quad (41)$$

A Figura 55 mostra a variação do coeficiente de atrito ao longo de profundidade para um deslocamento de 100 mm e diferentes comprimentos e diâmetros de estacas. Os gráficos correspondentes aos demais deslocamentos encontram-se no Apêndice D.

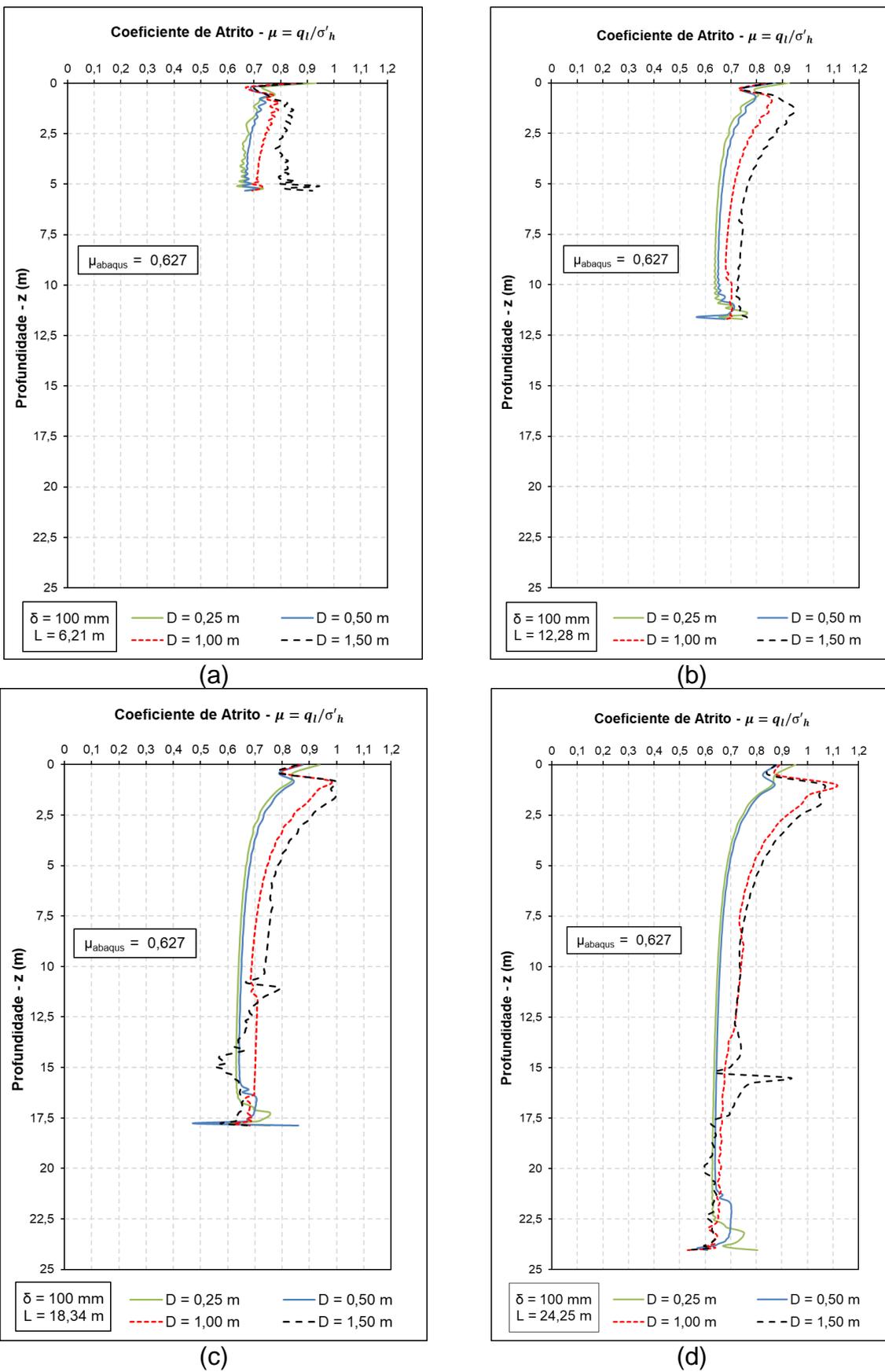
Para compreender a influência do deslocamento e das dimensões da estaca na variação de  $\mu$ , a Figura 56 apresenta curvas que mostram a variação de  $\mu$  em função do comprimento normalizado ( $L/D$ ) para deslocamentos das estacas de 25 mm, 50 mm, 75 mm e 100 mm.

Os resultados das Figura 55 e 56 indicam que os valores de  $\mu$  diminuem com o aumento da razão  $L/D$ . Para menores valores de  $L/D$ ,  $\mu$  tende a aumentar com o deslocamento da estaca ( $\delta$ ). Na curva correspondente ao deslocamento de 25 mm, não foi possível estabelecer uma tendência por causa de dispersão.

De modo geral, os valores de  $\mu$  diminuíram de 0,75 para 0,66 em ( $\delta$ ) e 50 mm, de 0,78 para 0,66 em ( $\delta$ ) de 75 mm, e de 0,81 para 0,67 em ( $\delta$ ) de 100 mm. Portanto, a variação de  $\mu$  em todas as análises está entre 0,66 e 0,81.

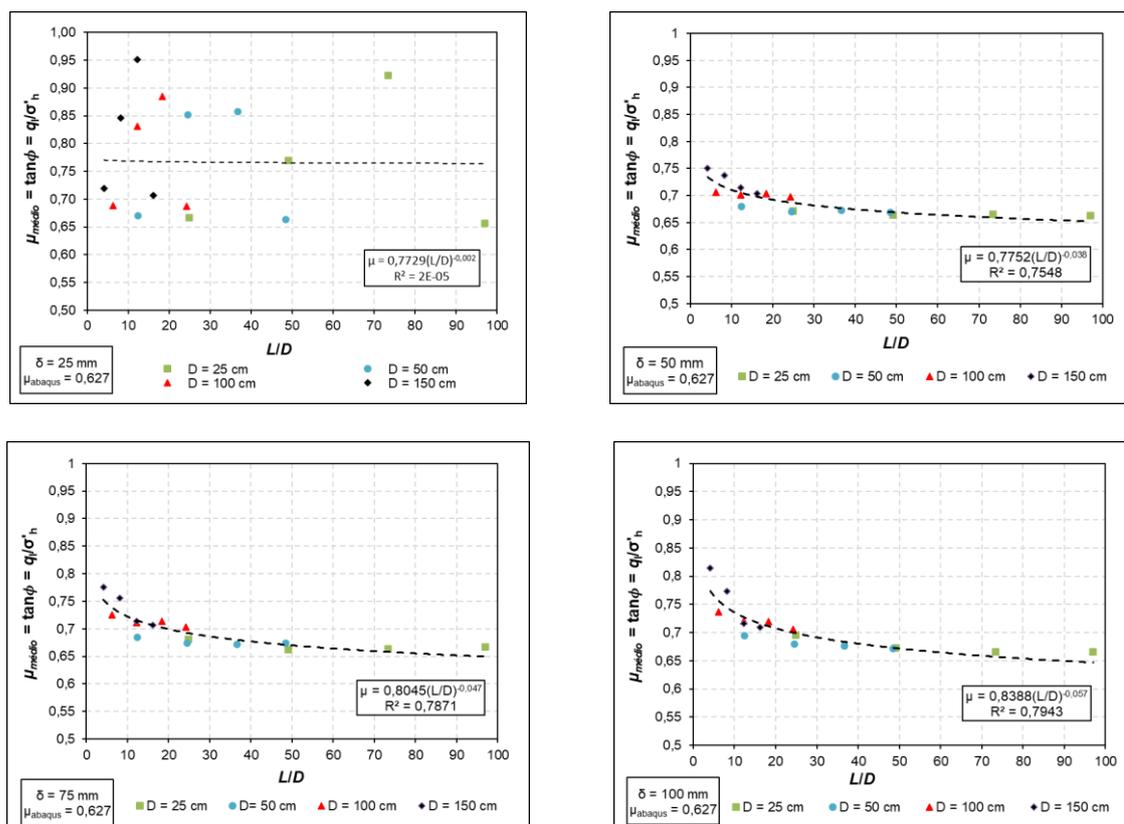
Os valores de  $\mu$  são superiores ao valor de coeficiente de empuxo lateral em repouso  $\mu_0$  ( $= \tan \varphi = 0,562$ ) utilizado nas modelagens deste trabalho. Com isso pode-se concluir que o ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ) é maior do que ângulo de atrito do solo, um comportamento não esperado para estacas escavadas. Este comportamento pode ser atribuído ao valor de coesão considerado nas análises, que contribuiu para o aumento do valor de  $q_l$ .

Figura 55 – Variação do coeficiente de atrito na interface ao longo da profundidade.



Fonte: Autora (2024).

Figura 56 – Coeficiente de atrito x comprimento normalizado para cada deslocamento



Fonte: Autora (2024).

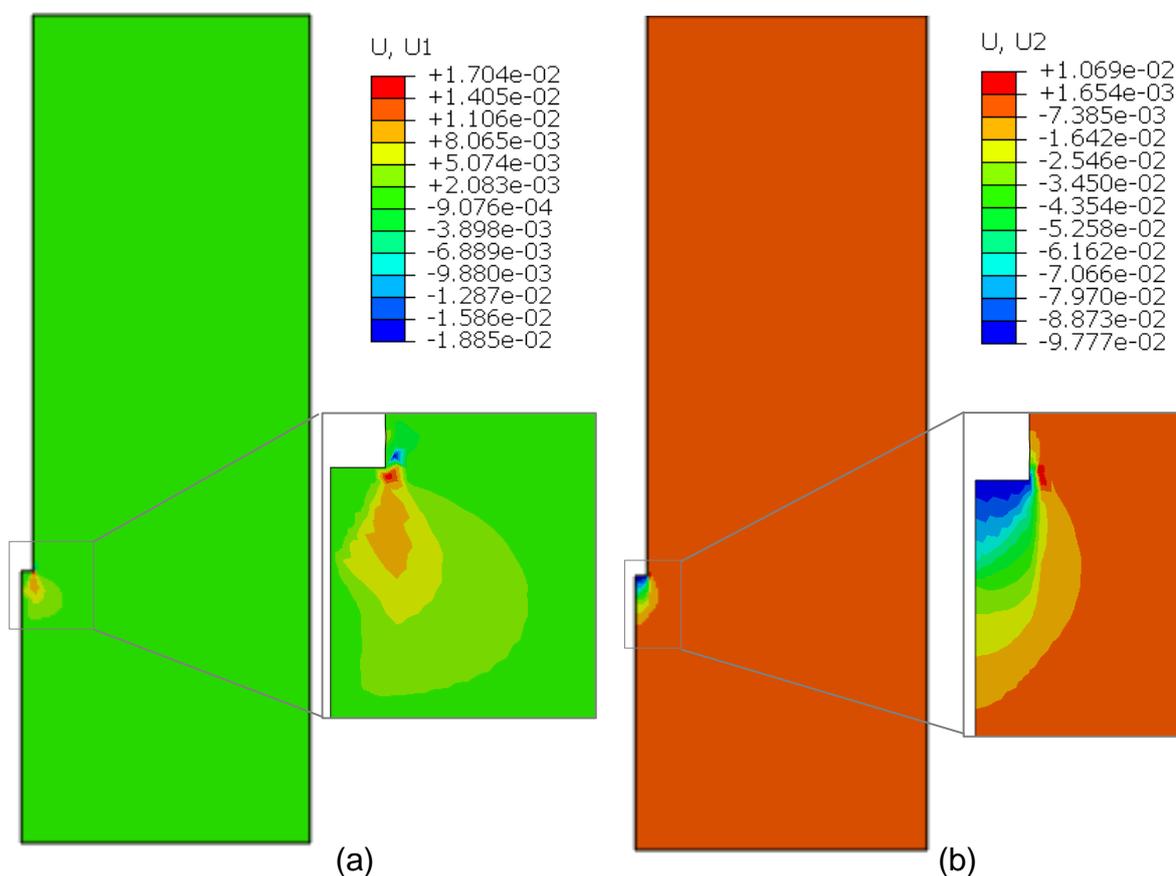
## 5.6. DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE DESLOCAMENTOS, DEFORMAÇÕES E TENSÕES

Este tópico tem como objetivo ilustrar os bulbos (magnitude e distribuição) dos deslocamentos verticais ( $U_1$ ) e horizontais ( $U_2$ ), das deformações horizontais ( $LE_{11}$ ) e verticais ( $LE_{22}$ ), e das tensões verticais ( $S_{22}$ ) e horizontais ( $S_{11}$ ), além da poropressão (POR) em todo o domínio do modelo. Para isso, foram utilizadas imagens extraídas do Abaqus, sem escala, com o intuito de complementar as análises anteriores. A estaca foi ocultada para permitir a visualização somente dos efeitos no solo. Os resultados apresentados a seguir foram extraídos do modelo 12, que considera uma estaca com 1 m de diâmetro e 24,25 m de comprimento.

Na Figura 57, é possível observar os bulbos de deslocamentos horizontais ( $U_1$ ) e verticais ( $U_2$ ) no solo quando a estaca é deslocada aproximadamente 10 cm. As

maiores concentrações de deslocamentos horizontais ocorreram ao longo da linha do fuste, logo abaixo da base da estaca.

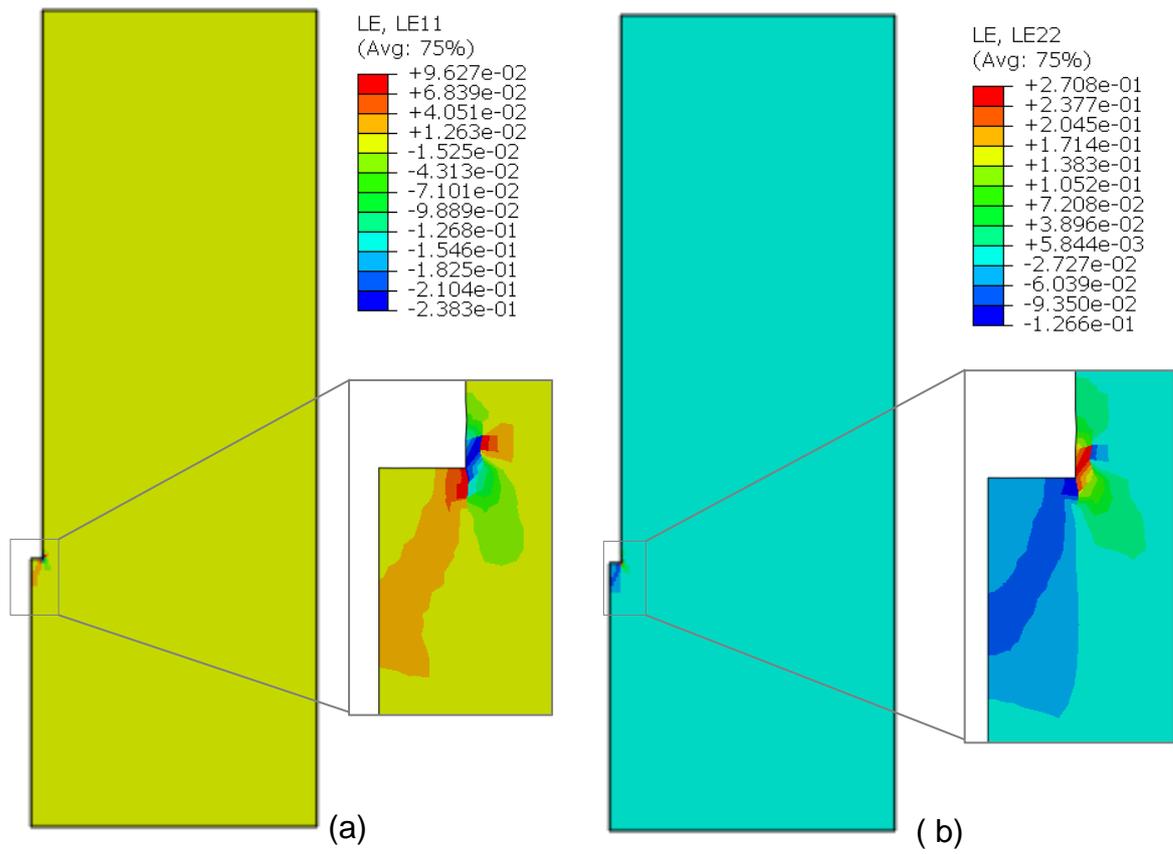
Figura 57 – Bulbo de deslocamentos (a) horizontal e (b) vertical no solo (m).



Fonte: Autora (2024).

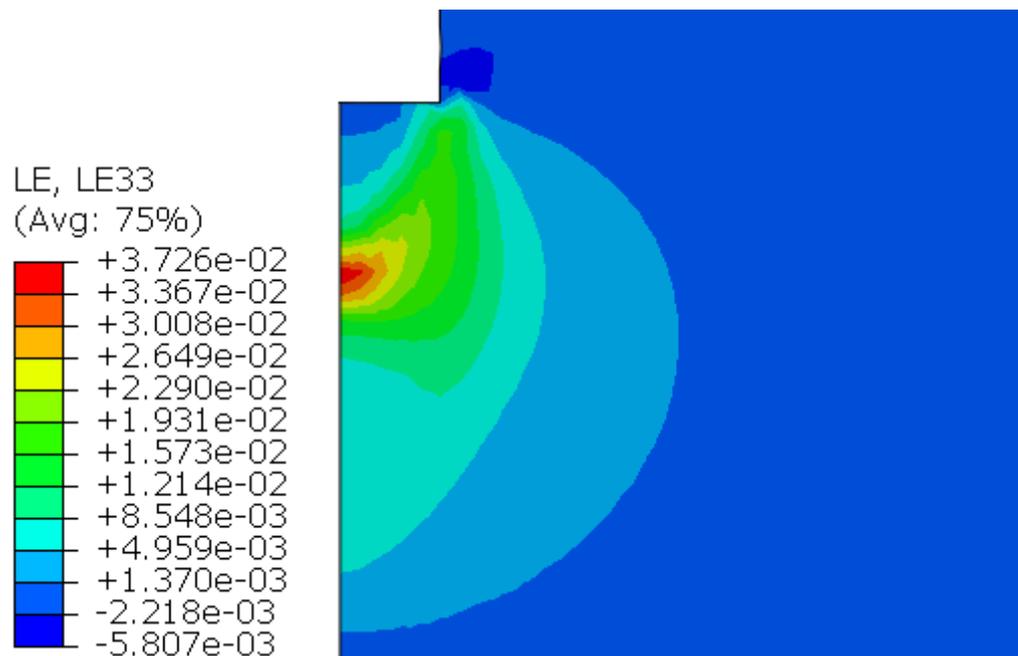
Os bulbos das deformações horizontais (LE11) e verticais (LE22), para um deslocamento de 10 cm, são ilustrados na Figura 58. As regiões de compressão apresentam valores negativos. As deformações LE11 e LE22 mostram uma área de plastificação estreita que se inicia próxima à base da estaca. O bulbo de deslocamento radial é ilustrado na Figura 59, onde se observa a formação de uma provável superfície de ruptura a partir da base da estaca.

Figura 58 – Bulbo de deformações (a) horizontal e (b) vertical no solo.



Fonte: Autora (2024).

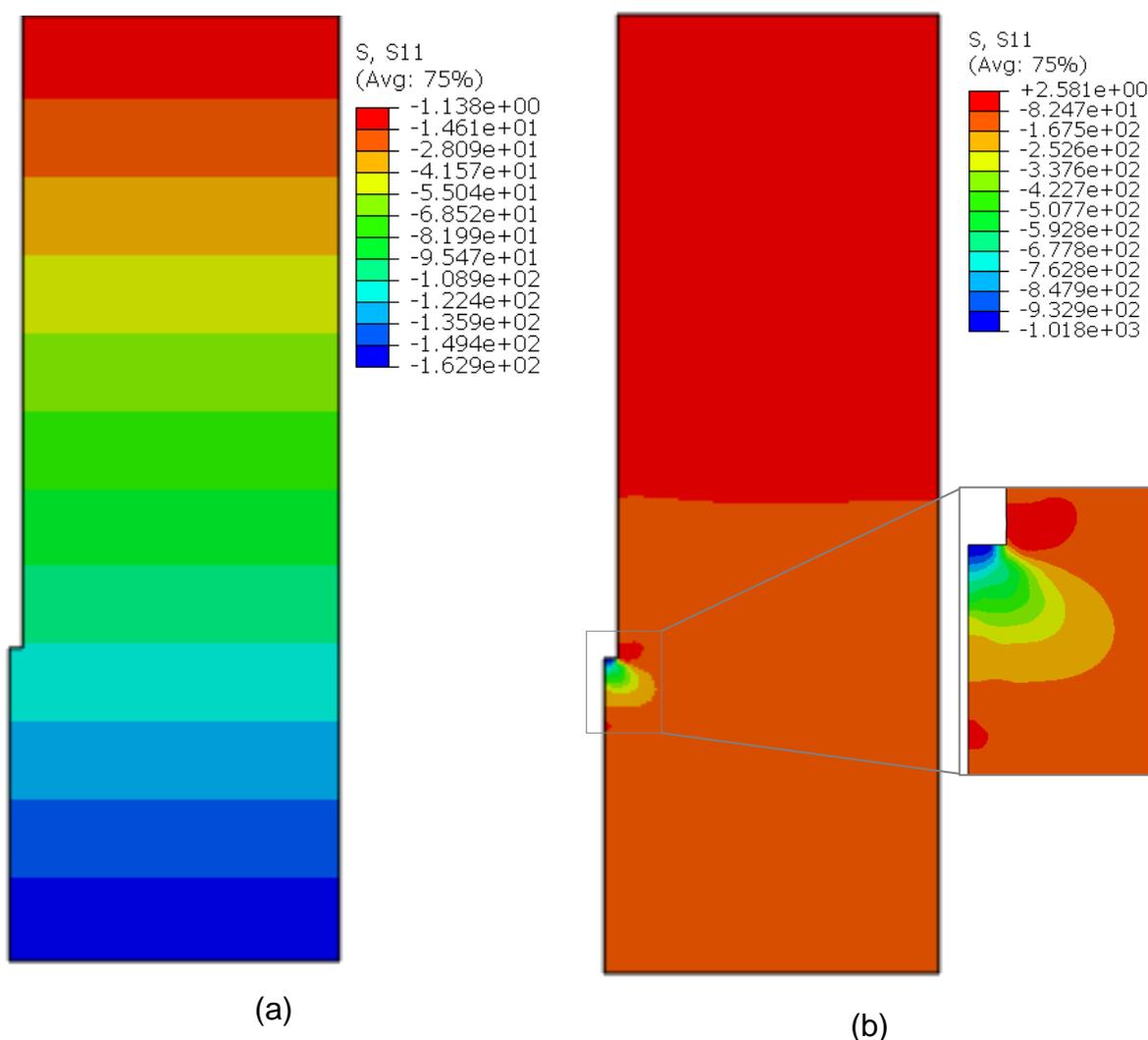
Figura 59 – Bulbo de deformação no plano perpendicular (radial)



Fonte: Autora (2024).

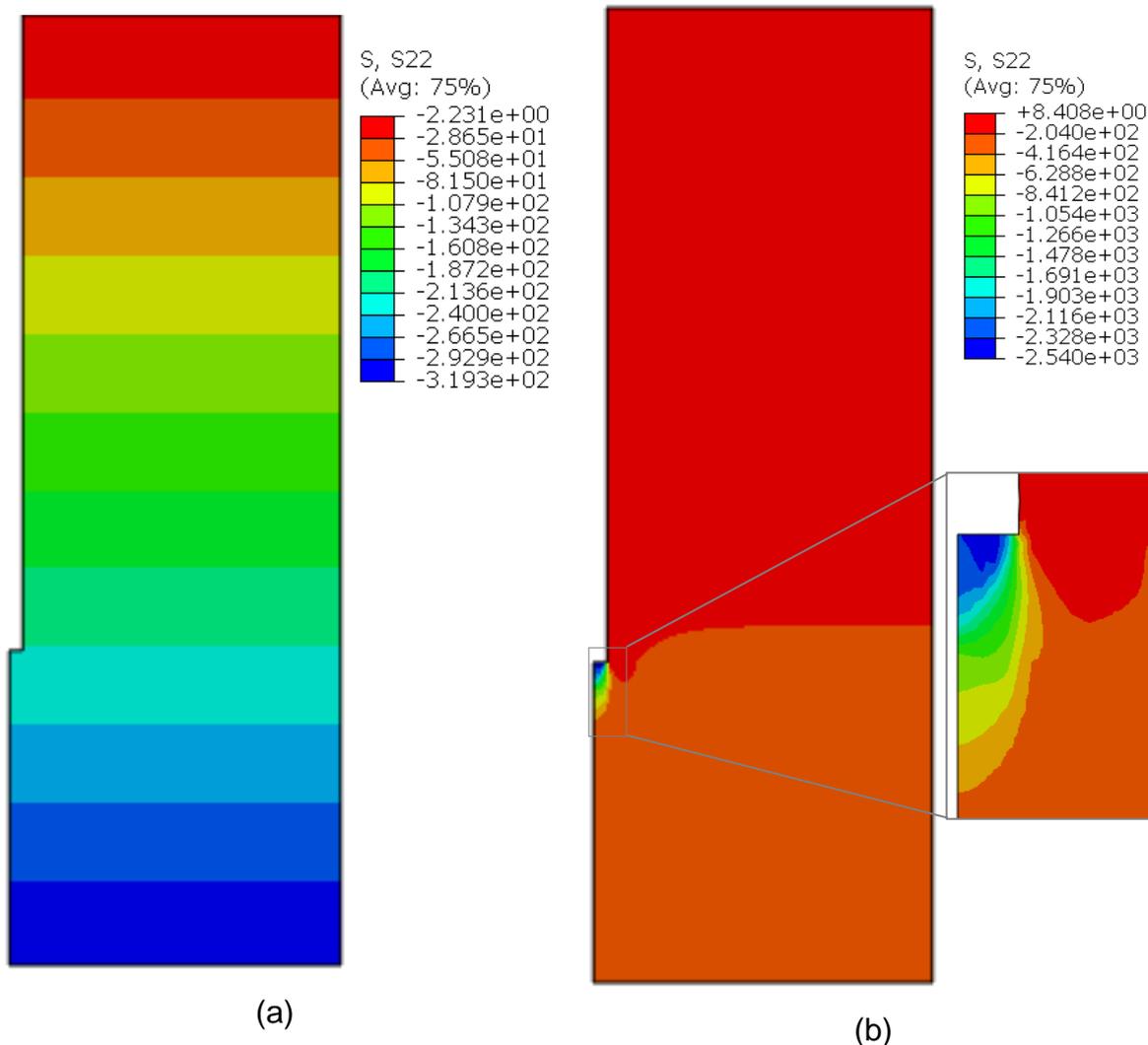
Com relações as tensões geradas no solo, as Figuras 60(a) e 61(a) ilustram os bulbos das tensões horizontais (S11) e verticais (S22) na etapa geostática antes de iniciar o carregamento da estaca. As Figuras 60(b) e 61(b) ilustram os bulbos das tensões horizontais (S11) e verticais (S2), respectivamente, no final de carregamento, possibilitando a identificação das regiões mais afetadas pelo carregamento e a extensão desse efeito. Conforme já mencionado, os valores negativos representam às áreas de compressão. Durante o carregamento, a zona mais próxima à base da estaca apresentou maiores incrementos de tensões.

Figura 60 - Tensões horizontais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).



Fonte: Autora (2024).

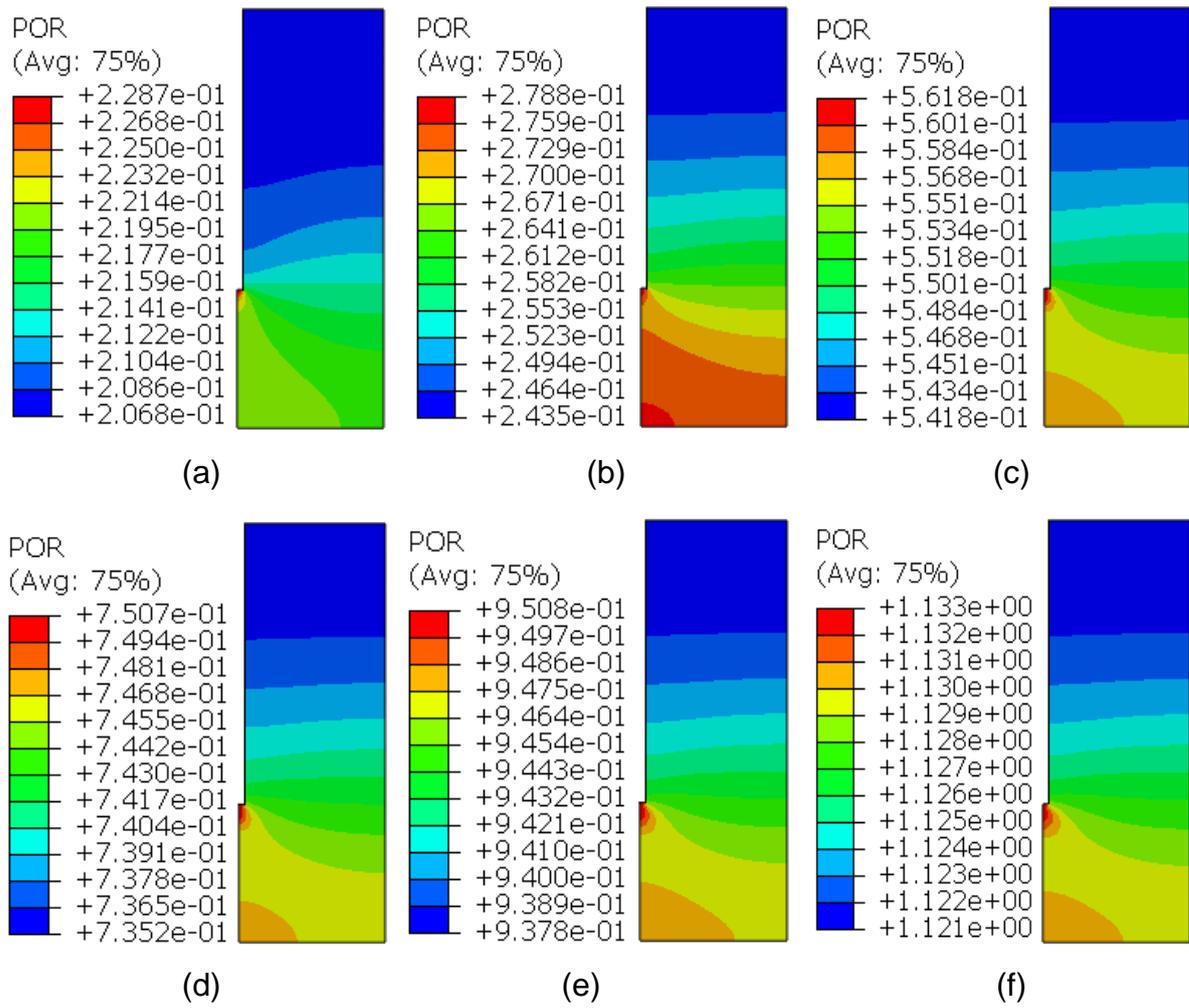
Figura 61 – Bulbos de tensões verticais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).



Fonte: Autora (2024).

A variação do excesso de poropressão durante o carregamento das estacas pode ser visualizada nas seis imagens apresentadas na Figura 62. De modo geral, observa-se valores extremamente baixos de excesso de poropressão, que aumentam de 0,2 kPa no início do carregamento para 1,13 kPa no final do carregamento. Esse comportamento praticamente drenado é esperado devido à elevada permeabilidade dos solos arenosos.

Figura 62 – Excesso de poropressão em diferentes momentos na etapa de carregamento (kPa)



Fonte: Autora (2024).

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente Trabalho de Conclusão de Curso analisou o comportamento de estacas escavadas em solo arenoso através de modelagem numérica utilizando o *software Abaqus* de elementos finitos. Foram realizadas análises numéricas para avaliar a influência da geometria das estacas nos valores das cargas e nos parâmetros de interface solo-estaca. Adicionalmente, os resultados das cargas obtidos na modelagem numérica foram comparados com aqueles estimados por métodos semiempíricos e medidos em provas de carga no Campo Experimental de Araquari. Por fim, foi investigado o comportamento dos parâmetros de interface, e foram formuladas três equações normalizadas para a estimativa das cargas totais, de ponta e de atrito lateral.

Com base no exposto acima, apresentam-se a seguir as principais conclusões como síntese deste Trabalho de Conclusão de Curso.

- Seguindo o comportamento esperado, as cargas totais e de atrito lateral crescem de forma não linear com o aumento de comprimento normalizado ( $L/D$ ). Contudo, as suas curvas apresentam padrões de comportamentos distintas, influenciadas pelo nível de deslocamento de estaca;
- As três equações normalizadas propostas podem ser aplicadas genericamente para prever cargas totais, de ponta e de atrito lateral, desde que seus fatores de carga sejam calibrados adequadamente em relação ao tipo de solo. No entanto, para solos com propriedades semelhantes às do modelo numérico, recomenda-se fortemente o uso das equações propostas devido aos resultados satisfatórios apresentados;
- As equações propostas para cargas totais e de ponta podem ser utilizadas como ferramentas para estimativa de curvas carga *versus* deslocamento, calibrando previamente os seus fatores de carga;
- Dentre todos os métodos comparados, o método de Teixeira demonstrou ser o menos conservador, estimando valores superiores para carga total, de ponta e de atrito lateral. Por outro lado, para maiores comprimentos de estacas, independentemente do diâmetro, o método de Décourt e Quaresma (1978)

apresentou resultados de  $Q_t$  mais conservadores do que os de Aoki e Velloso (1975);

- Para estacas com diâmetros menores ou iguais a 1,00 m, os resultados do Abaqus apresentaram menores valores de  $Q_t$  em comparação aos demais métodos e se aproximam mais dos resultados dos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975);
- Os valores de  $Q_t$  obtidos pelo *Abaqus* são menores do que aqueles estimados pelos métodos semiempíricos para estacas mais curtas, mas apresentam valores da mesma ordem de grandeza em estacas mais longas. Esse comportamento é atribuído às simplificações adotadas no estudo.;
- os valores do coeficiente  $\beta$  são influenciados tanto pelo comprimento ( $L$ ) quanto pelo diâmetro ( $D$ ) das estacas. A sua faixa de variação é aproximadamente: 0,18 a 0,6 em estacas de 6,21 m de comprimento; 0,07 a 0,6 em estacas de 12,28 m de comprimento; 0,34 a 1 em estacas de 18,34 m de comprimento; e 0,32 a 0,8 em estacas de 24,25 m de comprimento;
- os valores de  $K_s$  e  $\mu$  diminuem com o aumento da razão  $L/D$ . Para menores valores de  $L/D$ ,  $K_s$  e  $\mu$  tendem a aumentar com o deslocamento da estaca ( $\delta$ ).
- $K_s$  diminuiu de 0,82 para 0,55 com o aumento de  $L/D$  em ( $\delta$ ) de 25 mm, de 0,93 para 0,59 em ( $\delta$ ) e 50 mm, de 1,10 para 0,59 em ( $\delta$ ) de 75 mm, e de 1,60 para 0,58 em ( $\delta$ ) de 100 mm. Portanto, a variação de  $K_s$  em todas as análises está entre 0,55 e 1,6;
- os valores de  $\mu$  diminuíram de 0,75 para 0,66 em ( $\delta$ ) e 50 mm, de 0,78 para 0,66 em ( $\delta$ ) de 75 mm, e de 0,81 para 0,67 em ( $\delta$ ) de 100 mm. Portanto, a variação de  $\mu$  em todas as análises está entre 0,66 e 0,81.

Por fim, conclui-se que a análise do comportamento de estacas escavadas através do método de elementos finitos é crucial e pode complementar os métodos semiempíricos e as provas de carga na estimativa da capacidade de carga. Contudo, é imprescindível que os parâmetros de solo inseridos no software sejam representativos para que o modelo numérico possa reproduzir adequadamente o comportamento real do sistema estaca-solo.

## 6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Aos trabalhos futuros que desejam dar trabalho nessa linha de pesquisa, são sugeridos os seguintes:

- Realizar modelagem 3D no *software Abaqus* para analisar o comportamento das estacas de forma mais abrangente;
- Considerar a camada “*cake*” na modelagem numérica de estacas escavadas;
- Calibrar os fatores de carga das equações normalizadas propostas para estimar as cargas totais, de ponta e de atrito lateral com base nos resultados de prova de carga;
- Calibrar um modelo numérico com as 7 camadas de solo do Campo Experimental de Araquari.

## 7. REFERÊNCIAS

A.H. Teixeira. Projeto e Execução de Fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 1996.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1991.

ALVES FILHO, Alvelino. Elementos Finitos: A Base da tecnologia CAE. São Paulo: Editora Érica, 2000.

AOKI, N; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Buenos Aires, 1975

ASSAN, Aloisio Ernesto. Método dos Elementos Finitos: Primeiros Passos. 2ª ed. Campinas, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16903: Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Profunda. 1ª ed. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489: Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Direta. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2019.

BARTHE, Klaus-Jurgen. Finite Elements Procedures. United States Of America: Prentice Hall, Inc., 1996.

BOLTON, M.D. The strenght and dilatancy of sands. Géotechnique, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

BOWLES, J. (1997). "Foundation Analyses and Design".5th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.

BROCHERO J. L. "Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia" M.Sc. Dissertação – de Mestrado do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2014.

C, Lam, S.A. Jefferis, and C.M. Martin (2013). Effects of polymer and bentonite support fluids on concrete–sand interface shear strength. Géotechnique 64.1 (2013): 28-39.

Chungsik Yoo & Yun-Su Han (2019) Effect of drilling fluid on concrete- soil/rock interface shear strength in seawater drilling environment, Marine Georesources & Geotechnology.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. Fundações por Estacas: projeto geométrico. São Paulo: Oficina de Texto, 2010.

COSTA, Gabriel. Análise da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Submetidas ao Carregamento Vertical no Campo Experimental de Araquari: Métodos Semiempíricos e Modelagem Numérica. 2023. TCC (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, 2023.

D. Brown. Effect of Construction on Axial Capacity of Drilled Foundations in Piedmont Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 12, December 2002, pp. 967-973.

DÉCOURT, L.(1996).A ruptura de fundações avaliadas com base no conceito de Rigidez. In: SEFE III, 1996, São Paulo. Anais...São Paulo: Vol II, p 215-224.

DÉCOURT,L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: COBRAMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

FA, Nienov. Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso sob Carregamento Vertical. 2016. 267 pág. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS – Porto Alegre,2016.

FELLENIOUS, B.H. and MASSRSCH, K.M., (2008). Comments on the current and future use of pile dynamic testing. Keynote Lecture, The 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles. Edited by L.A. Santos, Lisbon September 8 10, 2008, pp. 7-17.

FELLENIOUS, B.H. and SIEGEL, T.C, 2008. Pile design consideration in a liquefaction event. *ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 132(9) 1312-1416.

FELLENIOUS, B.H., 2008. Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay. "Honoring John Schmertmann — "From Research to practice in Geotechnical Engineering", ASCE Geotechnical Special Publication, Edited by J.E. Laier, D.K. Crapps, and M.H. Hussein, GSP180, pp. 384-406.

HELWANY, Sam. *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS applications*. Hoboken: John Wiley, 2007.

J. C. Holden (1984). Construction of bored piles in weathered rock,Part 4: Bentonite construction procedures. Tech. Rep. No. 6, Road Construction Authority of Victoria, Australia.

K. L. Tucker, and L. C. Reese (1984). The effect of bentonitic slurry on drilled shafts. Res. Rep. 351-1F, Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, Tex.

LAPROVITERA, Hugo. Reavaliação de Método Semi-Empírico de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Banco de Dados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1988.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos Emmanuel Ribeiro. Modelagem Numérica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas a Carregamento Lateral. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

LAVALLE, Laura Vanessa Araque. Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017.

MILITITSKY, J. Fundações de Torres, Aerogeradores, Linhas de Transmissão e Telecomunicação. Ed. 1. São Paulo, Oficina do texto, 2019.

M. W. O'Neill, and K. H. Hassan. (1994). Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria. Proc., Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations, U.S. Federal Highway Administration, Washington, D.C., Vol. 1, 137–187.

M.W. O'Neill, L.C. Reese. (1999). Drilled Shaft: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration, United States, 790 p.

MEYERHOF, G, G, The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, v. 2, n. 4, p, 301-332, 1951.

Por que fazer uma prova de carga em sua obra?. Gontijo Fundações. 2023. Disponível em <https://gontijoengenharia.com.br/por-que-fazer-uma-prova-de-carga-em-sua-obra/>. Acesso em: 15 de dez. de 2023.

R. E. Majano, M. W. O'Neill, and K. M, Hassan. (1994). Perimeter Load Transfer in Model Drilled Shafts Formed Under Slurry. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2136-2154.

R. Frizzi, M. Meyer, and L. Zhou (2004) Full Scale Field Performance of Drilled Shafts Constructed Utilizing Bentonite and Polymer Slurries. GeoSupport 2004: pp. 573-586.

REDDY, Jhon. N. An Introduction to the Finite Element Method. 2. ed. Texas: McGraw-Hill, Inc., 1993.

SALGADO, R. (2006a). "The Role of Analysis in Pile Design." In Modern Trends in Geomechanics, Wei Wu and H.-S. Yu (eds), Springer Proc Physics, Vol. 106, 521-540. Springer, Berlin.

SALGADO, R. (2006b). "Analysis of the Response of Non-Displacement Piles in Sand". Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation. Proc. 2nd Japan – U.S. Workshop, Geotechnical Special Publication, ASCE (in press).

SAMPA, N. et al. (EDS.). Numerical analysis of large-diameter bored piles in sandy soil.

SESTREM, Liamara Paglia. Mecanismos de Transferência de Carga em Estacas Escavadas em Solos Arenosos Através de Provas de Carga Instrumentadas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, v. 36, n. 3, p. 425-447, 1986.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e Execução de Fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 1996.

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". New York. J. Wiley & Sons.

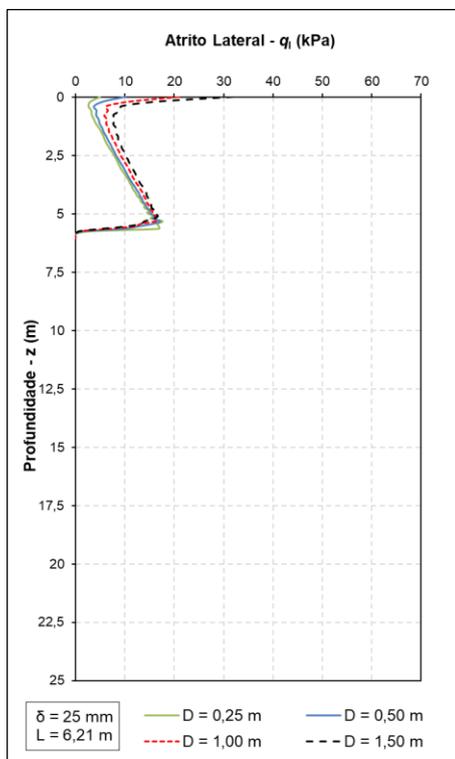
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações Profundas. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2010.

VÉSIC, A. S. (1965). "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand, Bearing capacity and settlement of fundatios". Symposium held al Duke University. Durham, North Carolina.

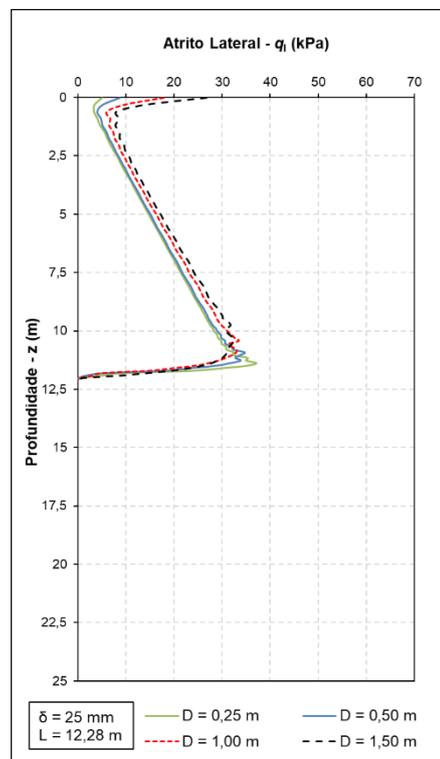
W. Hachich et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L.; ZHU, J.Z.. The Finite Element Method: ts basis and fundamentals. 6. ed. Barcelona: Elsevier Butterworth-Heinemann, 2000.

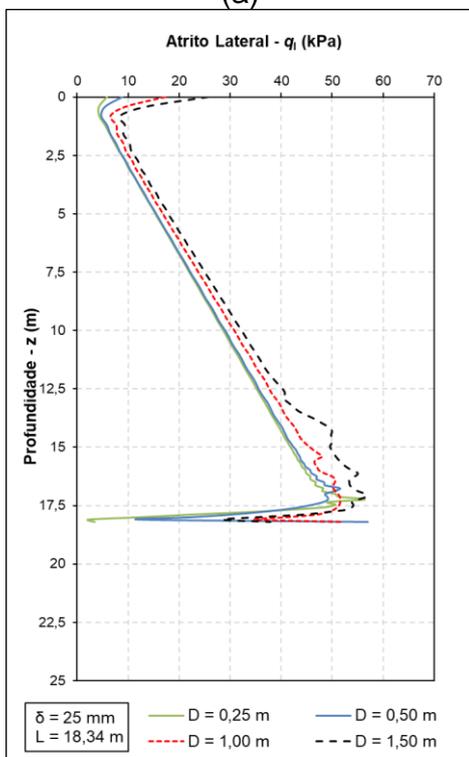
## APÊNDICES

APÊNDICE A – ATRITO LATERAL UNITÁRIO ( $q_l$ )

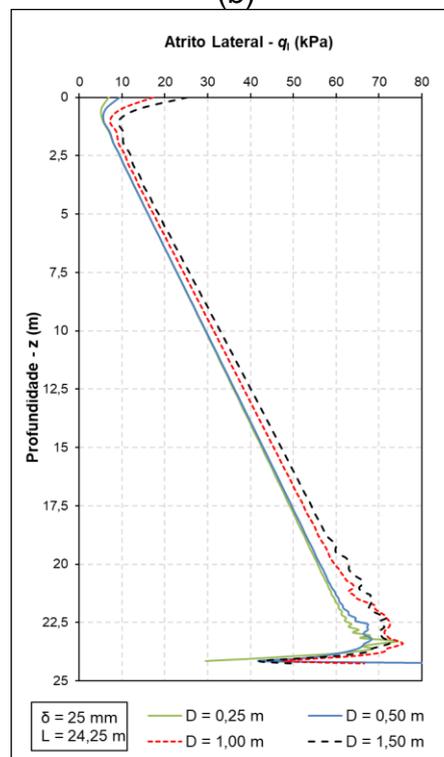
(a)



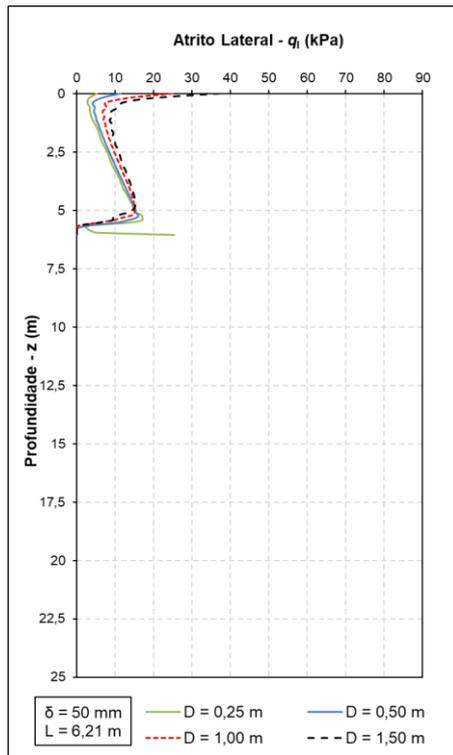
(b)



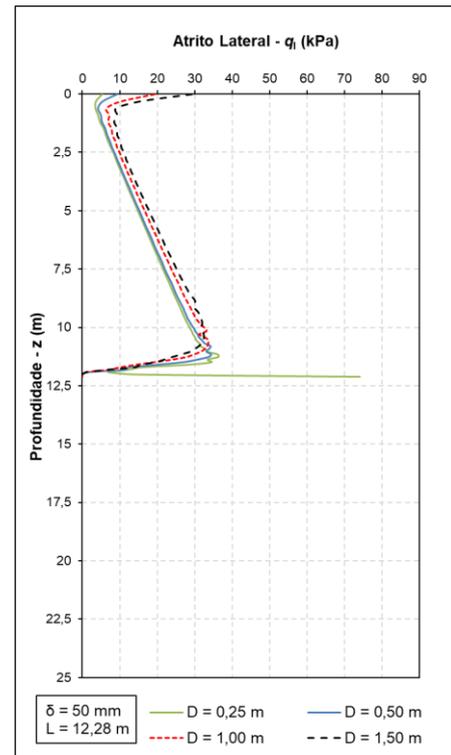
(c)



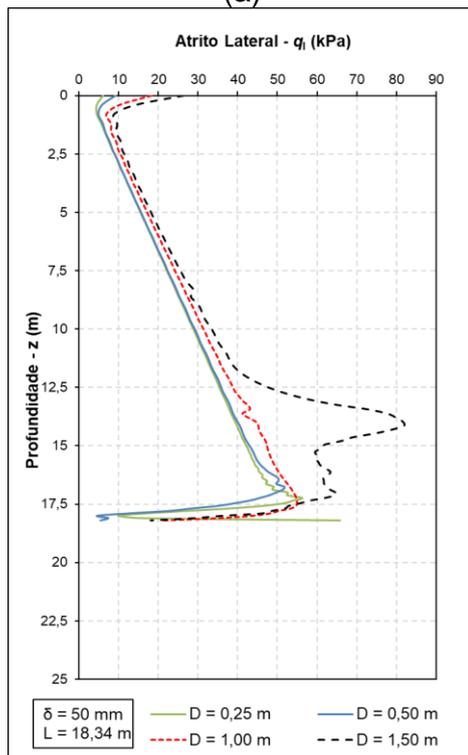
(d)



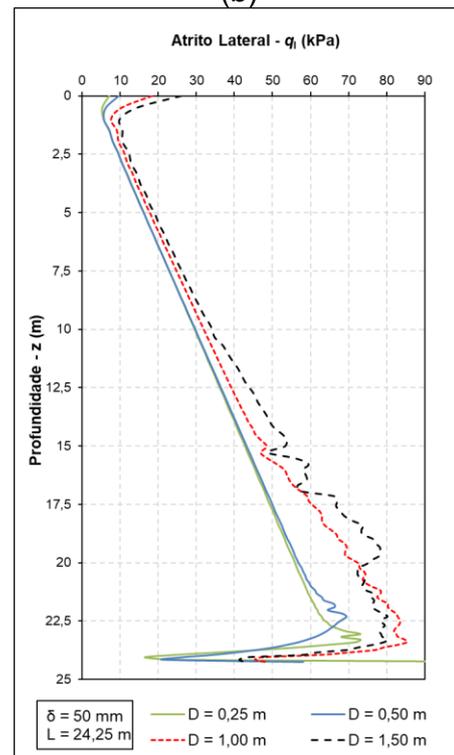
(a)



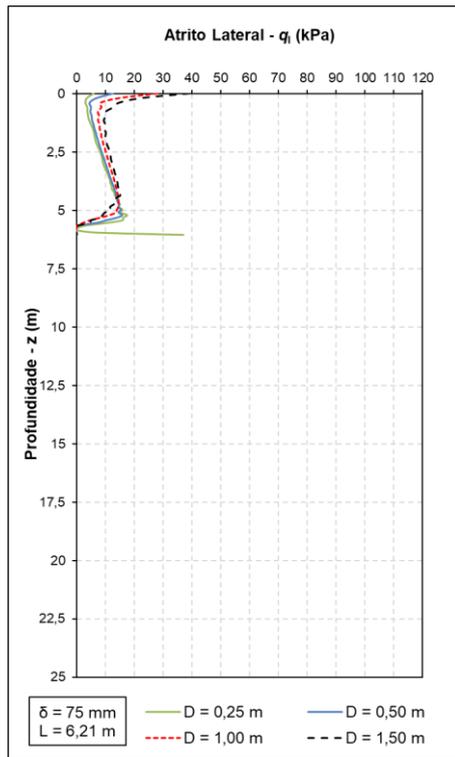
(b)



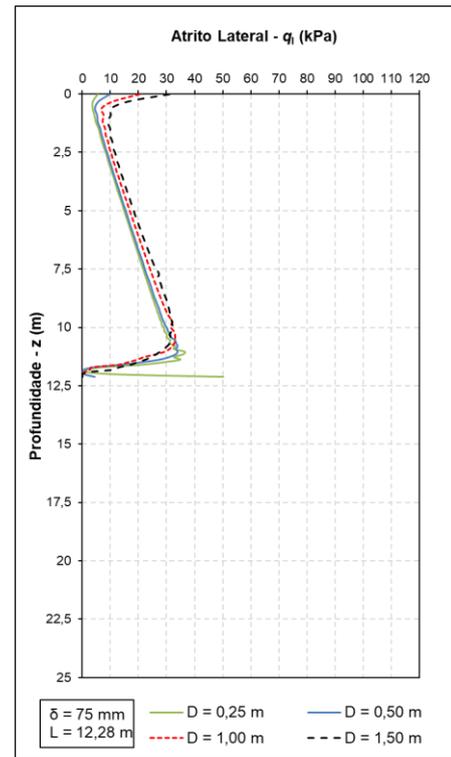
(c)



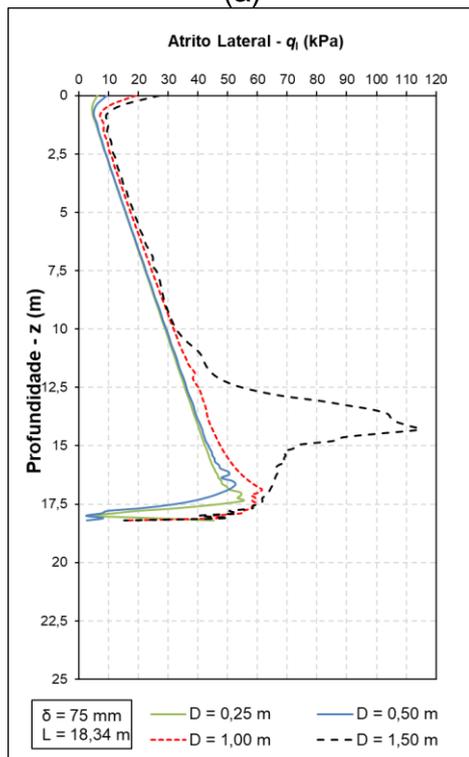
(d)



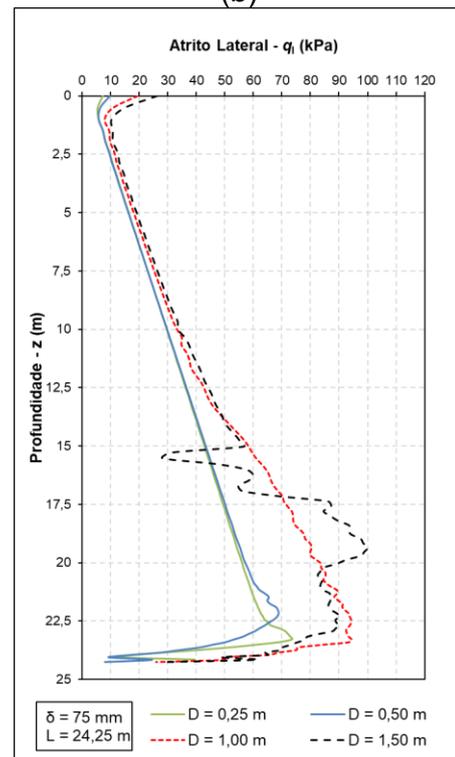
(a)



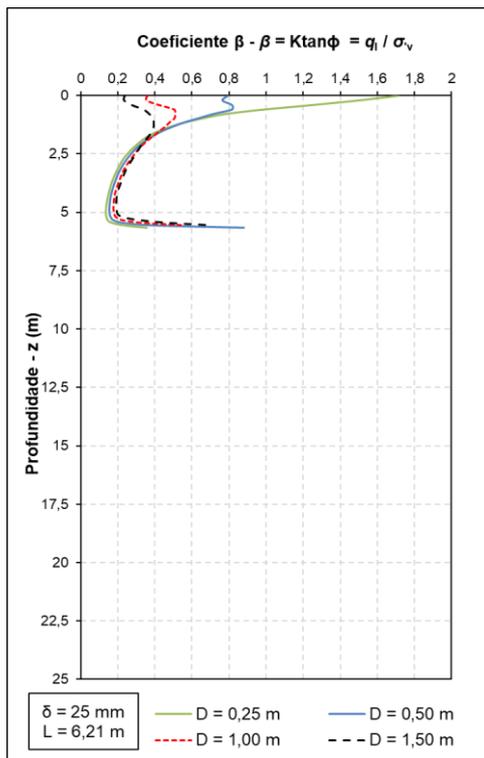
(b)



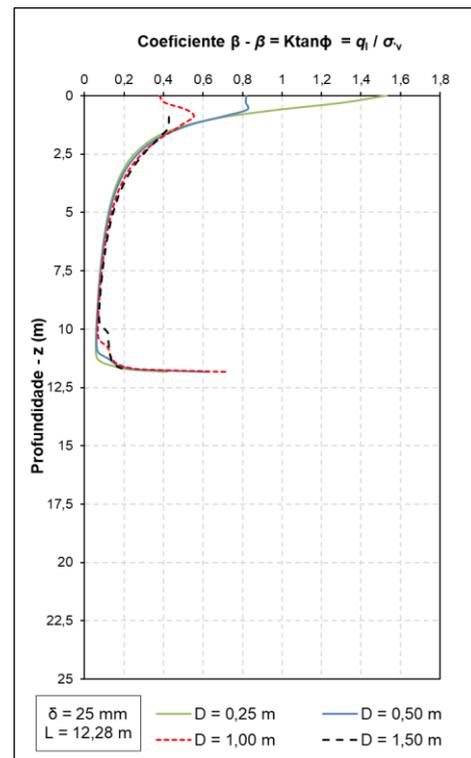
(c)



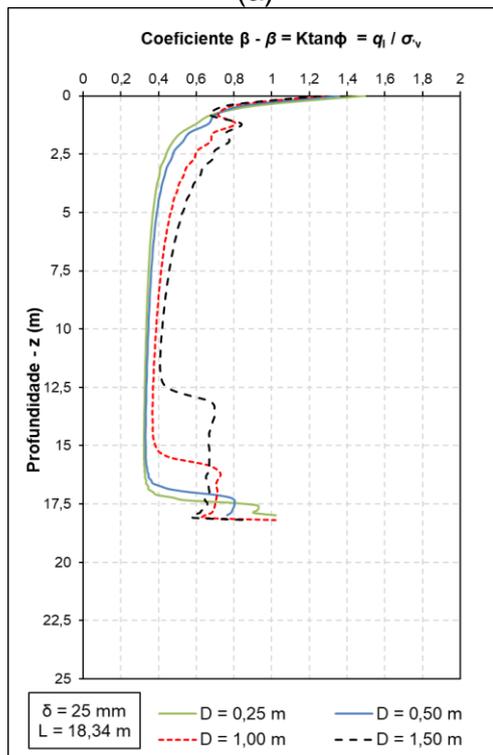
(d)

APÊNDICE B - COEFICIENTE  $\beta$ 

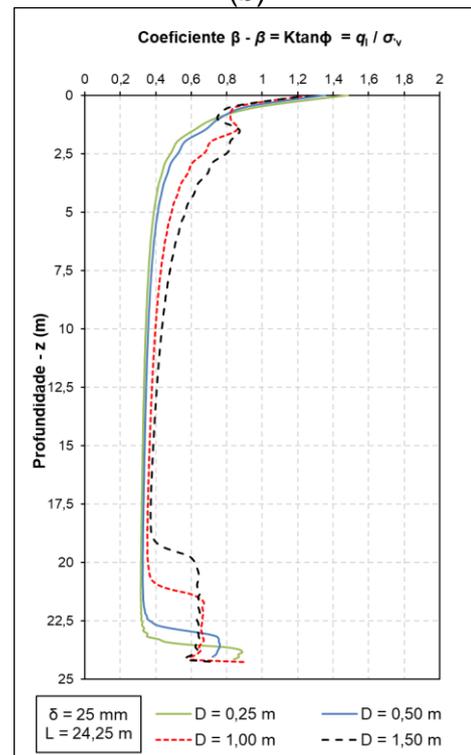
(a)



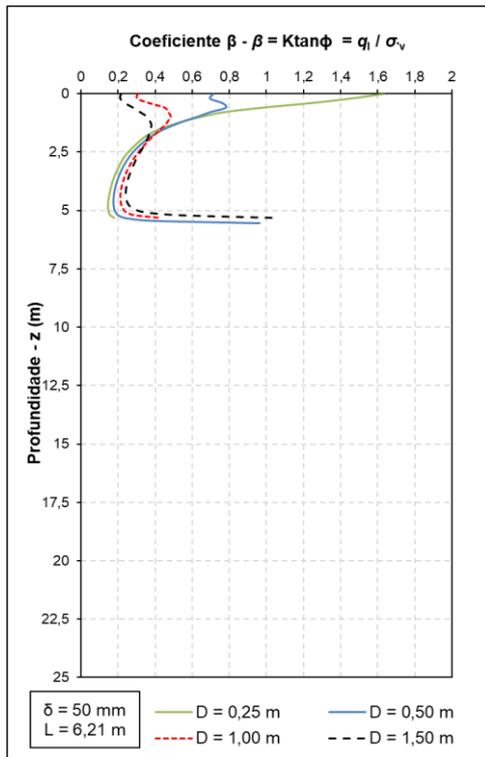
(b)



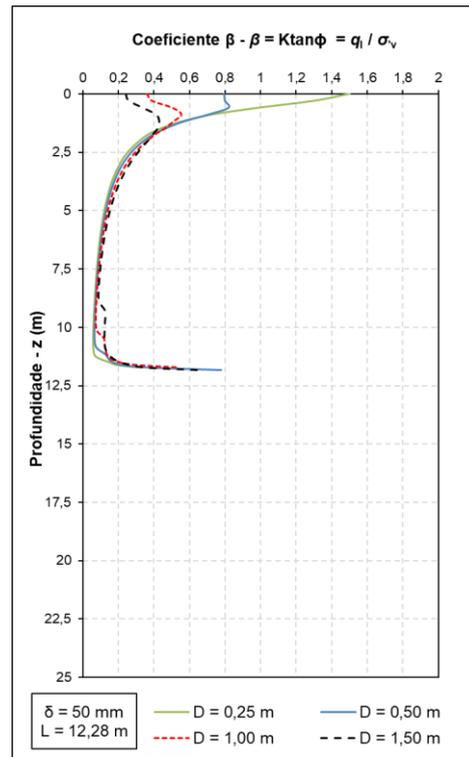
(c)



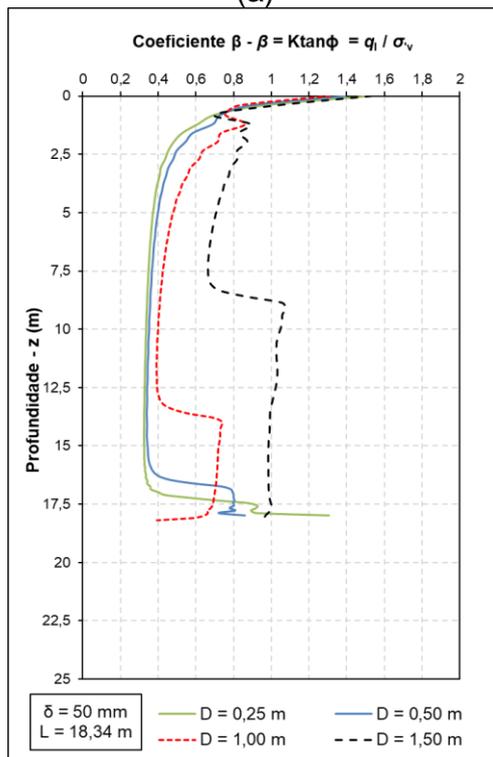
(d)



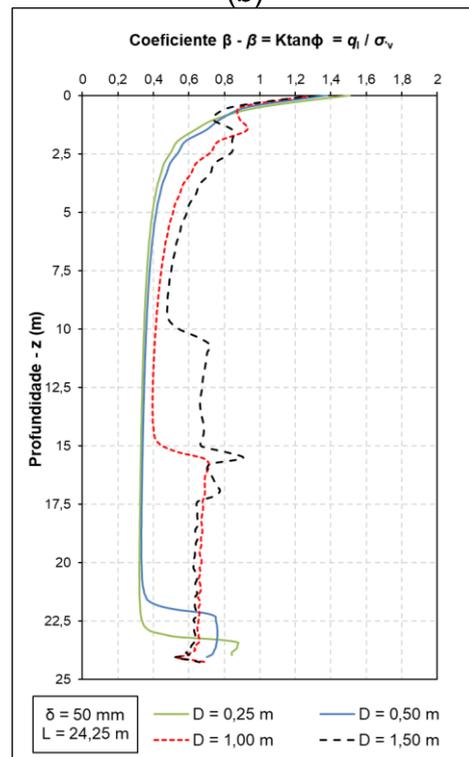
(a)



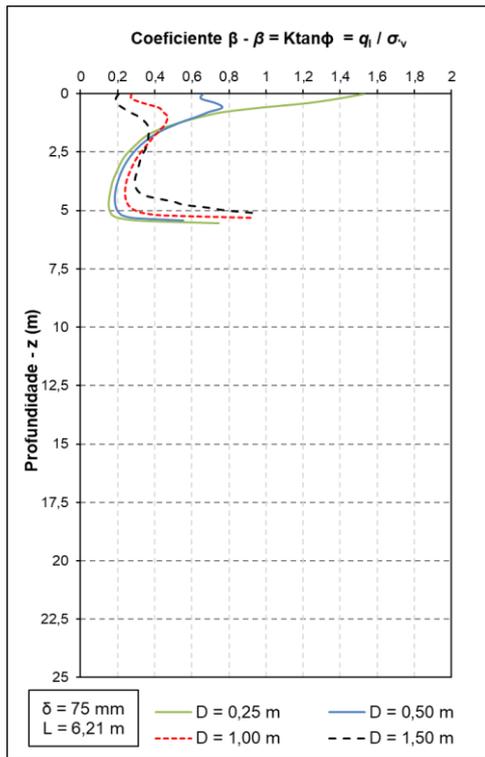
(b)



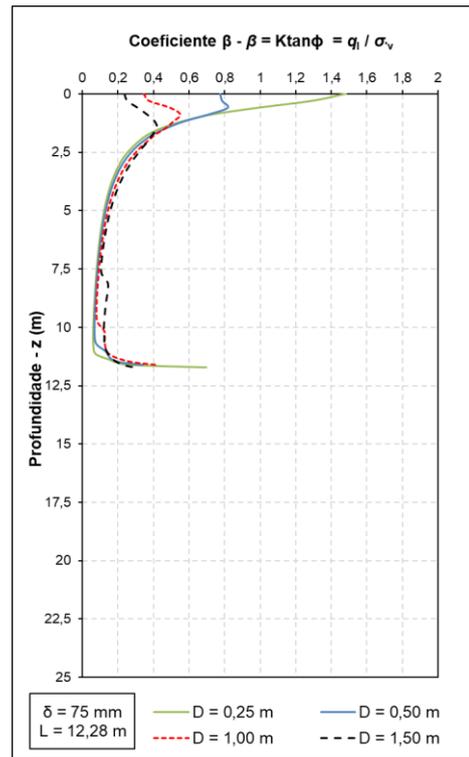
(c)



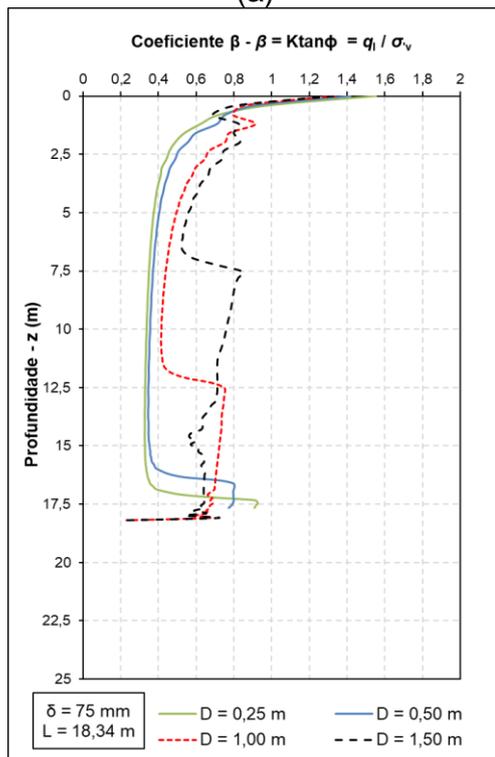
(d)



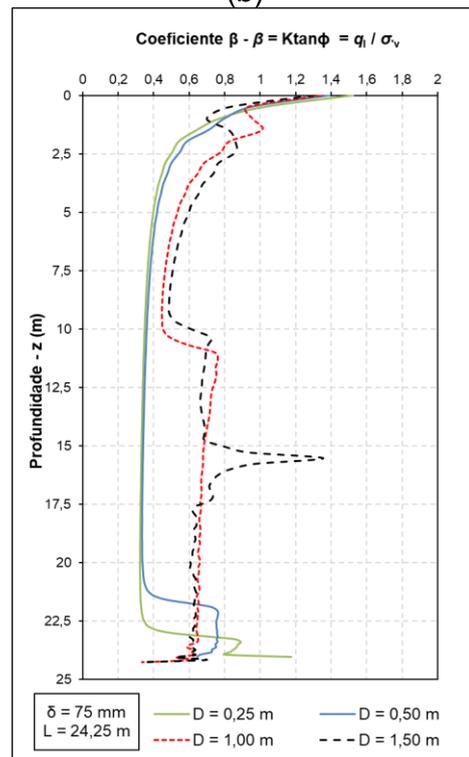
(a)



(b)

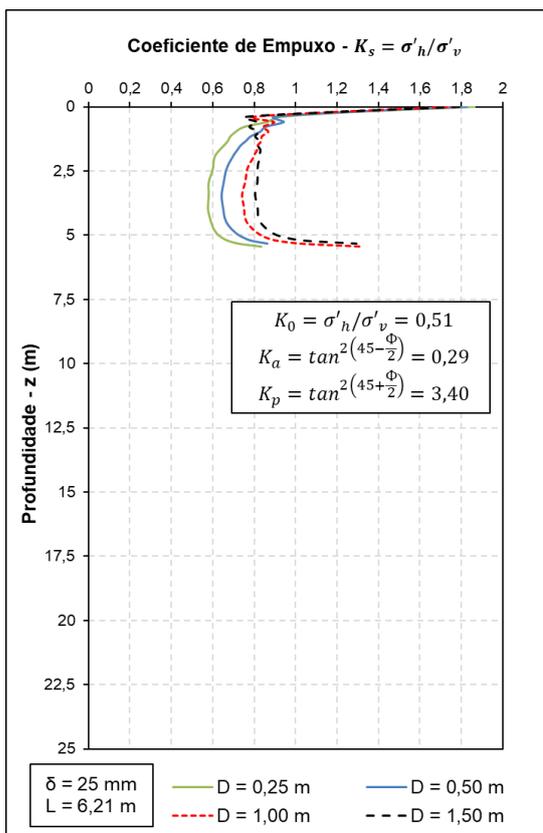


(c)

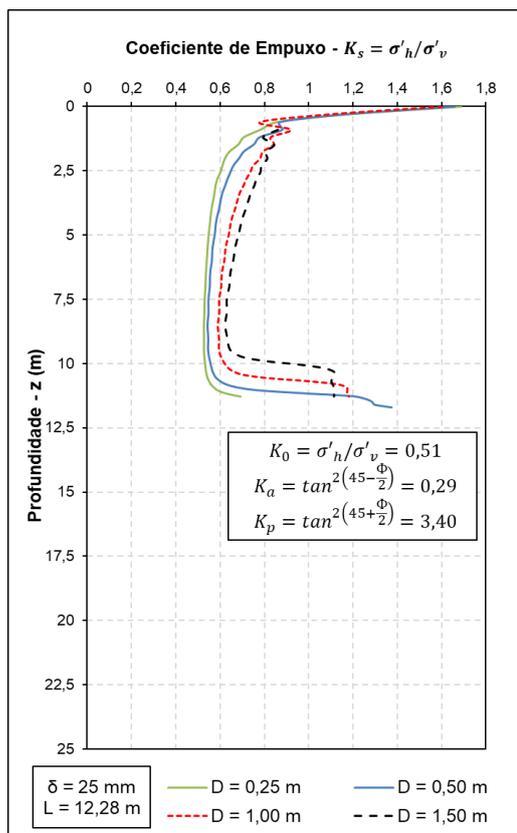


(d)

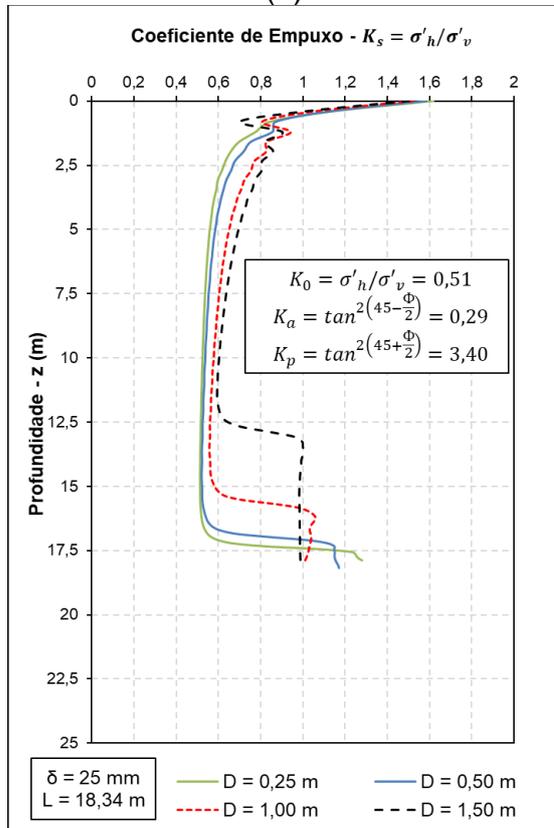
APÊNDICE C - COEFICIENTE DE EMPUXO ( $K_s$ )



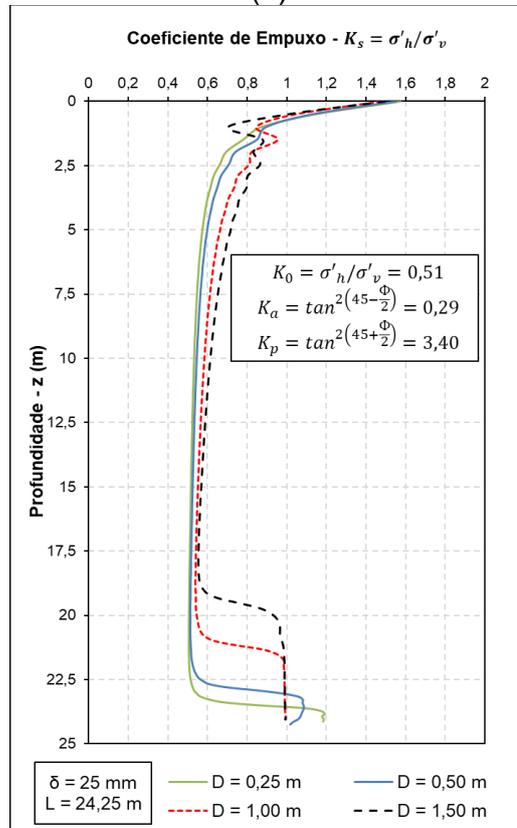
(a)



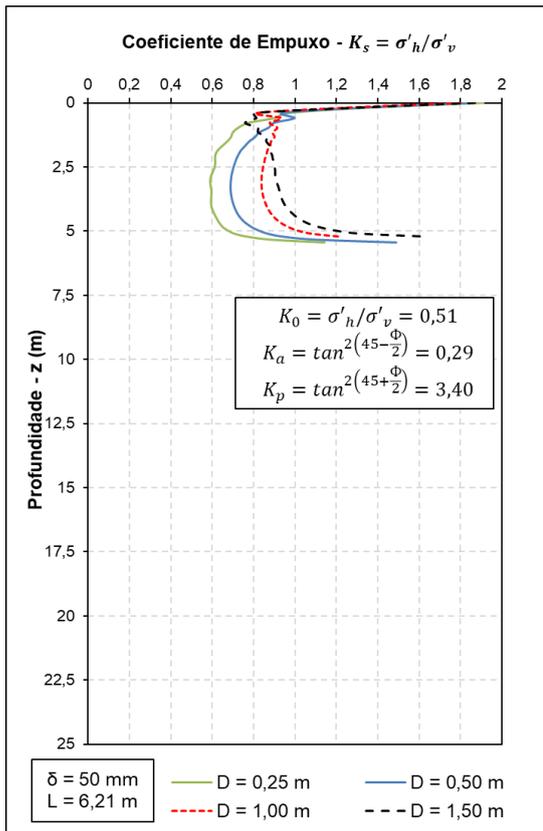
(b)



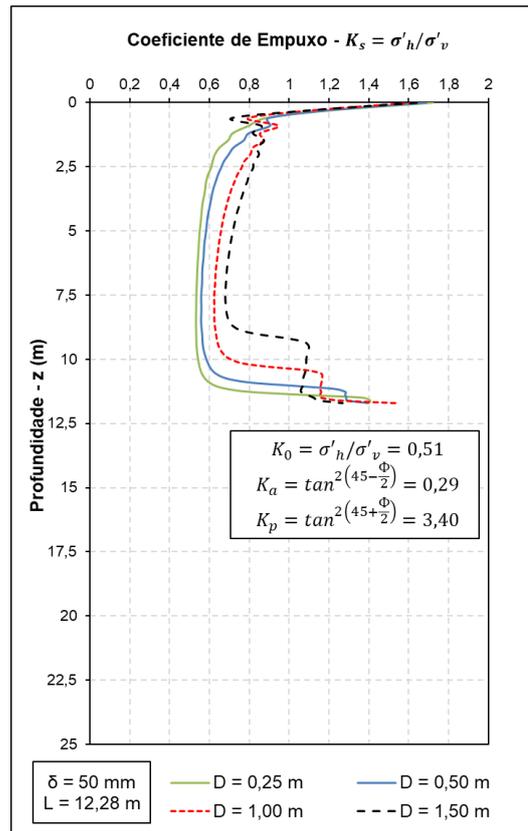
(c)



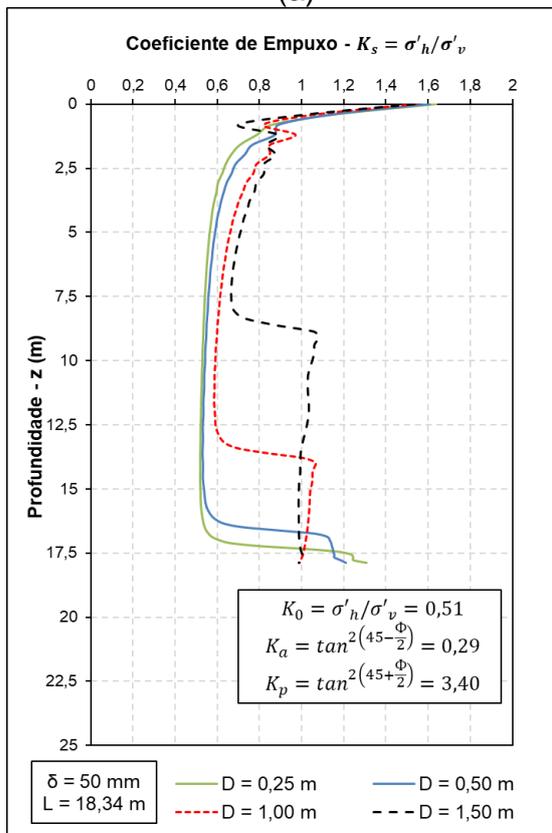
(d)



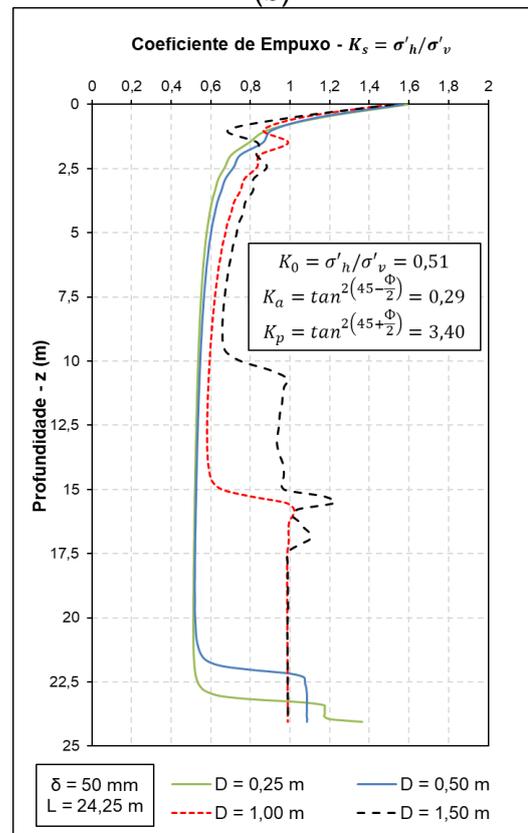
(a)



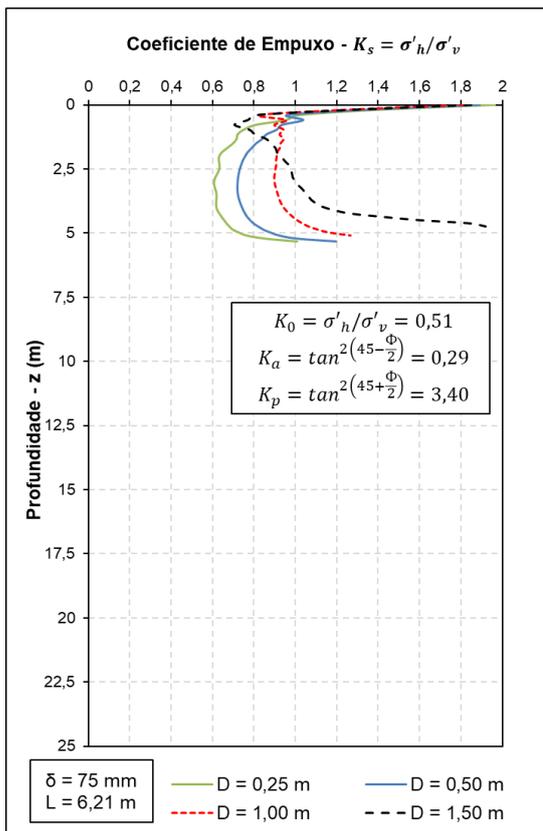
(b)



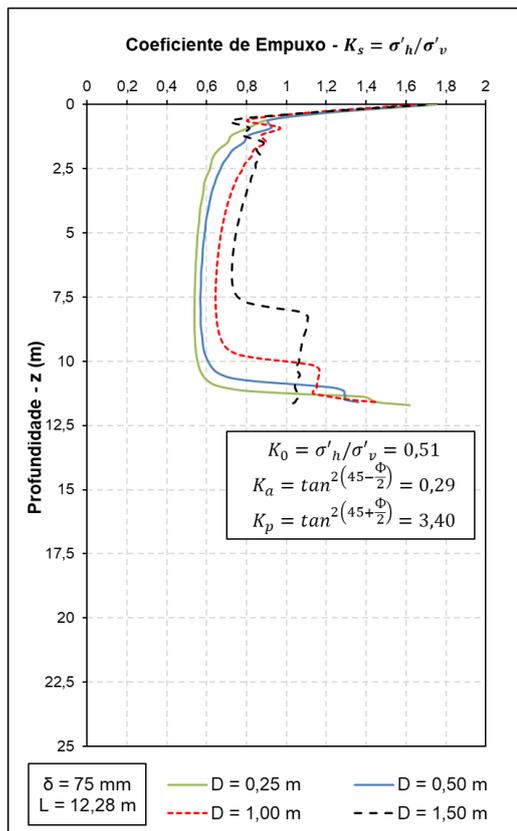
(c)



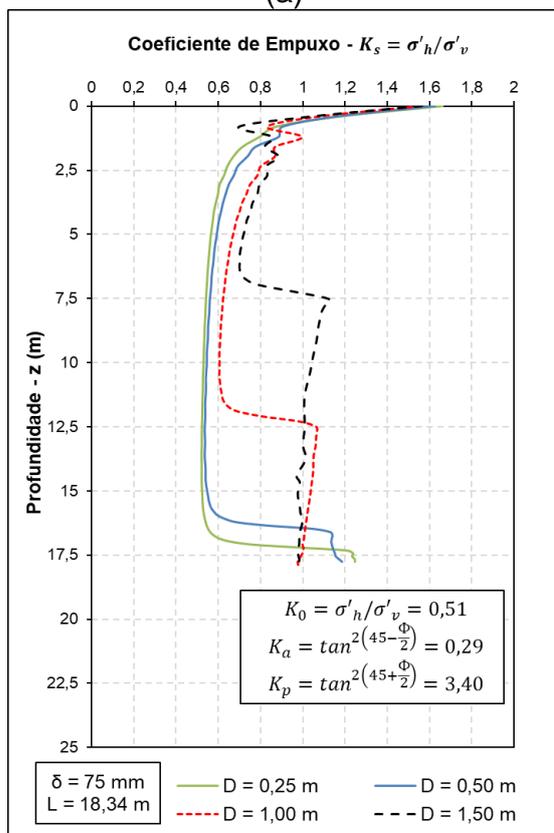
(d)



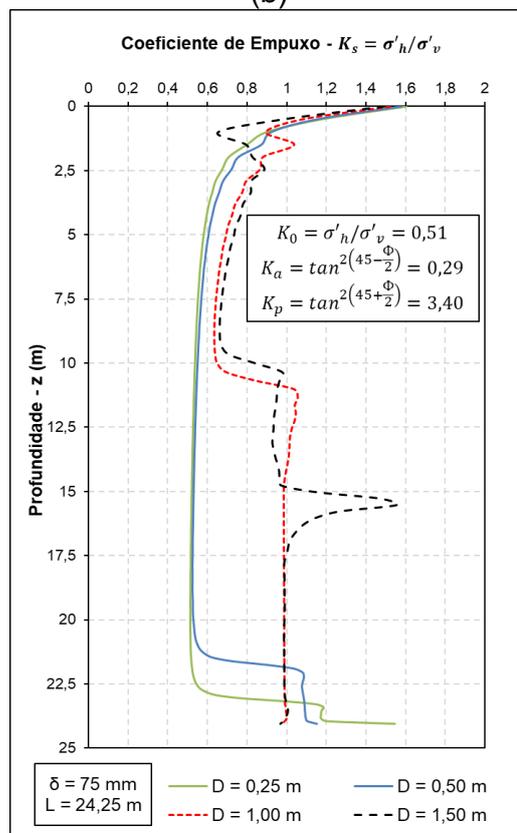
(a)



(b)

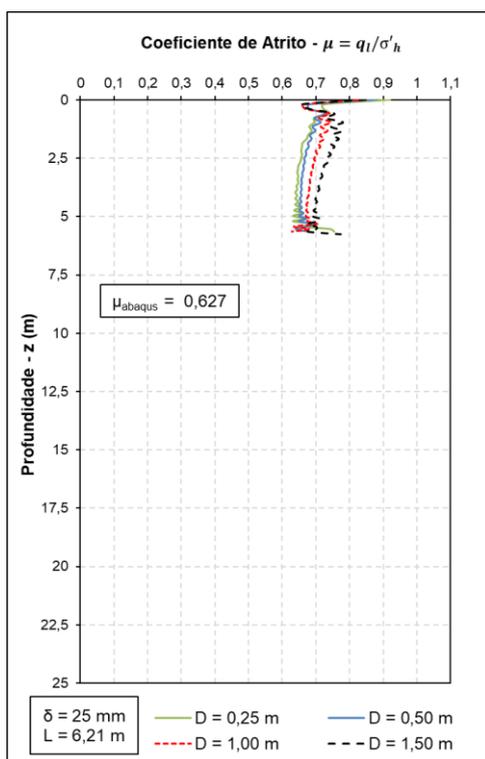


(c)

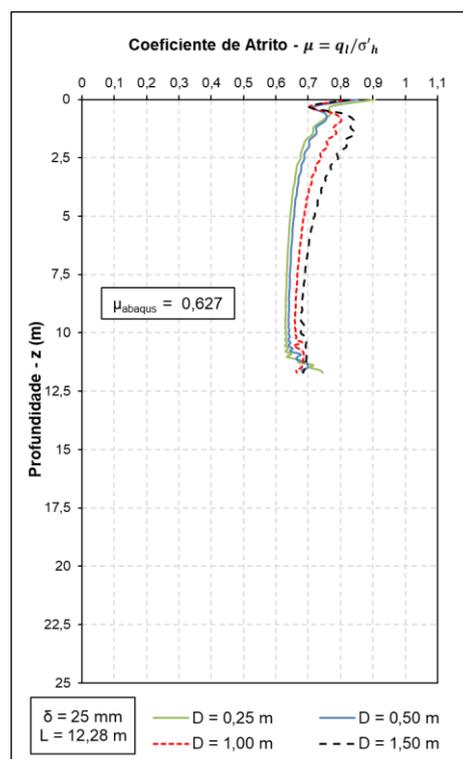


(d)

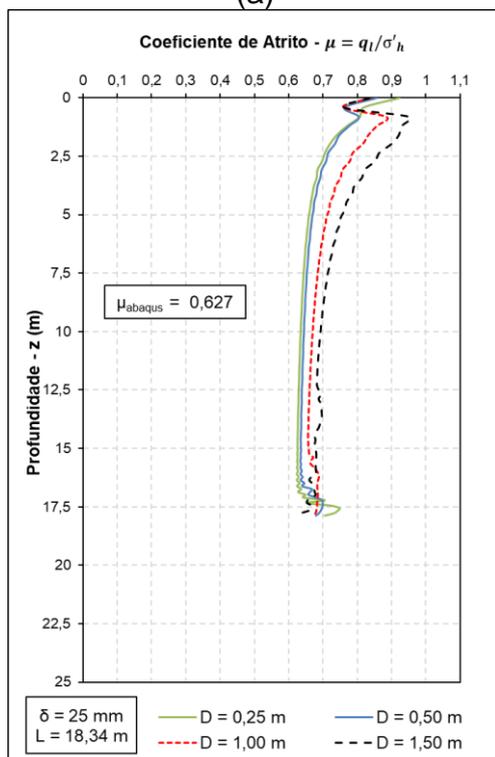
## APÊNDICE D – COEFICIENTE DE ATRITO ( $\mu$ )



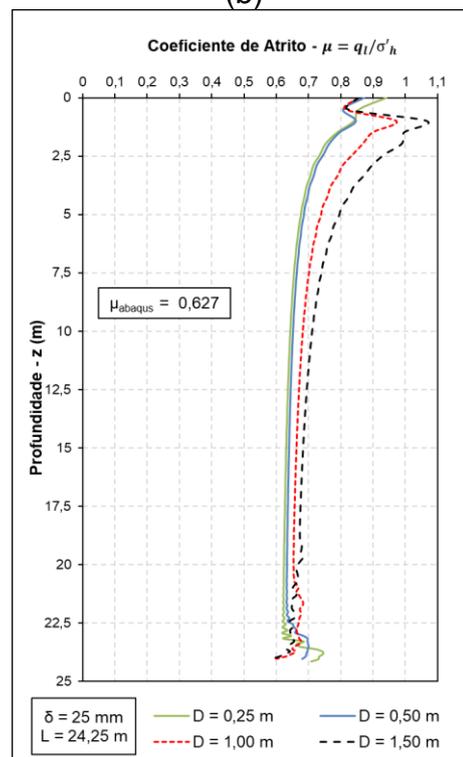
(a)



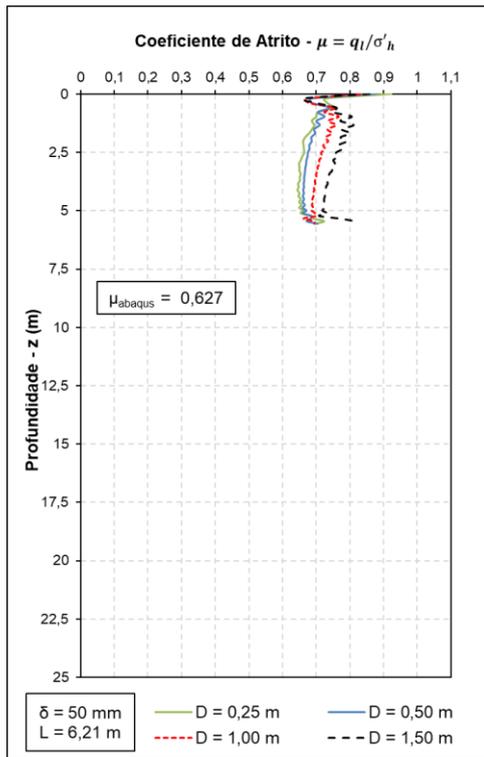
(b)



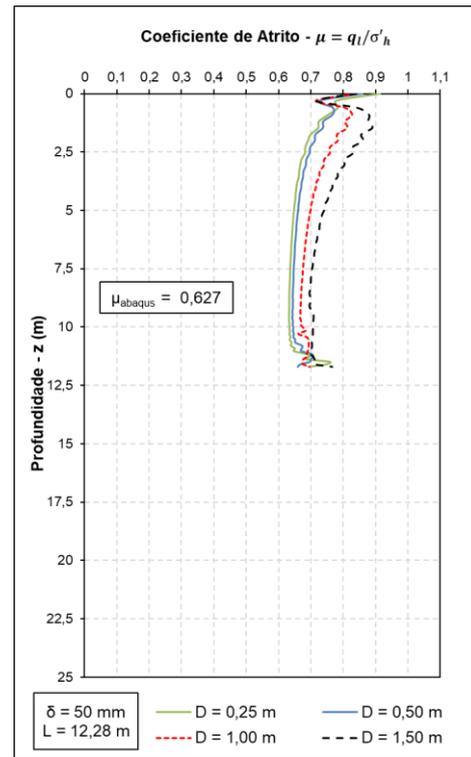
(c)



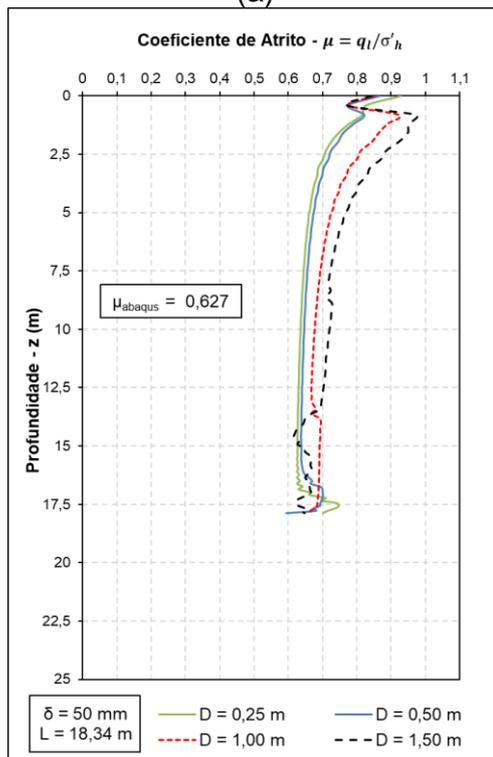
(d)



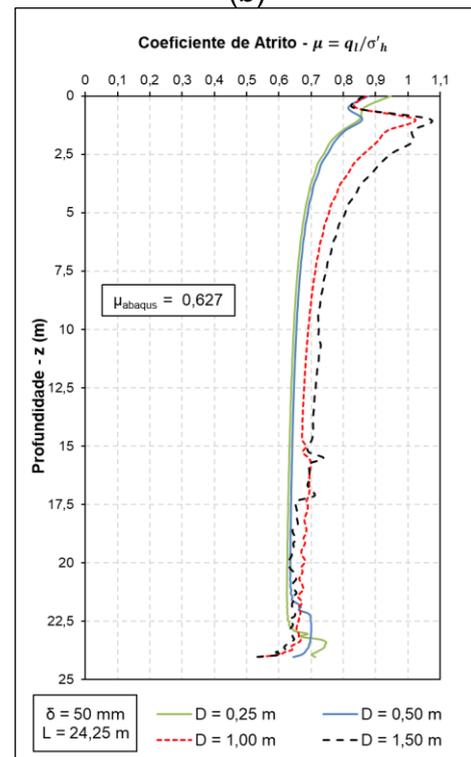
(a)



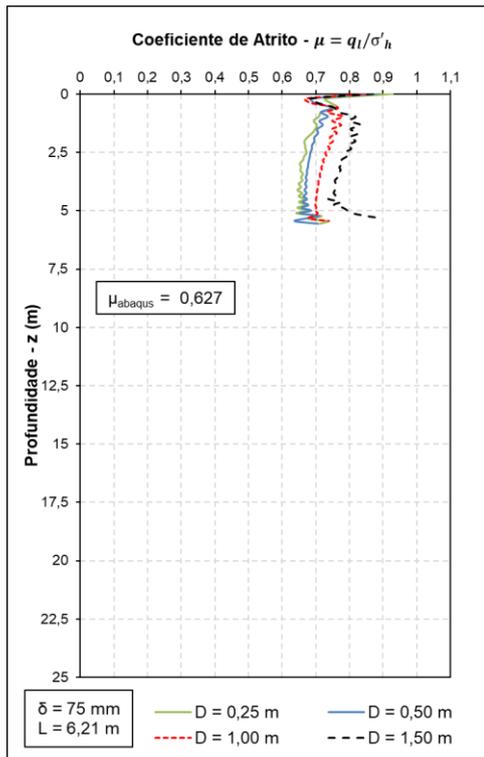
(b)



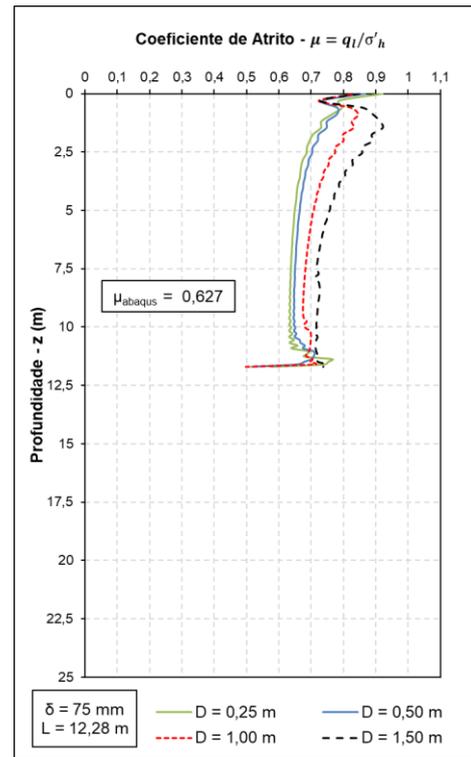
(c)



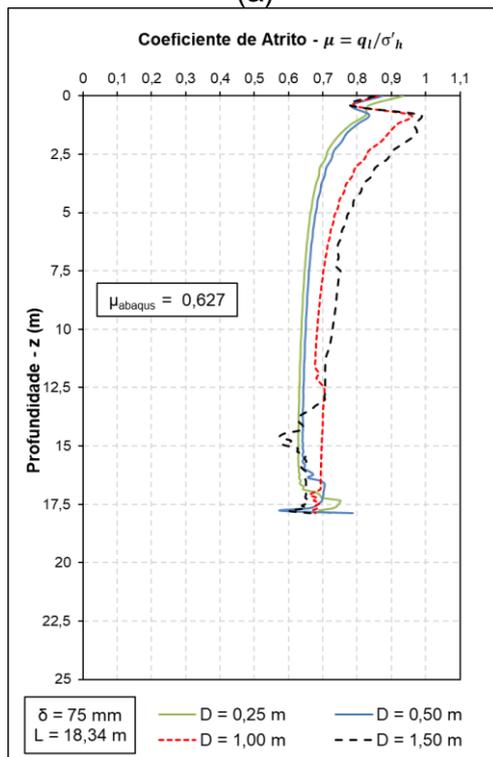
(d)



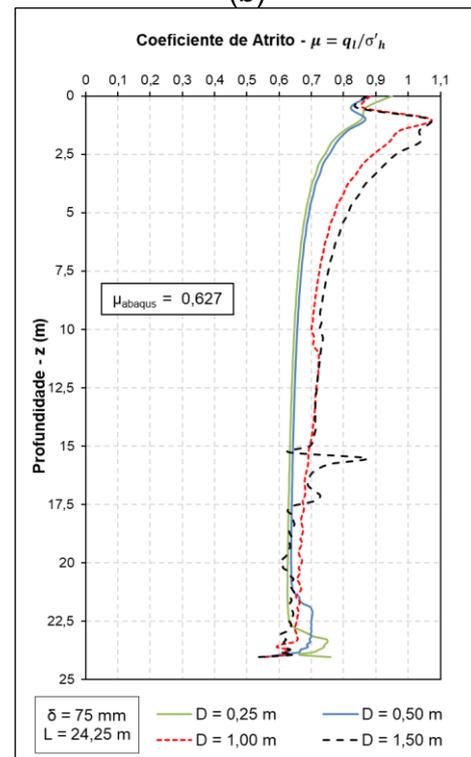
(a)



(b)



(c)



(d)