



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

GABRIEL FERNANDO COSTA

**Análise da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Submetidas ao
Carregamento Vertical no Campo Experimental de Araquari: Métodos
Semiempíricos e Modelagem Numérica**

Florianópolis
2023

Gabriel Fernando Costa

**Análise da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Submetidas ao
Carregamento Vertical no Campo Experimental de Araquari: Métodos
Semiempíricos e Modelagem Numérica**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Naloan Coutinho Sampa.

Florianópolis

2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Costa, Gabriel Fernando

Análise da capacidade de carga de estacas escavadas submetidas ao carregamento vertical no Campo Experimental de Araquari : métodos semiempíricos e modelagem numérica / Gabriel Fernando Costa ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, 2023.

107 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estacas escavadas. 3. Prova de carga. 4. Modelagem numérica. 5. Métodos semiempíricos. I. Sampa, Naloan Coutinho. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Gabriel Fernando Costa

Análise da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Submetidas ao Carregamento Vertical no Campo Experimental de Araquari: Métodos Semiempíricos e Modelagem Numérica

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, 11 de julho de 2023.

Prof^a. Liane Ramos da Silva, Dr^a.
Coordenadora do Curso de Graduação

Banca examinadora:

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^a. Gracieli Dienstmann, Dr^a.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

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

*Dedico este trabalho aos meus avós, Jairo e
Magdalena, por terem desempenhado papel
fundamental em minha vida, me ensinando valores
dos quais me lembrarei sempre com muito carinho.
Ao meu pai, Sergio, inspiração e exemplo de ser
humano.*

AGRADECIMENTOS

Estudar em uma Universidade Federal sempre foi um de meus maiores sonhos, especialmente em algum curso de Engenharia. Os últimos anos foram repletos de muito estudo e dedicação, mas também de muitas alegrias e momentos gratificantes, dos quais lembrarei para sempre.

Gostaria de agradecer ao meu pai, Sergio, e minha madrastra, Marlene, pelo carinho, apoio e incentivo incondicional ao longo de minha vida, me ensinando a batalhar pelos meus sonhos. Aos meus avós, Jairo e Magdalena, por serem exemplo de honestidade e amor ao próximo. Às minhas tias, em especial Sueli e Marli, por terem sido sempre presentes e marcado minha vida de forma muito positiva. À minha irmã, Fernanda, e minha prima, Natassja, por compartilharem boas risadas e os bons momentos da vida comigo.

Nada disso seria possível sem meus amigos em Florianópolis, especialmente Guilherme, Márcia e Thayná, os quais foram meu alicerce nos últimos anos. Obrigado pelo companheirismo, pelas noites de estudo, pelas festas e pela amizade. Espero levar o que construímos para toda a vida

Gostaria de agradecer também ao Professor Naloan, meu orientador, pela paciência e tempo disponibilizados para que o projeto ficasse da melhor qualidade possível. Ao Fabiano Nienov, por disponibilizar os dados e informações para que esta pesquisa fosse possível.

Por fim, gostaria de agradecer à Universidade Federal de Santa Catarina e a todos os professores e servidores que compartilharam seus conhecimentos comigo durante a graduação. Ser professor é uma profissão muito nobre, pela qual tenho muita admiração e respeito.

É com muita gratidão, felicidade e orgulho que finalizo o curso de graduação em Engenharia Civil na UFSC, uma das mais respeitadas e prestigiadas universidades da América Latina. Muito obrigado!

“Cada nota deixa em cada um de nós uma lembrança, mas é a melodia inteira que conta uma história.”

- Paulo Coelho

RESUMO

A análise da capacidade de carga de fundações profundas é um problema complexo devido à influência de diversas variáveis, como os parâmetros geotécnicos do subsolo, as características estruturais das estacas e o processo construtivo. Apesar de existir uma vasta literatura sobre o tema, ainda há uma grande divergência nos valores de capacidade de carga estimados por diferentes métodos. Além disso, estudos recentes realizados no Campo Experimental de Araquari, em consonância com estudos anteriores, destacam a necessidade de aprofundar o entendimento do mecanismo de interação solo-estrutura em estacas escavadas com auxílio de fluido estabilizante. O objetivo do presente trabalho é analisar a capacidade de carga de estacas escavadas em solo arenoso por meio de métodos semiempíricos e modelagem numérica em um *software* de elementos finitos. Além disso, propõe-se investigar numericamente a variação do estado de tensões na interface solo-estaca. Para tal, foram utilizados os métodos semiempíricos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996), Eurocódigo 7 (2010) e Bustamante e Frank (1999). Para a análise numérica, foi utilizado o *software Abaqus* de elementos finitos, considerando os parâmetros da estaca e do subsolo do Campo Experimental de Araquari (CEA) apresentados nos trabalhos de Nienov (2016), Lavalle (2017) e Sestrem (2018). Como principais resultados, observou-se que os métodos semiempíricos brasileiros, baseados nos resultados de SPT, estimaram valores menores da capacidade de carga em comparação com os métodos europeus baseados nos resultados de CPT. Por outro lado, o método de Aoki e Velloso (1975), com os dados de ensaios CPT, apresentou valores mais próximos dos obtidos nos ensaios de prova de carga. O modelo numérico mostrou-se adequado para reproduzir o comportamento observado no ensaio de prova de carga, fornecendo resultados com a mesma ordem de grandeza dos modelos semiempíricos brasileiros e do ensaio executado *in situ*. As comparações entre os valores de capacidade de carga e a análise dos coeficientes β , K e μ apresentadas neste trabalho podem contribuir para o entendimento do comportamento de estacas escavadas em solos arenosos.

Palavras-chave: Estacas escavadas; Prova de carga; Modelagem numérica; Métodos semiempíricos; Elementos finitos.

ABSTRACT

The analysis of the bearing capacity of deep foundations is a complex problem due to the influence of many variables, such as the geotechnical parameters of the subsurface, the structural characteristics of the piles, and the construction process. Despite the extensive literature on the subject, there is still a significant divergence in the estimated values of bearing capacity by different methods. Furthermore, recent studies conducted at the Araquari Experimental Field, in line with previous researches, highlight the need to further understand the soil-structure interaction mechanism in bored piles with the use of stabilizing fluid. The objective of this study is to analyze the bearing capacity of bored piles in sandy soil using semi-empirical methods and numerical modeling in a finite element software. Additionally, it aims to investigate numerically the variation of the stress state at the soil-pile interface. For this purpose, the semi-empirical methods proposed by Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978), Teixeira (1996), Eurocode 7 (2010), and Bustamante and Frank (1999) were utilized. For the numerical analysis, the finite element software Abaqus was used, considering the pile and subsurface parameters from the Araquari Experimental Field (CEA) presented in the researches of Nienov (2016), Lavalle (2017), and Sestrem (2018). The main results indicate that the Brazilian semi-empirical methods, based on SPT results, underestimated the bearing capacity compared to the European methods based on CPT results. On the other hand, the Aoki and Velloso method (1975), using CPT data, provided values closer to those obtained in the load test. The numerical model proved to be adequate in reproducing the behavior observed in the load test, providing results of the same order of magnitude as the Brazilian semi-empirical models and the *in situ* test. The comparisons between the bearing capacity values and the analysis of the β , K , and μ coefficients presented in this study can contribute to the understanding of the behavior of bored piles in sandy soils.

Keywords: Bored piles; Load test; Numerical modeling; Semi-empirical methods; Finite element analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Procedimento executivo de estacas escavadas com uso de fluido estabilizante.	26
Figura 2 – Realização de prova de carga com utilização de cargueira.	29
Figura 3 – Realização de prova de carga com utilização de estacas de reação.	29
Figura 4 - Solução gráfica para o critério de Van der Veen.....	33
Figura 5 - Curva carga-recalque para o modo de ruptura nítida.....	34
Figura 6 – Curva carga-recalque para o modo de ruptura convencional.....	34
Figura 7 - Componentes da resistência média de ponta de uma estaca.....	44
Figura 8 – Valores do parâmetro β	45
Figura 9 - Valores de s em função de da razão b/a	45
Figura 10 - Suavização da curva para obtenção da resistência de ponta equivalente.	48
Figura 11 - Exemplo de uma malha de elementos finitos.....	50
Figura 12 - Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear.	53
Figura 13 - Superfície de plastificação no espaço e no plano octaédrico.....	54
Figura 14 – Localização do Campo Experimental de Araquari.....	55
Figura 15 - Locação das sondagens.	56
Figura 16 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade.	57
Figura 17 - Perfil geológico-geotécnico baseado nos ensaios SPT.	58
Figura 18 – Variação do ângulo de atrito interno e da densidade relativa ao longo da profundidade.	59
Figura 19 – Curvas típicas da variação de q_t , u , u_0 e f_s com a profundidade.....	59
Figura 20 - Curva carga-deslocamento das estacas ET4 e ET5 executadas com polímero e bentonita, respectivamente.	62
Figura 21 – Diagrama da metodologia adotada.	63
Figura 22 - Esquema do modelo adotado (dimensões em metro).....	66
Figura 23 - Esquema do a) modelo axissimétrico 2D b) modelo 3D (sem escala). ...	67
Figura 24 - Condições de contorno físicas e de poropressão.	70
Figura 25 - Refinamento da malha.	72
Figura 26 - Cargas de ruptura dos critérios 1 e 2.....	76
Figura 27 - Cargas de ruptura do critério de Van der Veen (1953).	77

Figura 28 - Transferência de carga: métodos semiempíricos e resultados experimentais.....	78
Figura 29 - Capacidade de carga: métodos semiempíricos e resultados experimentais.	79
Figura 30 - Resistências de ponta e lateral.	80
Figura 31 - Razão das resistências.	81
Figura 32 - Parcelas da capacidade de carga admissível estimadas pelos métodos semiempíricos.	83
Figura 33 - Curva carga-deslocamento para a análise 1.....	85
Figura 34 - Transferência de carga ao longo da profundidade: análise 1.	86
Figura 35 - Curvas carga-deslocamento obtidas nas análises.....	87
Figura 36 - Transferência de carga: todas as análises.....	88
Figura 37 - Coeficiente de resistência lateral (β).	90
Figura 38 - Coeficiente de empuxo lateral atual do solo (K).	91
Figura 39 - Razão do coeficiente - (K/K_0).	92
Figura 40 - Coeficiente de atrito na interface solo-estaca (μ).	94
Figura 41 - Deslocamento (a) horizontal e (b) vertical no solo (m).	95
Figura 42 - Deformação (a) horizontal e (b) vertical no solo.....	96
Figura 43 - Deformação no plano perpendicular (radial).	96
Figura 44 - Tensões horizontais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).....	97
Figura 45 - Tensões verticais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).....	98
Figura 46 - Distribuição da Tensão de Tresca no solo (kPa).....	99
Figura 47 - Excesso de poropressão em diferentes tempos da etapa de instalação da estaca (kPa).	100
Figura 48 - Excesso de poropressão em diferentes tempos da etapa de carregamento (kPa).....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de estaca.	24
Tabela 2 –Requisitos mínimos para lama bentonítica e polímeros de perfuração. ...	27
Tabela 3 – Coeficiente K e razão de atrito α	38
Tabela 4 – Fatores de correção F_1 e F_2	38
Tabela 5 – Coeficiente K e razão de atrito α propostos por Laprovitera (1988).....	39
Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2 propostos por Laprovitera (1988).	39
Tabela 7 – Coeficiente característico do solo C	40
Tabela 8 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	41
Tabela 9 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	41
Tabela 10 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	42
Tabela 11 – Valores do parâmetro β	42
Tabela 12 - Valores máximos de αp para areias finas a grossas.....	44
Tabela 13 - Fatores de segurança parciais.	44
Tabela 14 - Valores máximos de αs para solos arenosos.....	46
Tabela 15 - Valores máximos de αs para solos coesivos.....	46
Tabela 16 - Valores de k_c para diferentes tipos de solos e grupos de estacas.....	47
Tabela 17 - Valores de k_s para diferentes tipos de solo e estaca.	49
Tabela 18 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização em laboratório.	60
Tabela 19 – Resumo dos ensaios triaxiais.	60
Tabela 20 – Resumo das estacas executadas no campo experimental.....	61
Tabela 21 - Valor da resistência média das estacas teste.	61
Tabela 22 - Parâmetros da estaca.	68
Tabela 23 - Parâmetros geotécnicos do solo.	68
Tabela 24 – Discretização da Malha.	72
Tabela 25 – Parâmetros modificados e seus respectivos fatores de multiplicação...	73
Tabela 26 - Cargas de ruptura determinados a partir das curvas de provas de carga.	77
Tabela 27 - Resumo dos valores de capacidade de carga.	82
Tabela 28 - Fatores de segurança parciais.	82
Tabela 29 – Parâmetros adotados para a análise 1 (referência).....	84
Tabela 30 – Intervalos de tempo utilizados para extração das figuras.....	99

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A-V	Aoki e Velloso (1975)
CEA	Campo Experimental de Araquari
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
D-Q	Décourt e Quaresma (1978)
ER	Estacas de Reação
ET	Estacas Teste
LCPC	<i>Laboratoire central des ponts et chaussées</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PCCL	Ensaio Cíclico Lento
PCCR	Ensaio Cíclico Rápido
PCE	Ensaio com Carregamento Lento
PCM	Ensaio com Carregamento Misto
PCR	Ensaio com Carregamento Rápido
SDMT	<i>Seismic Dilatometer Test</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
P	carga de medida
ρ	recalque correspondente à carga aplicada
α	coeficiente que define a forma da curva
R	carga última
Δ_r	recalque de ruptura convencional
P_r	carga de ruptura convencional
L	comprimento da estaca
A	área de seção transversal da estaca
E	módulo de Young
D	diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca
R_p	resistência de ponta
R_L	resistência lateral
R	resistência total
r_p	resistência de ponta por unidade de tensão
A_p	área de seção transversal da ponta do elemento
U	perímetro da estaca
Δ_L	segmento de estaca na respectiva camada de solo
N_{SPT}	índice de resistência à penetração
q_c	resistência de ponta do cone
f_s	atrito lateral unitário na luva
F_1 e F_2	fatores de correção que levam em conta o efeito de escala
K	fator estabelecido em função do tipo de solo
N_p	índice de resistência à penetração na cota de assentamento da estaca
N_L	índice de resistência fornecido pelo atrito lateral
α	razão de atrito
C	coeficiente que leva em conta o tipo de solo
α	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo
β	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo

N_p	índice médio de resistência a penetração no intervalo de 4 vezes o diâmetro da estaca acima da base e 1 diâmetro abaixo
N_L	índice médio de resistência a penetração medido ao longo do fuste
α	fator em função do tipo de solo e estaca
β	fator relacionado ao tipo de estaca
$R_{C;D}$	capacidade de carga da estaca
$R_{B;D}$	resistência de ponta da estaca
$R_{S;D}$	resistência por atrito lateral da estaca
q_s	valor característico da resistência lateral por unidade de área
q_B	valor característico da resistência de ponta por unidade de área
$q_{c;i;média}$	médias de resistência de cone
α_p	fator de classe de estaca
β	fator que leva em conta o tipo de estaca
s	fator que leva em conta a forma da base da estaca
γ_B	resistência de ponta
γ_S	resistência por atrito lateral
α_s	fator de redução
$q_{c;z;a}$	resistencia de cone na profundidade z
Q_L	capacidade de carga da fundação
Q_L^P	resistência da base da estaca
Q_L^F	resistência referente ao fuste
q_{CA}	resistência unitária de ponta equivalente no nível da base da estaca
k_C	fator de capacidade do cone
D	diâmetro da fundação
q_{si}	resistência lateral unitária na camada i
L_i	espessura da camada
a	1,5 vezes o diâmetro da estaca
q'_{CA}	média dos valores no intervalo entre $+a$ e $-a$
k_s	fator de correção
$q_{s,máx}$	limite superior do atrito lateral
q_c	valor médio da resistência de cone em cada camada

Q_N	capacidade de carga da fundação
ε_i	deformações nas direções principais
ε_{ij}	deformações cisalhantes
σ_i	tensões principais normais
τ_{ij}	tensões cisalhantes
ν	coeficiente de Poisson
G	módulo cisalhante
E	módulo de Young
τ	resistência ao cisalhamento
c	coesão
σ	tensão normal ao plano de ruptura
ϕ	ângulo de atrito
q_t	resistência de ponta corrigida
D_r	densidade relativa
ϕ'_{pico}	ângulo de atrito efetivo de pico
ϕ'_{cs}	ângulo de atrito efetivo no estado crítico
c'	coesão efetiva
γ	peso específico
ψ	ângulo de dilatância
K_0	coeficiente de empuxo no repouso
k	coeficiente de permeabilidade
e_0	índice de vazios
μ	coeficiente de atrito na interface estaca-solo
σ	pressão normal de contato
K_a	coeficiente de empuxo ativo
K_p	coeficiente de empuxo passivo
q_l	resistência lateral unitária mobilizada na interface estaca-solo
σ'_h	tensão horizontal efetiva
σ'_v	tensão vertical efetiva
β	coeficiente de resistência lateral

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	JUSTIFICATIVA	20
1.2	OBJETIVO	20
1.2.1	Objetivo Geral	20
1.2.2	Objetivo Específico	20
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	23
2.1.1	Definições	23
2.1.2	Estacas Escavadas com Uso de Fluido Estabilizante – Procedimento Executivo	25
2.1.3	Prova de Carga Estática	28
2.1.4	Determinação da Carga de Ruptura	31
2.1.4.1	<i>Critério de Van der Veen (1953)</i>	32
2.1.4.2	<i>ABNT NBR 6122:2019</i>	33
2.1.5	Métodos de Previsão de Capacidade de Carga	35
2.1.5.1	<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	36
2.1.5.2	<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	39
2.1.5.3	<i>Teixeira (1996)</i>	41
2.1.5.4	<i>Eurocódigo 7 (2010)</i>	42
2.1.5.5	<i>Bustamante e Frank (1999)</i>	46
2.2	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	49
2.2.1	Software Abaqus	51
2.2.2	Modelos Constitutivos	52
2.2.2.1	<i>Modelo Elástico Linear</i>	52
2.2.2.2	<i>Critério de Mohr-Coulomb</i>	53
3	CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI - CEA	55
3.1	LOCALIZAÇÃO	55
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	56
3.3	PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS	60
4	METODOLOGIA	63

4.1	CARGA DE RUPTURA DE CURVAS CARGA-DESLOCAMENTO.....	64
4.2	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS ..	65
4.3	MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PROVA DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS	65
4.3.1	Descrição do Modelo	65
4.3.2	Modelos Constitutivos e seus Parâmetros.....	67
4.3.3	Sequência das Simulações	69
4.3.4	Condições de Contorno	69
4.3.5	Contatos e Interações	70
4.3.6	Discretização da Malha	71
4.3.7	Calibração do Modelo Numérico	72
4.3.8	Extração dos Resultados.....	74
5	RESULTADOS.....	75
5.1	CARGA DE RUPTURA – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	75
5.2	<i>ANÁLISE NUMÉRICA - SOFTWARE ABAQUS.....</i>	<i>83</i>
5.2.1	Curvas carga-deslocamento e Transferência de Carga	83
5.2.2	Análise da Interface Solo-Estaca.....	89
5.2.2.1	<i>Coeficiente β.....</i>	<i>89</i>
5.2.2.2	<i>Coeficientes de Empuxo Lateral - K e K_0.....</i>	<i>90</i>
5.2.2.3	<i>Coeficiente de Atrito - μ</i>	<i>93</i>
5.3	DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE ESFORÇOS NO SOLO	94
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
7	REFERÊNCIAS.....	105

1 INTRODUÇÃO

Fundações profundas são elementos estruturais cuja principal função é transmitir os carregamentos advindos da edificação para o solo, garantindo segurança, funcionalidade e durabilidade. Para Cintra e Aoki (2010), um elemento de fundação por estaca consiste em um sistema composto pela estaca (elemento estrutural) e o maciço envolvente (elemento geotécnico). Portanto, para a determinação da capacidade de carga de uma fundação profunda devem ser levados em consideração os parâmetros geotécnicos do subsolo, as características da estaca, a magnitude dos esforços atuantes e o processo construtivo.

A análise da capacidade de carga é um problema bastante complexo, pois a interação solo-estrutura envolve diversas variáveis, algumas das quais não são totalmente compreendidas ainda. Com o objetivo de entender melhor o mecanismo de interação solo-estaca, provas de carga instrumentadas estáticas ou dinâmicas têm sido consideradas como os métodos mais eficientes, permitindo a medição *in situ* das resistências lateral e de ponta mobilizadas durante o processo de carregamento.

Diversos métodos semiempíricos foram desenvolvidos com base nos resultados de provas de carga e de ensaios como o *Standard Penetration Test* (SPT) e o *Cone Penetration Test* (CPT), realizados em diferentes tipos de estacas e solos. Atualmente, esses métodos são amplamente utilizados academicamente e nos escritórios de engenharia para prever a capacidade de carga de estacas, devido à economia, praticidade e conhecimento acumulado ao longo do tempo. No Brasil, os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são amplamente difundidos, enquanto a nível internacional, os métodos propostos pelo Eurocódigo 7 (2010) e Bustamante e Frank (1999) são amplamente utilizados para prever a capacidade de carga de estacas.

Atualmente, com o avanço e a disseminação dos métodos numéricos, o uso de *softwares* de elementos finitos tem se tornado cada vez mais frequente na análise do comportamento e desempenho de diversos problemas de engenharia geotécnica. No caso específico das fundações profundas, esses métodos têm a capacidade de estimar a capacidade de carga, analisar questões de interface, distribuição de deformações, tensões e poropressões em todas as etapas da simulação numérica.

Face ao acima exposto, apresentam-se a seguir a justificativa e os objetivos deste Trabalho de Conclusão de Curso.

1.1 JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento deste trabalho se justifica pela necessidade de aprofundar o entendimento do mecanismo de interação entre estaca e solo, bem como da capacidade de carga de fundações profundas, por meio de modelagens numéricas em modelos adequadamente calibrados. Além disso, é necessário comparar os resultados de capacidade de carga obtidos por métodos semiempíricos, ensaios de prova de carga e modelagens numéricas, com o objetivo de compreender o grau de conservadorismo de cada método.

1.2 OBJETIVO

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

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em comparar os valores da capacidade de carga de estacas escavadas em solo arenoso, obtidos por meio de ensaios de prova de carga, com os valores estimados utilizando métodos semiempíricos e modelagem numérica em um *software* de elementos finitos.

1.2.2 Objetivos Específicos

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

- Prever a capacidade de carga de uma estaca escavada em solo arenoso por meio dos métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996), Eurocódigo 7 (2010) e Bustamante e Frank (1999);
- Realizar modelagem numérica utilizando um *software* de elementos finitos para estimar a capacidade de carga de estacas escavadas e analisar a variação do estado de tensões na interface solo-estaca por meio dos coeficientes β , K e μ ;
- Comparar os resultados obtidos nas provas de carga estática com os resultados da modelagem numérica e dos métodos semiempíricos.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O **Capítulo 1** introduziu 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 a compreensão e o desenvolvimento do presente trabalho. O capítulo aborda conceitos importantes sobre fundações profundas, com destaque para as estacas escavadas. Também é discorrido sobre as provas de carga estática e os métodos de determinação da capacidade de carga propostos pela NBR 6122 (2019) e Van der Veen (1953) por meio das curvas carga-deslocamento. Além disso, são apresentados os conceitos básicos dos métodos semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga de estacas. Por fim, é apresentado o método dos elementos finitos utilizado na modelagem numérica.

No **Capítulo 3**, são descritas as características do Campo Experimental de Araquari (CEA), local da realização dos ensaios de prova de carga instrumentada. Essas características incluem as informações geotécnicas do subsolo, as características das estacas e os procedimentos básicos dos ensaios realizados. A maioria das informações apresentadas nesse capítulo foi obtida a partir dos trabalhos de Nienov (2016), Lavallo (2017) e Sestrem (2018).

O **Capítulo 4** descreve a metodologia utilizada no desenvolvimento deste trabalho, abordando as considerações e hipóteses adotadas para a previsão da

capacidade de carga através dos diferentes métodos e da modelagem numérica.

No **Capítulo 5**, são apresentados, discutidos e analisados os resultados da capacidade de carga, a variação ao longo da profundidade dos coeficientes β , K e μ medidos na interface, além da distribuição de tensões, deslocamentos e poropressões durante diferentes etapas da modelagem.

O **Capítulo 6** apresenta as conclusões e considerações finais da pesquisa realizada. Também são propostos novos campos de análise para trabalho futuros trabalhos relacionados às estacas escavadas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta a fundamentação teórica básica necessária para o entendimento e o desenvolvimento do presente trabalho. Além disso, aborda os conceitos relevantes sobre fundações profundas, incluindo seus procedimentos de execução, provas de carga estática e métodos semiempíricos para prever a capacidade de carga de estacas. Também são apresentados alguns conceitos sobre o método dos elementos finitos e o *software Abaqus*.

2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

2.1.1 Definições

Conforme preconizado pela NBR 6122 (ABNT, 2019), fundações profundas podem ser classificadas como elementos que transmitem o carregamento advindo da edificação ao solo por meio da base do componente (resistência de ponta) ou pelo atrito gerado na superfície lateral (resistência de fuste) ou ainda, pela combinação dos dois mecanismos. A norma ainda estabelece que a cota de assentamento da estaca deve ser maior ou igual a oito vezes a menor dimensão do elemento em planta, com uma profundidade mínima de 3 m.

Para Décourt *et al.* (2019), as estacas podem ser classificadas em estacas de deslocamento e estacas escavadas. As estacas de deslocamento são aquelas que não requerem escavações nem a remoção de solo para sua execução. Por outro lado, as estacas escavadas são executadas *in situ* e requerem obrigatoriamente a retirada do solo. Nestas estacas, dependendo da condição do nível d'água e da resistência do solo, a escavação pode ser realizada com sistema estabilizante (revestimento metálico, lama bentonítica ou polímero) ou não.

De maneira similar, Velloso e Lopes (2010) classificam as estacas de acordo com o material (madeira, concreto, aço ou mistas) e o processo executivo (estacas de deslocamento e estacas de substituição ou escavadas). Os autores ainda preconizam que os elementos podem se encaixar na categoria de estacas sem deslocamento, ou

seja, estacas escavadas nas quais o processo executivo requer a retirada de pouco material do solo ou em casos nos quais é necessário o restabelecimento das tensões geostáticas na concretagem. A Tabela 1 ilustra a classificação geral das fundações profundas.

Tabela 1 – Tipos de estaca.

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

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Terzaghi e Peck (1967) apud Velloso e Lopes (2010) classificaram as estacas em três diferentes grupos, levando em consideração o mecanismo de transferência de carga:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis (estacas de compactação) transferem a maior parte do carregamento por meio do atrito

lateral, onde é possível observar a redução de porosidade e compressibilidade do solo quando executadas em grupo.

- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade (estacas flutuantes) transferem o carregamento por meio de atrito lateral e não geram compactação significativa no solo.
- Estacas de ponta transmitem os esforços principalmente em uma camada resistente de solo ou rocha em profundidade considerável onde está assente a base da estaca.

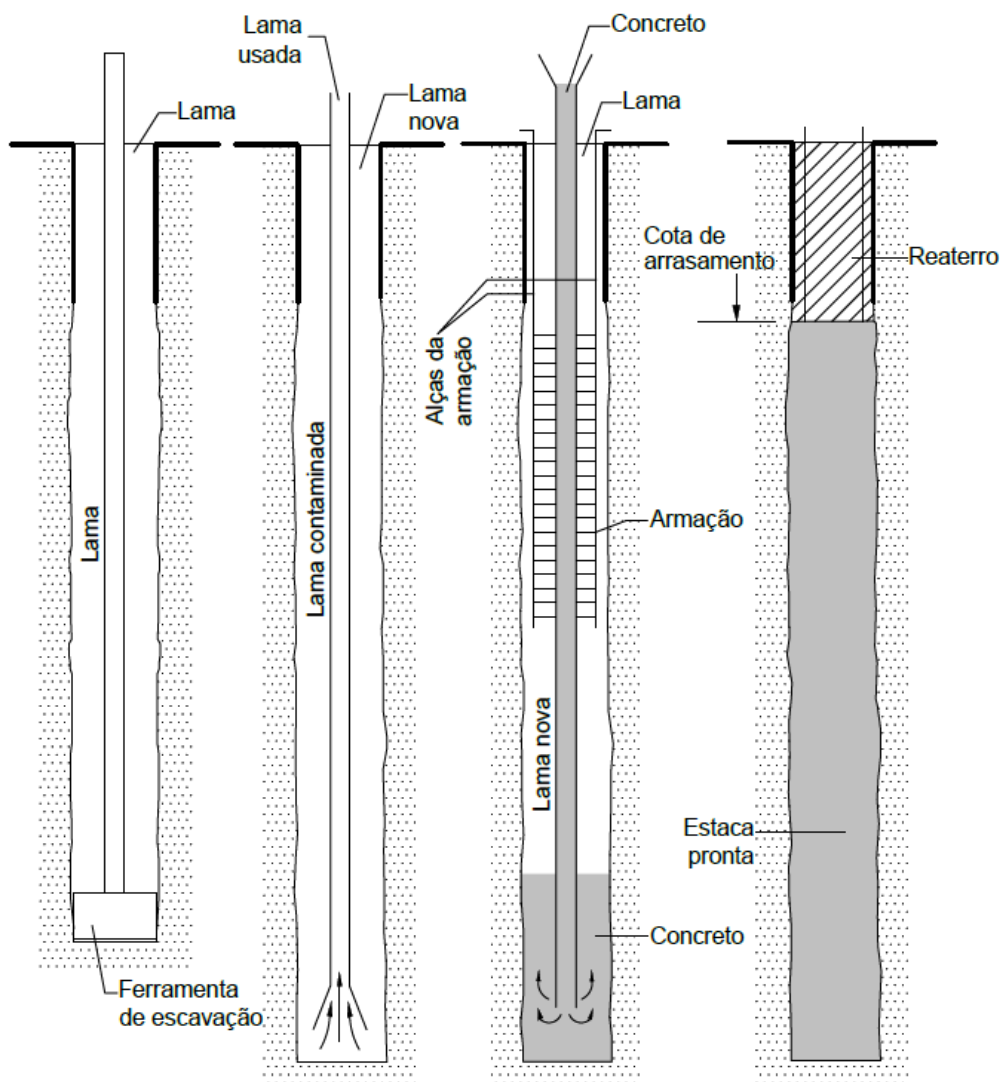
As particularidades das estacas escavadas, objeto deste estudo, são apresentadas no próximo item.

2.1.2 Estacas Escavadas com Uso de Fluido Estabilizante – Procedimento Executivo

As estacas escavadas, conforme definido anteriormente, envolvem a escavação e a retirada de solo antes da sua execução *in situ*. Em solos com elevado lençol freático e baixa resistência, é comum o uso de tubos de revestimento ou fluidos estabilizantes, como bentonita ou polímero, para manter a integridade dos furos durante a construção dessas estacas (VELLOSO E LOPES 2010; NIENOV, 2016). Velloso e Lopes (2010) também explicaram que fluidos estabilizantes não são necessários em escavações realizadas em solos argilosos em cota acima do nível do lençol freático.

Quando é necessário utilizar fluidos estabilizantes, a NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que o processo de perfuração seja realizado simultaneamente ao lançamento do fluido estabilizante, com o fluido sempre mantido a uma altura superior a 2 m do nível do lençol freático. Além disso, é necessário cravar uma camisa metálica ou executar uma mureta-guia para guiar a escavação, que deve ser contínua até a conclusão total do furo. É importante posicionar a armadura antes da concretagem, sendo necessário o uso de espaçadores para garantir a cobertura adequada e a centralização do aço no orifício. A Figura 1 ilustra o procedimento executivo de estacas escavadas com uso de fluido estabilizante.

Figura 1 - Procedimento executivo de estacas escavadas com uso de fluido estabilizante.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010), a concretagem desse tipo de fundação é realizada de forma submersa, na qual o concreto é lançado diretamente na parte inferior da escavação do furo por meio de uma tremonha. O processo de lançamento de concreto é realizado de forma contínua, enquanto o fluido estabilizante é expelido do orifício devido à diferença de densidade entre os elementos. É importante evitar interrupções no lançamento do concreto superiores a 20 ou 30 minutos, a fim de evitar a formação de "juntas frias".

A concretagem deve prosseguir até atingir a cota de pelo menos um diâmetro acima da cota de arrasamento da estaca. Alternativamente, o concreto pode ser levado a uma distância de 50 cm acima da cota de arrasamento, pois o concreto em contato direto com a lama bentonítica ou polímero está contaminado. Durante todo o

processo, a tremonha deve ficar imersa no concreto em pelo menos 1,5 m (VELLOSO E LOPES, 2010).

No que diz respeito aos fluidos estabilizantes, a NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que a lama tixotrópica, após ser misturada, permaneça em repouso por 12 horas. Essa lama deve apresentar três características essenciais para ser adequada como suporte das paredes da escavação: viscosidade, densidade e formação de reboco (*cake*). Da mesma forma, os polímeros estabilizantes também devem possuir essas características, embora em proporções diferentes, a depender do tipo de solo. A Tabela 2 ilustra os requisitos mínimos para a utilização desses fluidos.

Tabela 2 –Requisitos mínimos para lama bentonítica e polímeros de perfuração.

Propriedades	Lama bentonítica	Polímeros	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	1,005 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s/qt a 90 s/qt	35 s/qt a 120 s/qt	Funil Marsh
pH	7 a 11	9 a 12	Medidor de pH
Teor de areia	Até 3%	Até 4,5%	Baroid sand content ou similar

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019).

Com relação ao concreto utilizado na execução das estacas, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que ele deve ser adequado à classe de agressividade de acordo com o ambiente em que será utilizado, além de atender aos seguintes requisitos:

- Para concreto de classe C30: o *slump* deve estar entre 220 mm e 260 mm, o diâmetro dos agregados deve ser de 9,5 mm a 25 mm, o teor de exsudação deve ser inferior a 4%, o consumo mínimo de cimento deve ser de 400 kg/m³ e o fator *a/c* (água/cimento) deve ser $\leq 0,6$.
- Para concreto de classe C40: o *slump* deve estar entre 220 mm e 260 mm, o diâmetro dos agregados deve ser de 9,5 mm a 25 mm, o teor de exsudação deve ser inferior a 4%, o consumo mínimo de cimento deve ser de 400 kg/m³ e

o fator a/c deve ser $\leq 0,45$.

Após o preenchimento do orifício 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 (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.1.3 Prova de Carga Estática

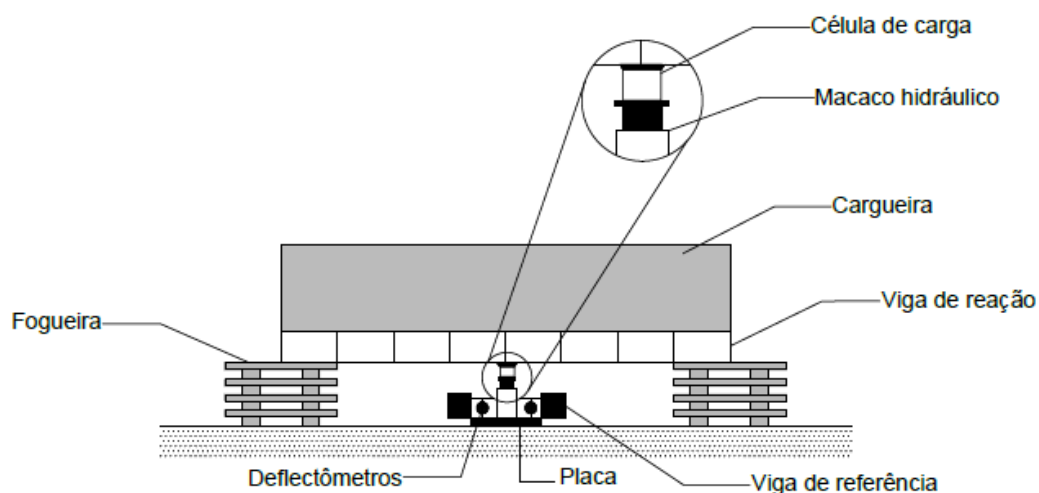
Nienov (2016) enumera vários trabalhos anteriores que discutem como o atrito lateral das estacas escavadas é influenciado pelo comportamento do material da interface solo-estaca, que depende do tipo de fluido estabilizante e do processo construtivo. O autor ainda ressalta que provas de cargas com e sem instrumentação têm sido realizadas para melhor compreender o mecanismo de interação, a transferência de carga ao longo da profundidade e a curva carga-deslocamento. As provas de carga em estacas fornecem informações indispensáveis para o entendimento dos mecanismos de transferência de carga, mas geralmente estão limitadas à medição de cargas e deslocamentos realizada no topo da estaca. Essa limitação pode ser superada com a utilização de instrumentação em profundidade nas estacas ensaiadas.

De acordo com a NBR 16903 (ABNT, 2020), a prova de carga estática em fundações consiste na aplicação de determinados carregamentos sobre as estacas, enquanto os deslocamentos resultantes são registrados. Os esforços aplicados podem ser verticais, horizontais ou inclinados, dependendo dos critérios adotados pelo engenheiro projetista responsável. Cintra *et al.* (2013) reforçaram que a prova de carga estática se baseia na aplicação de cargas no topo da estaca, monitorando os deslocamentos do elemento até que ocorra a ruptura, ou seja, atingida a carga máxima preestabelecida e detectados recalques incessantes no elemento.

Quando a estaca é submetida a um carregamento vertical, ocorre inicialmente a mobilização da resistência de atrito lateral (fuste) e depois a mobilização da resistência de ponta (base). Para aplicar o carregamento, utiliza-se um macaco hidráulico que atua contra um sistema de reação montado ao redor da estaca a ser

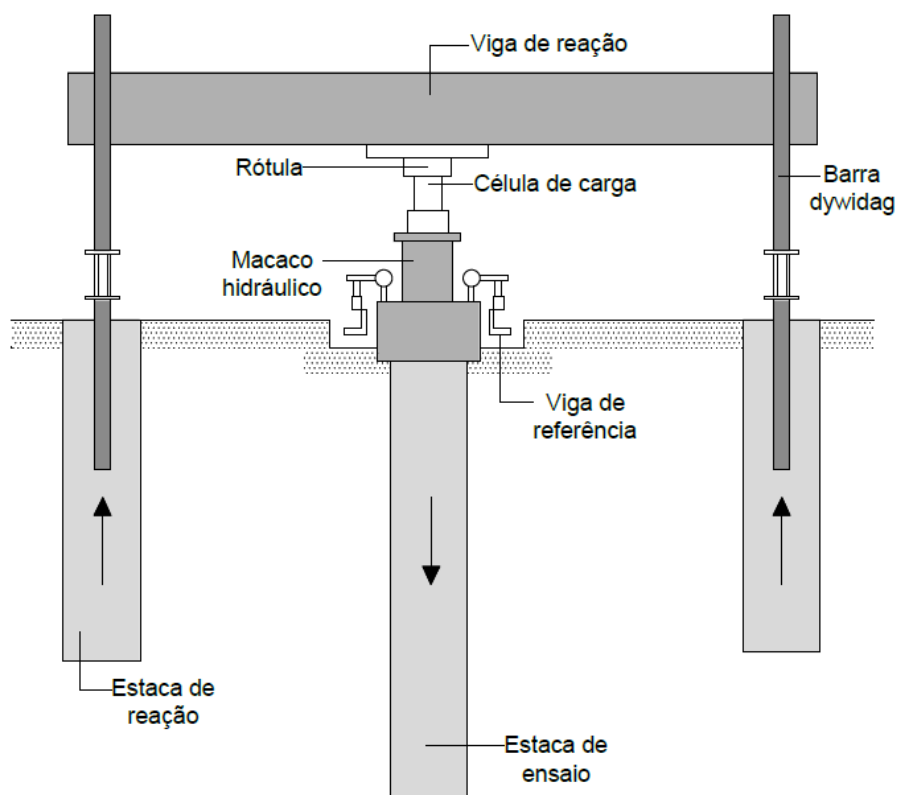
ensaiada (CINTRA *ET AL.*, 2013). Existem três tipos de sistemas de reação diferentes: cargueira, estacas de reação e tirantes. As Figura 2 e Figura 3 mostram esquemas de provas de carga com utilização de cargueira e estacas de reação, respectivamente.

Figura 2 – Realização de prova de carga com utilização de cargueira.



Fonte: Adaptado de NBR 6489 (ABNT, 2019).

Figura 3 – Realização de prova de carga com utilização de estacas de reação.



Fonte: Cintra *et al.* (2013).

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

Com relação à forma de execução do ensaio, são apresentados a seguir três formas diferentes que dependem da velocidade e do tipo de carregamento:

- Ensaio com carregamento lento (PCE): neste método, a carga aplicada em cada estágio deve ser mantida por pelo menos 30 minutos ou até que os deslocamentos se estabilizem. O carregamento em cada etapa não deve exceder 20% da carga de trabalho prevista para a estaca (estágios devem ser sucessivos e iguais). O estado de estabilização é alcançado quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponde a no máximo 5% do deslocamento no estágio. Leituras dos carregamentos e deslocamentos devem ser realizadas em intervalos de tempo específicos. Se não ocorrer estabilização em 30 minutos, leituras adicionais devem ser feitas a cada 15 minutos (observando-se o tempo mínimo de estágio de 60 minutos). Caso não seja detectada estabilização nos deslocamentos, limita-se o tempo máximo de cada etapa em 120 minutos. Após o último estágio, uma leitura de 12 horas é realizada caso não seja identificada uma ruptura. Por fim, o descarregamento deve ser executado em no mínimo quatro estágios de 15 min, observando-se a estabilização dos deslocamentos em cada estágio.
- Ensaio com carregamento rápido (PCR): neste método, o carregamento é aplicado em estágios iguais e sucessivos, não excedendo 10% da carga de trabalho prevista para a estaca em cada etapa. A carga é aplicada durante 10 minutos em cada estágio, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Leituras dos carregamentos e deslocamentos são feitas imediatamente após a aplicação da carga e no final de cada estágio. Após o último estágio, quatro leituras são realizadas em intervalos de tempo específicos. O descarregamento é feito em pelo menos quatro estágios de 10 minutos, com leituras correspondentes. Duas leituras adicionais são feitas, uma

após a remoção total da carga do sistema e outra após 30 minutos.

- Ensaio com carregamento misto (PCM): neste método, o ensaio é realizado de acordo com o carregamento lento até atingir 1,2 vezes a carga de trabalho da estaca. Em vez de seguir o procedimento de descarregamento do PCE, o método é continuado seguindo as etapas do carregamento rápido (PCR).

Além desses métodos, a NBR 16903 (ABNT, 2020) ressalta a existência do ensaio cíclico lento (PCCL) e do ensaio cíclico rápido (PCCR), nos quais o carregamento é aplicado em estágios iguais e sucessivos, em ciclos de carga-descarga.

2.1.4 Determinação da Carga de Ruptura

As curvas carga-deslocamento obtidas nos ensaios de prova de carga correspondem a soma das resistências laterais e de ponta mobilizadas à medida que a estaca é deslocada verticalmente. Com base nessas curvas, são determinadas as cargas de ruptura de estacas.

De acordo com Salgado (2008) e outros autores, a determinação da carga de ruptura de estacas pode ser baseada em critérios que consideram os deslocamentos como parâmetros de avaliação. Isso ocorre pelo fato que em maioria dos casos, as estacas atingem o estado de ruptura muito depois de ter atingido o estado limite de serviço (perda de operacionalidade). O autor enfatiza que um dos critérios mais utilizados internacionalmente, tanto para estacas de deslocamento como para estacas de substituição, é aquele que define a carga de ruptura no deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca. Esse critério considera que um deslocamento relativo de 10% é suficiente para causar perda de operacionalidade ou colapso estrutural.

Existem vários métodos propostos na literatura para a determinação das cargas de ruptura de estacas, estabelecidos a partir de abordagens que levam em consideração um dos seguintes critérios: o recalque limite, a deformabilidade limite, a interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e formulações matemáticas específicas. Entre os métodos mais conhecidos e utilizados, destacam-se: Van der

Veen (1953), Brinch Hansen (1963), De Beer (1968), Chin (1970), Davisson (1975), Décourt (1996) e NBR 6122 (ABNT, 2019).

O item seguinte apresenta os conceitos básicos dos métodos de Van der Veen (1953) e NBR 6122 (ABNT, 2019).

2.1.4.1 Critério de Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen (1953) para determinação da carga última de estacas é baseado na extrapolação da curva carga-recalque obtida a partir do ensaio de prova de carga. O autor propõe uma formulação matemática para representar essa curva de forma diferenciada, utilizando a Equação (1).

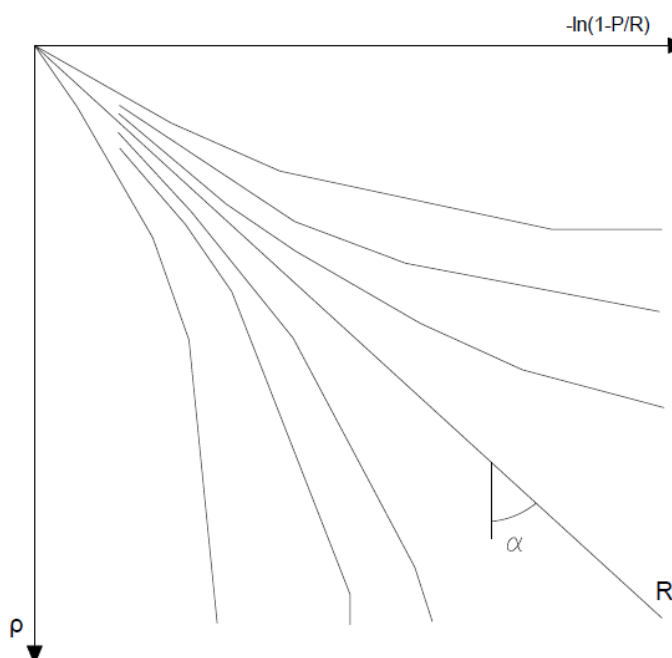
$$P = R \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (1)$$

onde P é a carga de medida, ρ é o recalque provocado pela carga P , α é o coeficiente que influencia a forma da curva (em mm^{-1} quando ρ é dado em mm), R é a carga última, que indica a interseção da assíntota vertical com o eixo das cargas e e é a base dos logaritmos naturais.

A Equação (2) descreve uma relação linear entre o recalque (ρ) e a parcela $\ln(1 - P/R)$, onde α e R são constantes a serem determinadas por meio de um processo iterativo. Para encontrar os valores de α e R , são atribuídos vários valores para R e plotados gráficos de $\ln(1 - P/R)$ em função do recalque (ρ). O gráfico que melhor se ajustar a uma linha reta fornecerá o valor da carga de ruptura (R), e α será o coeficiente angular dessa reta, como ilustrado na Figura 4.

$$\alpha \cdot \rho + \ln \left(1 - \frac{P}{R} \right) = 0 \quad (2)$$

Figura 4 - Solução gráfica para o critério de Van der Veen.



Fonte: Cintra *et al.* (2013).

2.1.4.2 ABNT NBR 6122:2019

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que a carga de ruptura das estacas pode ser determinada de forma clara a partir da curva de prova de carga estática. Nessa curva, a carga de ruptura é identificada quando ocorre a ruptura do elemento de fundação associada a deformações incessantes, ou seja, deformações que continuam a ocorrer sem que haja acréscimos adicionais de carga. Esse comportamento é ilustrado na Figura 5.

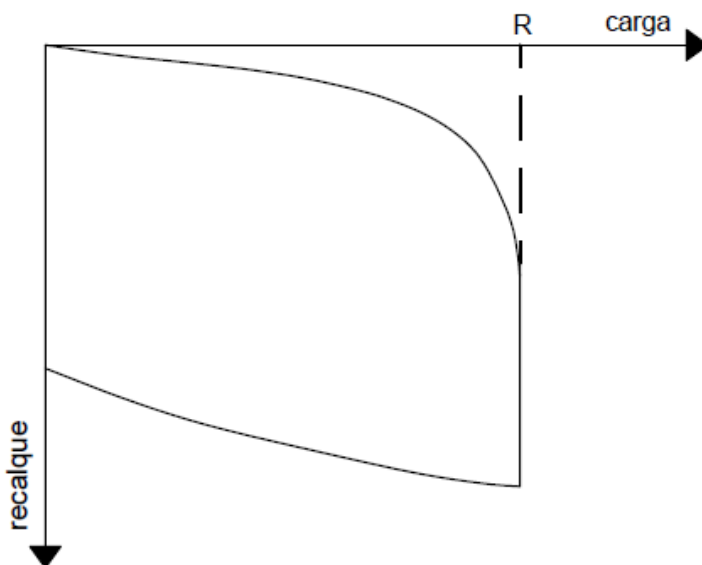
No entanto, quando a carga de ruptura da estaca é superior a carga máxima aplicada durante o ensaio, não é possível detectar a ruptura nítida do elemento, devendo ser feita a extrapolação da curva carga-recalque. Neste caso, trata-se de ruptura convencional do elemento de fundação, em que deve ser utilizada a Equação (3) para determinação da capacidade de carga, como mostra a Figura 6 (NBR 6122, ABNT 2019):

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (3)$$

onde Δ_r é o recalque de ruptura convencional, P_r é a carga de ruptura

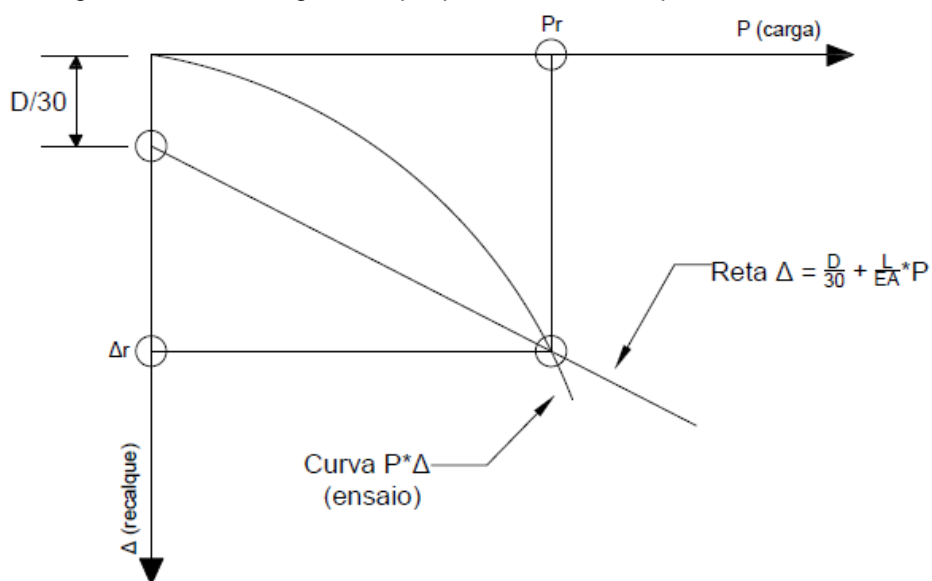
convencional, L é o comprimento da estaca, A é área de seção transversal da estaca, E é o módulo de elasticidade do material e D é o diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca. Para interpretação dos resultados, ainda devem ser consideradas as particularidades de cada projeto, como a velocidade de carregamento, estabilização dos recalques e características do terreno.

Figura 5 - Curva carga-recalque para o modo de ruptura nítida.



Fonte: Adaptado de Cintra *et al.* (2013).

Figura 6 – Curva carga-recalque para o modo de ruptura convencional.



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019).

2.1.5 Métodos de Previsão de Capacidade de Carga

A capacidade de carga das fundações profundas pode ser compreendida, de forma geral, como a carga que leva ao colapso ou ao escoamento do solo, ou à falha dos elementos de fundação (ALONSO, 1991). Nesse sentido, ela é estabelecida como o menor dos dois valores: resistência do solo que suporta a estaca ou resistência da própria estaca. Em geral, o solo é o elo mais frágil na interação entre a estaca e o solo, e sua ruptura deve ocorrer antes do colapso do componente estrutural. Portanto, a capacidade de carga geotécnica à compressão (R) (Equação (4)) das estacas é a soma da resistência mobilizada na ponta das estacas com a resistência mobilizada na superfície lateral em contato com o solo (CINTRA E AOKI, 2010).

$$R = R_p + R_L \quad (4)$$

onde R_p é a parcela referente a resistência de ponta e R_L a parcela referente a resistência oferecida pelo atrito lateral.

A resistência de ponta (R_p) é calculada multiplicando-se a resistência de ponta por unidade de tensão (r_p) pela área de seção transversal da ponta do elemento (A_p), conforme mostrado na Equação (5).

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (5)$$

A resistência lateral (R_L) é determinada multiplicando-se o perímetro da estaca (U) pelo somatório das tensões resistentes de atrito lateral ao longo do comprimento do elemento (Equação (6)).

$$R_L = U \cdot \sum_1^n (r_L \cdot \Delta_L) \quad (6)$$

Por fim, a Equação (4) da capacidade e carga geotécnica de fundações profundas pode ser reescrita na forma da Equação (7).

$$R = r_p \cdot A_p + U \cdot \sum_1^n (r_L \cdot \Delta_L) \quad (7)$$

Na Equação (7) as variáveis geométricas são U , A_p e Δ_L , enquanto as variáveis geotécnicas são r_p e r_L .

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica de estacas escavadas, o presente trabalho adota cinco métodos semiempíricos amplamente utilizados na engenharia de fundações. Três desses métodos – Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) – estimam a capacidade de carga com base no índice de resistência à penetração (N_{SPT}), enquanto dois – Bustamante e Eurocódigo 7 – levam em consideração a resistência de ponta (q_c) obtida por meio do ensaio de Piezocone (CPTu).

2.1.5.1 Aoki e Velloso (1975)

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o método proposto por Aoki e Velloso (1975) para prever as incógnitas geotécnicas (r_p e r_L) e a capacidade de carga de fundações profundas pode ser aplicado utilizando resultados de ensaios de sondagens à percussão (N_{SPT}) ou de ensaios de cone (resistência de ponta do cone (q_c) e atrito lateral unitário na luva (f_s), conforme demonstrado nas Equações (8) e (9).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (8)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (9)$$

onde os fatores de correção F_1 e F_2 levam em consideração o efeito de escala (diferença de comportamento entre o cone e a estaca executada) e também o procedimento executivo de cada tipo de estaca.

A resistência de ponta do cone (q_c) pode ser substituída utilizando-se uma correlação com o valor do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), como mostra a Equação (10), considerando que no Brasil os ensaios SPT são mais corriqueiros do que os ensaios CPT.

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (10)$$

onde o fator K é estabelecido em função do tipo de solo.

A razão de atrito (α), também determinada de acordo com o tipo de solo, permite expressar o atrito lateral unitário na luva em função do N_{SPT} , com base na

Equação (11).

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (11)$$

Ao substituir a Equação (10) na Equação (8) e a Equação (11) na Equação (9), é possível determinar as incógnitas geotécnicas, r_p e r_L , função do índice de resistência à penetração, como mostrado nas Equações (12) e (13), respectivamente.

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (12)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (13)$$

em que N_p e N_L são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de assentamento da estaca e o índice de resistência fornecido pelo atrito lateral na camada com espessura Δ_L .

Segundo Velloso e Lopes (2010), N_p e N_L devem ser menores que 50. O valor de N_p é determinado a partir da média de três valores N_{SPT} , sendo um na cota de apoio da base da estaca e os outros dois nas camadas de solo imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca, cada um a uma profundidade de 1 m. Já o valor de N_L corresponde a média de N_{SPT} em uma camada de solo com espessura Δ_L .

A capacidade de carga (R) de uma estaca isolada pode ser estimada a partir da Equação (14). Para a determinação da carga admissível, recomenda-se utilizar um fator de segurança global igual a 2.

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (14)$$

Os valores de K e α propostos por Aoki e Velloso (1953) para diferentes tipos de solo são apresentados Tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	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 arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Cintra e Aoki (2010).

A Tabela 4 apresenta os valores de F_1 e F_2 estabelecidos por Aoki e Velloso (1975) com base nos resultados de 63 provas de carga em estacas executadas em diversos estados brasileiros.

Tabela 4 – Fatores de correção F_1 e F_2 .

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Velloso e Lopes (2010).

Estudos posteriores desenvolvidos por Laprovitera (1988) permitiram a proposição de novos valores para os coeficientes K e α , bem como para os fatores F_1 e F_2 , conforme apresentado nas Tabela 5 e Tabela 6, respectivamente.

Tabela 5 – Coeficiente K e razão de atrito α propostos por Laprovitera (1988).

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia siltoargilosa	0,53	2,4
Areia argilosa	0,53	3,0
Areia argilosiltosa	0,53	2,8
Silte	0,48	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0
Silte arenoargiloso	0,38	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4
Silte argiloarenoso	0,38	3,0
Argila	0,25	6,0
Argila arenosa	0,48	4,0
Argila arenosiltosa	0,30	4,5
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila siltoarenosa	0,30	5,0

Fonte: Laprovitera (1988).

Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2 propostos por Laprovitera (1988).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Laprovitera (1988).

2.1.5.2 Décourt e Quaresma (1978)

. De acordo com Alonso (1991), a principal diferença entre os métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica reside, essencialmente, na forma de estimar os valores das incógnitas r_p e r_L . Sendo assim, Décourt e Quaresma (1978) propuseram a Equação (15) para estimar a resistência de ponta das estacas (r_p).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (15)$$

onde C é o coeficiente que leva em conta o tipo de solo, estabelecido a partir dos resultados de 41 provas de carga, e N_p é a média de três valores do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) correspondentes a base da estaca. Utiliza-se o valor

obtido na cota de assentamento da fundação, bem como os valores imediatamente acima e abaixo dessa cota.

Os valores de C para diferentes tipos de solos são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Coeficiente característico do solo C.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

*alteração de rocha (solos residuais).

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) apud Cintra e Aoki (2010).

Para a estimativa do valor da resistência por atrito lateral (r_L), Décourt e Quaresma (1978) propuseram a Equação (16).

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (16)$$

onde N_L é a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, sem distinção quanto ao tipo de solo. Décourt e Quaresma (1982), ao aperfeiçoarem o método, estabeleceram que os valores de N_{SPT} menores do que 3 devem ser considerados iguais a 3, enquanto os valores maiores do que 50 devem ser considerados iguais a 50. Posteriormente, Décourt (1996) introduziu duas novas variáveis (α e β) para aprimorar o método com base na experiência acumulada ao longo do tempo (CINTRA E AOKI, 2010). A capacidade de carga pode ser estimada pela Equação (17).

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (17)$$

No caso de estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, deve-se manter o proposto no método original ($\alpha = \beta = 1$). Para estacas escavadas, estacas do tipo raiz e hélice contínua, e estacas injetadas, os valores de α e β recomendados são apresentados nas Tabela 8 e Tabela 9, respectivamente.

Tabela 8 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	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*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

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

Tabela 9 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	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*

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

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

Para calcular a carga admissível, são utilizados fatores de segurança parciais de 4 e 1.3 para reduzir a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral, respectivamente.

2.1.5.3 Teixeira (1996)

Teixeira (1996) propôs um método novo para estimar a capacidade de carga de estacas, levando em conta os parâmetros α e β , conforme mostra a Equação (18).

$$R = R_p + R_L = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (18)$$

onde N_p é o índice médio de resistência a penetração medido no intervalo de 4 vezes o diâmetro da estaca acima da cota de assentamento da mesma e 1 diâmetro

abaixo desta cota, e N_L é o índice médio de resistência a penetração medido ao longo de todo o fuste da estrutura. O parâmetro α está relacionado com a resistência de ponta e depende das características do solo e do tipo de estaca, enquanto o parâmetro β está relacionado apenas com o tipo de estaca.

As Tabela 10 e Tabela 11 apresentam os valores dos parâmetros α e β , respectivamente.

Tabela 10 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca – α (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).

Tabela 11 – Valores do parâmetro β .

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

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

2.1.5.4 Eurocódigo 7 (2010)

A metodologia presente no Eurocódigo 7 (2010) estabelece a Equação (19), similar a Equação (4), para estimar a capacidade de carga de fundações profundas.

$$R_{C;D} = R_{B;D} + R_{S;D} \quad (19)$$

em que $R_{C;D}$ é a capacidade de carga da estaca, $R_{B;D}$ é a resistência de ponta de estaca e $R_{S;D}$ é a resistência por atrito lateral.

$$R_{S;K} = \sum A_S \cdot q_S \quad (20)$$

$$R_{B;K} = A_B \cdot q_B \quad (21)$$

onde q_S e q_B são os valores característicos das resistências por atrito lateral e de ponta por unidade de área, respectivamente.

O Eurocódigo 7 (2010) utiliza o método de Ruiters e Beringer (1979) melhorado para estimar q_S e q_B , considerando as características do solo e das estacas.

A Equação (22) é utilizada para calcular a resistência da base da estaca (q_B), considerando três médias diferentes de resistência de cone - $q_{c;I;média}$, $q_{c;II;média}$ e $q_{c;III;média}$. Essas médias são determinadas pelas Equações (23), (24) e (25), respectivamente, e são ilustradas na Figura 7.

$$q_b = 0,5 \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \left[\frac{q_{c;I;média} + q_{c;II;média}}{2} + q_{c;III;média} \right] \leq 15MPa \quad (22)$$

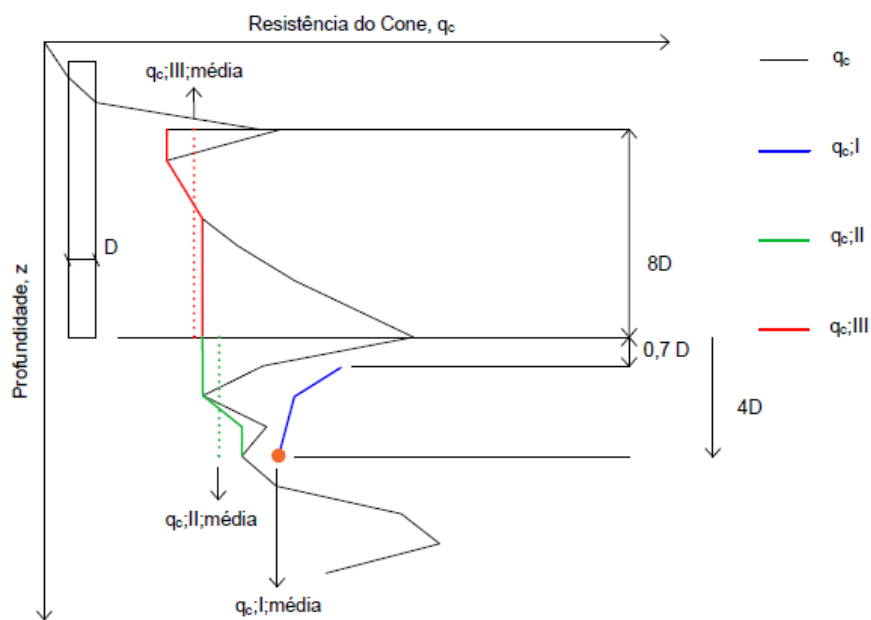
$$q_{c;I;média} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{c;I} dz \quad \therefore 0,7D_{eq} < d_{crit} < 4D_{eq} \quad (23)$$

$$q_{c;II;média} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{d_{crit}}^0 q_{c;II} dz \quad (24)$$

$$q_{c;III;média} = \frac{1}{d_{eq}} \int_0^{-8D} q_{c;III} dz \quad (25)$$

onde α_p é o fator de classe de estaca (ver Tabela 12), β é o fator que leva em conta o tipo de estaca (ver Figura 8) e s é o fator que leva em conta a forma da base da estaca (ver Figura 9).

Figura 7 - Componentes da resistência média de ponta de uma estaca.



Fonte: Eurocódigo 7 (2010).

Tabela 12 - Valores máximos de α_p para areias finas a grossas.

Classe ou tipo de estaca	α_p
Hélice contínua	0,8
Estacas escavadas com lama bentonítica	0,6

Fonte: Eurocódigo 7 (2010).

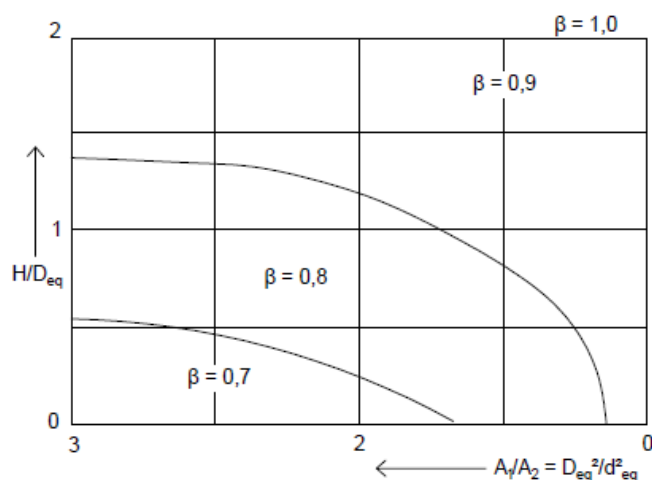
Recomenda-se utilizar fatores de redução de 0,75 e 0,5 para valores de α_p em areias muito grossas e pedregulhos, respectivamente.

A Tabela 13 apresenta um conjunto de fatores de segurança parciais para resistência de ponta (γ_B) e resistência por atrito lateral (γ_S), considerando diferentes combinações de ações, designadas por R1, R2, R3 e R4.

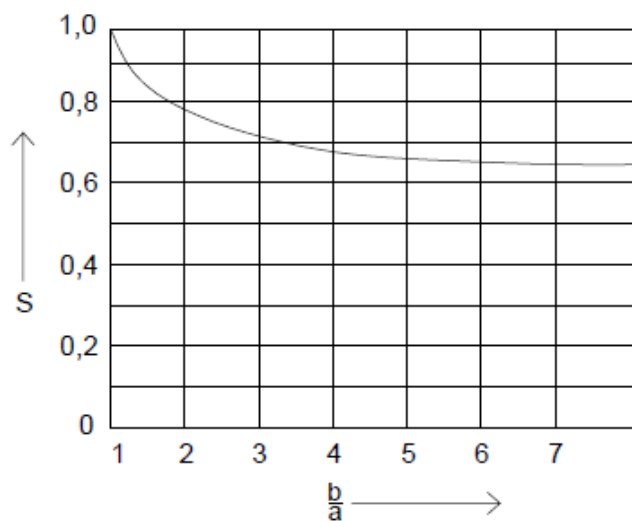
Tabela 13 - Fatores de segurança parciais.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_B	1,87	1,65	1,5	2,4
Lateral	γ_S	1,5	1,65	1,5	1,95

Fonte: Adaptado de Eurocódigo 7 (2010).

Figura 8 – Valores do parâmetro β .

Fonte: Eurocódigo 7 (2010).

Figura 9 - Valores de s em função de da razão b/a .

Fonte: Eurocódigo 7 (2010).

Com relação a resistência lateral da estaca, o método de Ruitter e Beringer (1979) recomenda a Equação (26).

$$q_s = \alpha_s \cdot q_{c;z;a} \quad (26)$$

onde α_s é o fator de redução e $q_{c;z;a}$ é a resistência de cone na profundidade z , sendo menor ou igual a 15 Mpa.

Os valores máximos de α_s para solos arenosos e argilosos são apresentados nas Tabela 14 e Tabela 15, respectivamente.

Tabela 14 - Valores máximos de α_s para solos arenosos.

Classe ou tipo de estaca	α_s
Hélice contínua	0,006
Estacas escavadas com lama bentonítica	0,005

Fonte: Adaptado de Eurocódigo 7 (2010).

Tabela 15 - Valores máximos de α_s para solos coesivos.

Tipo de solo	Profundidade relativa (z/d_{eq})	α_s
Argila/silte ($q_c \leq 1\text{MPa}$)	$5 < z/d_{eq} < 20$	0,025
Argila/silte ($q_c \geq 1\text{MPa}$)	$z/d_{eq} \geq 20$	0,055
Argila/silte ($q_c > 1\text{MPa}$)	Não aplicável	0,035

Fonte: Adaptado de Eurocódigo 7 (2010).

2.1.5.5 Bustamante e Frank (1999)

O método proposto por Bustamante e Frank (1999) é um aprimoramento do método desenvolvido por Bustamante e Gianceselli (1982). O método é amplamente conhecido como método LCPC (*Laboratoire central des ponts et chaussées*) e foi estabelecido a partir de uma sólida correlação entre os resultados de várias provas de carga realizadas em diferentes tipos de solos e estacas, e os resultados dos ensaios CPT.

De acordo com Bustamante e Gianceselli (1982), a capacidade de carga de fundações profundas (Q_L) pode ser calculada a partir da Equação (27).

$$Q_L = Q_L^P + Q_L^F \quad (27)$$

em que Q_L^P é a parcela referente a resistência da base da estaca e Q_L^F é a parcela referente ao fuste.

As resistências da base e do atrito lateral da estaca são estimadas pelas Equações (28) e (29), respectivamente. O método considera somente a resistência de cone para a determinação das resistências de ponta e lateral da estaca.

$$Q_L^P = q_{CA} \cdot k_C \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad (28)$$

$$Q_L^F = \sum_1^i Q_{Li}^F = \sum_1^i q_{si} \cdot \pi D_{Li} \quad (29)$$

onde q_{CA} é a resistência unitária de ponta equivalente no nível da base da estaca, k_c é o fator de capacidade do cone, D é o diâmetro da fundação, q_{si} é a resistência lateral unitária na camada i e Li é a espessura da camada.

O fator de capacidade de carga, k_c , é dado na Tabela 16, elaborada com base nos resultados de provas de carga. O grupo I corresponde a estacas moldadas *in loco*, enquanto o grupo II se refere as estacas pré-moldadas, tipo Franki e injetadas sob alta pressão (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982).

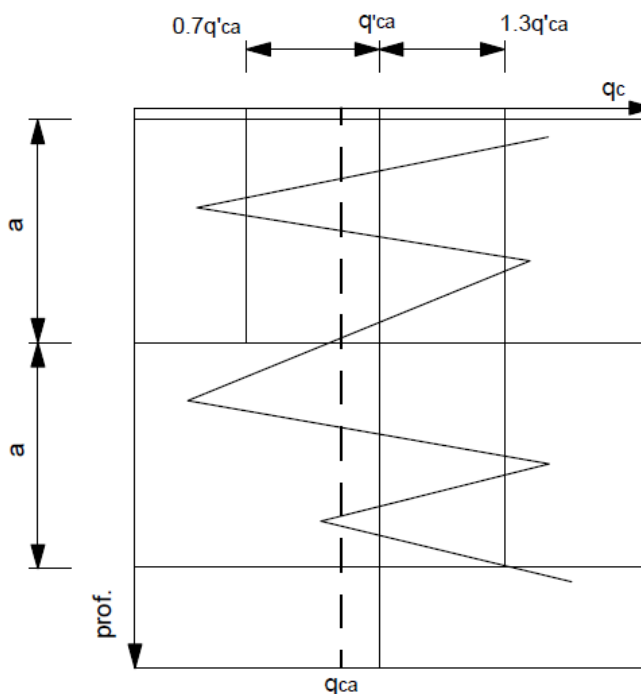
Tabela 16 - Valores de k_c para diferentes tipos de solos e grupos de estacas.

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	k_c	
		Grupo I	Grupo II
Argila mole e siltes	< 10	0.4	0.5
Argila medianamente compacta	10 a 50	0.35	0.45
Lodo e areia fofa	≤ 50	0.4	0.5
Argila compacta a rija e silte compacto	> 50	0.45	0.55
Chalk mole	≤ 50	0.2	0.3
Areia e pedregulho medianamente compactos	50 a 120	0.4	0.5
Chalk alterada a fragmentada	> 50	0.2	0.4
Areia e pedregulho compactos a muito compactos	> 120	0.3	0.4

Fonte: Bustamante e Gianceselli (1982).

Para obter a resistência de ponta equivalente, q_{CA} , realiza-se a média aritmética das resistências de ponta, q_c , medidas em um intervalo entre $+a$ e $-a$ em torno da base da estaca, onde $a = 1,5D$ (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982). Sendo assim, é necessário a suavização da curva gerada pelas resistências, q_c , para posterior obtenção de q'_{CA} (média dos valores no intervalo entre $+a$ e $-a$). Na sequência, efetua-se o corte dos valores superiores a $1,3 q'_{CA}$ abaixo da ponta da estaca, enquanto que acima da base do elemento eliminam-se os valores superiores a $1,3 q'_{CA}$ e inferiores a $0,7 q'_{CA}$. Por fim, o valor de q_{CA} é obtido a partir da média aritmética das resistências de ponta obtidas na curva suavizada (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982). A Figura 10 ilustra as faixas de q'_c consideradas durante a suavização da curva.

Figura 10 - Suavização da curva para obtenção da resistência de ponta equivalente.



Fonte: Bustamante e Gianeselli (1982).

Para calcular a resistência lateral unitária, q_{si} , o método propõe a Equação (30), que recomenda adotar o menor valor entre a razão q_c/k_s e o $q_{s,máx}$. Os valores de k_s e $q_{s,máx}$ são apresentados na Tabela 17.

$$q_{si} = \min(q_c/k_s; q_{s,máx}) \quad (30)$$

onde q_c é o valor médio da resistência de cone em cada camada, k_s é o fator de correlação e $q_{s,máx}$ é o limite superior do atrito lateral.

Em determinados casos, conforme indicado na Tabela 17, são apresentados dois valores para $q_{s,máx}$. Os valores entre parênteses devem ser utilizados somente quando o procedimento executivo não provoque grandes deslocamento no solo e seja garantida boa aderência entre o solo e a estaca. Já os valores fora dos parênteses, mais conservadores, podem ser largamente utilizados em todas as outras situações. As categorias apresentadas na Tabela 17 referem-se aos seguintes tipos de estaca: estaca moldada de concreto (IA), estaca moldada entubada (IB), estaca pré-moldada de concreto (IIA), estaca metálica (IIB), estaca injetada de baixa pressão (IIIA) e estaca injetada de alta pressão (IIIB) (BUSTAMANTE E GIANESELLI, 1982).

Tabela 17 - Valores de k_s para diferentes tipos de solo e estaca.

Natureza do solo	q_c (10^5 Pa)	k_s				Valor máximo de q_s (10^5 Pa)					
		I		II		I		II		III	
		IA	IB	IIA	IIB	IA	IB	IIA	IIB	IIIA	IIIB
Argila mole e siltes	<10	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	-
Argila medianamente compacta	10 a 50	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 1.2
Silte e areia fofa	≤ 50	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Argila compacta a rija e silte compacto	>50	60	120	60	120	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	≥ 2.0
Chalk mole	≤ 50	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Areia e pedregulho medianamente compactos	50 a 120	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(1.2) 0.8	(1.5) 0.8	0.8	1.2	≥ 2.0
Chalk alterada a fragmentada	>50	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0
Areia e pedregulho compactos a muito compactos	>120	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	≥ 2.0

Fonte: Bustamante e Ganeselli (1982).

Recomenda-se a utilização de coeficiente de segurança parcial 3 para a resistência de ponta e 2 para a resistência lateral, como mostra a Equação (31).

$$Q_N = \frac{Q_L^P}{3} + \frac{Q_L^F}{2} \quad (31)$$

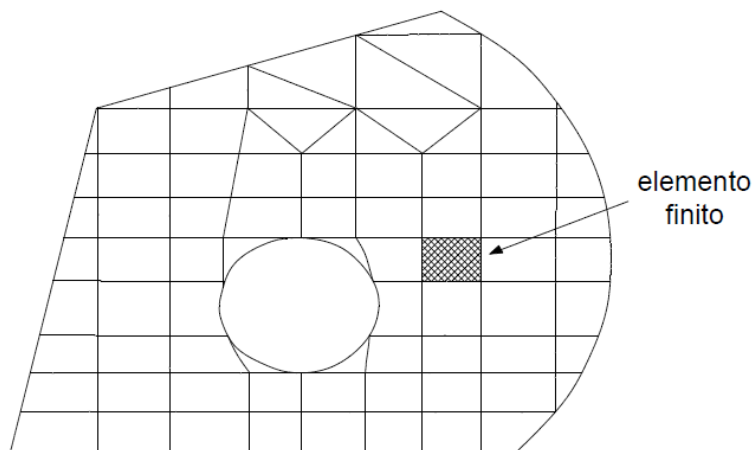
2.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos – MEF – é amplamente utilizado em diversas áreas da engenharia como a principal ferramenta de análise numérica para simular de forma rápida, precisa e econômica os complexos problemas de comportamento estrutural, mecânico, térmico, elétrico e químico de sistemas (HELWANY, 2007). Na Engenharia Geotécnica, ele é aplicado para modelar vários problemas de interação solo-estrutura, incluindo fundações profundas e rasas.

Segundo Assan (2003), o método dos elementos consiste na divisão do

domínio de integração (contínuo) em uma série de pequenas regiões denominadas elementos finitos (Figura 11), tornando o meio contínuo em discreto. Dessa forma, é criada uma malha de elementos finitos, na qual os pontos de intersecção das arestas são chamados de nós.

Figura 11 - Exemplo de uma malha de elementos finitos.



Fonte: Assan (2003).

Lautenschläger (2010) enfatizou que três condições devem ser satisfeitas para a resolução de problemas em elementos finitos, tanto em nível local quanto global. Essas condições são o equilíbrio de forças entre os elementos, compatibilidade dos deslocamentos e relações tensão-deformação do material. Por sua vez, Assan (2003) acrescenta que o método de elementos finitos busca funções específicas no domínio de cada elemento finito, ao invés de funções que descrevem o comportamento global de todo o domínio.

Inicialmente, as variáveis primárias da estrutura (forças ou deslocamentos) são definidas nos nós para que, em seguida, as variáveis secundárias (usualmente tensões ou deformações) sejam calculadas nos pontos de integração localizados no interior de cada elemento finito (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

De acordo com Alves Filho (2000), os elementos finitos podem apresentar diferentes formas, como linear, triangular, quadrilátero, cúbico, tetraédrico, prismático, hexaédrico, entre outros, dependendo do tipo, geometria e dimensão (unidimensional, bidimensional e tridimensional) do problema em análise. Por fim, Soares (1997) explica que a precisão dos Métodos dos Elementos Finitos depende do refinamento

das malhas na região de concentração de tensões e deformações, dos modelos constitutivos adotados, do grau de representatividade da modelagem e da robustez do *software* de análise numérica utilizado.

2.2.1 *Software Abaqus*

Neste trabalho, o *software Abaqus* de elementos finitos foi utilizado para realizar a análise numérica de uma estaca escavada em areia submetida a esforços de compressão. Conforme descrito por Lautenschläger (2010), o *Abaqus* é um *software* versátil que pode ser utilizado para resolver diversos problemas de engenharia, incluindo geotecnia.

Helwany (2007) destaca uma das vantagens do *Abaqus*, que é a sua capacidade de resolver a maioria dos problemas bidimensionais e tridimensionais de engenharia geotécnica. Esses problemas incluem a interação solo-estrutura, análise de tensão total e efetiva, análise de adensamento, análise de infiltração, análise estática e dinâmica, análise de ruptura e pós-ruptura.

O *software Abaqus* é composto por vários módulos, sendo os principais o *Abaqus/CAE*, *Abaqus/Standard* e *Abaqus/Explicit*. O *Abaqus/CAE* é utilizado para criação gráfica dos modelos geométricos a serem analisados, permitindo adicionar os parâmetros dos materiais, definir as condições de contorno, carregamentos, interações entre os componentes e a malha de elementos finitos. O *Abaqus/Standard* exige maior tempo computacional, porém é o módulo mais robusto e utilizado para resolução de problemas que exigem resultados mais precisos, com recursos e funções avançadas. Por fim, o *Abaqus/Explicit* é um módulo especializado para lidar com problemas que envolvem grandes deformações e deslocamentos. Ele requer menos tempo computacional, mas apresenta maiores problemas de convergência em comparação ao *Abaqus/Standard*.

O manual do *Abaqus* (2011) enfatiza que a resolução de uma análise numérica de qualquer problema envolve os seguintes passos: a) definição da geometria e criação do modelo do problema; b) discretização do modelo em elementos finitos – geração da malha; c) definição das propriedades físicas e mecânicas de elementos

constituintes do modelo; d) aplicação das cargas e definições das condições contorno; f) definição de interações entre as partes, se necessário; g) execução da análise numérica, resolvendo as equações algébricas internas; h) visualização e análise dos resultados.

2.2.2 Modelos Constitutivos

De acordo com Helwany (2007), os modelos constitutivos são aplicados a malha de elementos finitos para determinar as deformações causadas pelas tensões atuantes. Portanto, os modelos constitutivos são selecionados de forma a descrever adequadamente o comportamento dos materiais em análise. Neste trabalho, será adotado o modelo elastoplástico com critério de falha de Mohr-Coulomb para descrever adequadamente o comportamento dos solos granulares, enquanto o modelo elástico linear será utilizado para modelar o comportamento da estaca.

2.2.2.1 Modelo Elástico Linear

Os materiais elásticos, quando submetidos a carregamentos, experimentam deformações elásticas que são reversíveis quando a carga é removida (Figura 12). Teixeira (2006) explica que o estado de deformação de um material elástico é função apenas do estado de tensão, ou vice versa.

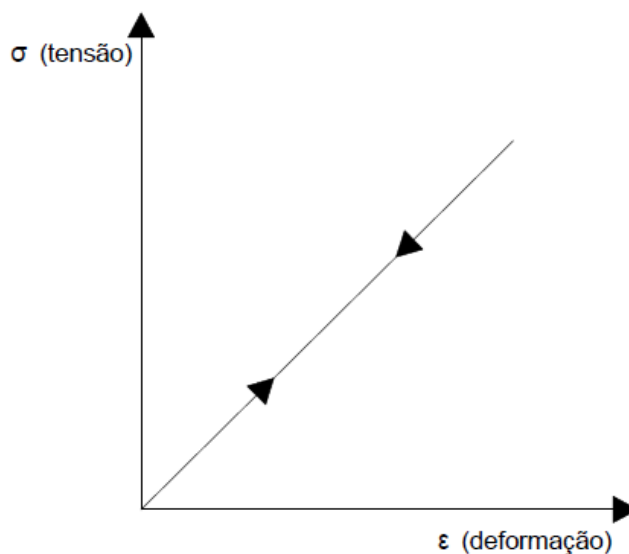
A equação constitutiva da teoria da elasticidade linear, que descreve as relações tensão-deformação para um material isotrópico e elástico, é expressa pela Lei de Hooke generalizada apresentada na Equação (32).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] & \frac{1}{2G}\tau_{xy} & \frac{1}{2G}\tau_{xz} \\ \frac{1}{2G}\tau_{yx} & \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \frac{1}{2G}\tau_{yz} \\ \frac{1}{2G}\tau_{zx} & \frac{1}{2G}\tau_{zy} & \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{bmatrix} \quad (32)$$

em que ε_x , ε_y , e ε_z são as deformações nas direções principais, ε_{xy} , ε_{xz} , ε_{yx} , ε_{yz} e ε_{zx} são as deformações cisalhantes, σ_x , σ_y e σ_z são as tensões principais

normais, τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yx} , τ_{yz} , τ_{zx} e τ_{zy} são as tensões cisalhantes, ν é o coeficiente de Poisson, G é o módulo cisalhante e E é o módulo de Young.

Figura 12 - Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear.



Fonte: Teixeira (2006).

Para modelagem de materiais com comportamento elástico linear no *software Abaqus*, é necessário fornecer duas das três constantes elásticas: módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν) e módulo cisalhante (G). Conhecidos as duas primeiras constantes, utiliza-se a Equação (33) para determinar o valor da terceira.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (33)$$

2.2.2.2 Critério de Mohr-Coulomb

Os solos são materiais que apresentam deformações elásticas para pequenos níveis de carga, porém as deformações plásticas se tornam predominantes a medida que a carga aumenta. Para descrever o comportamento plástico dos solos, é necessário recorrer a teoria de plasticidade.

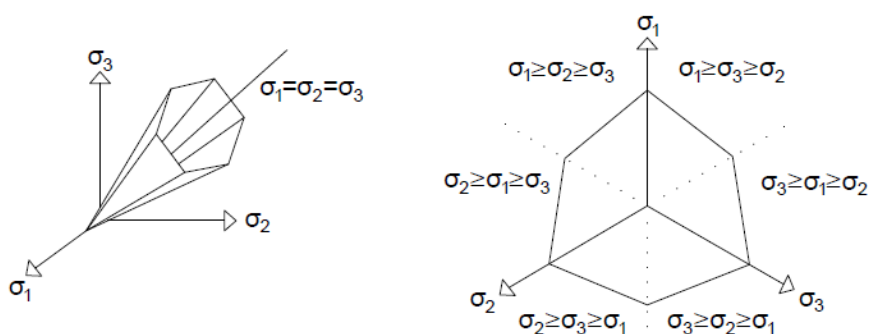
Um modelo de plasticidade envolve três elementos principais, de acordo com Helwany (2007): (1) um critério de escoamento (plastificação) que determina se o

material responde elasticamente ou plasticamente a um aumento de carga, (2) uma regra de endurecimento por deformação que controla a forma da relação tensão-deformação durante a deformação plástica e (3) uma regra de escoamento plástico que determina a direção do aumento da deformação plástica causado por um aumento na tensão.

Conforme mencionado por Lautenschläger (2010), os critérios de plastificação usados na teoria da plasticidade definem a transição do regime elástico para o início do regime plástico e podem ser representados de diferentes maneiras, dependendo de como são definidos no estado de tensões. Geralmente, um material se comporta de forma elástica quando o estado de tensões está dentro da superfície de plastificação e se comporta de forma plástica quando está fora dela.

Na geotecnia, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é amplamente utilizado para representar o comportamento de resistência dos solos granulares. No espaço das tensões, a superfície de plastificação desse critério é representada por uma pirâmide hexagonal. Já no plano octaédrico, essa superfície assume a forma de um hexágono irregular, conforme ilustrado na Figura 13.

Figura 13 - Superfície de plastificação no espaço e no plano octaédrico.



Fonte: Adaptada de Lautenschläger (2008).

De acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento (τ) no plano de ruptura é dada pela Equação (34).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (34)$$

em que c é a coesão, σ é a tensão normal no plano de ruptura (no momento de ruptura) e ϕ é o ângulo de atrito.

3 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI - CEA

Neste capítulo, são apresentadas, de forma sucinta, as principais informações relacionadas à caracterização geotécnica do solo do campo experimental de Araquari (CEA) e os resultados das provas de carga realizadas em estacas escavadas com bentonita e polímero. Essas informações foram extraídas dos trabalhos de Nienov (2016), Lavallo (2017) e Sestrem (2018), os quais foram desenvolvidos no CEA.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental (Figura 14) está localizado na cidade de Araquari, em Santa Catarina (SC), próximo ao município de Joinville (SC), abrangendo uma área de aproximadamente 0,3 km².

Figura 14 – Localização do Campo Experimental de Araquari.

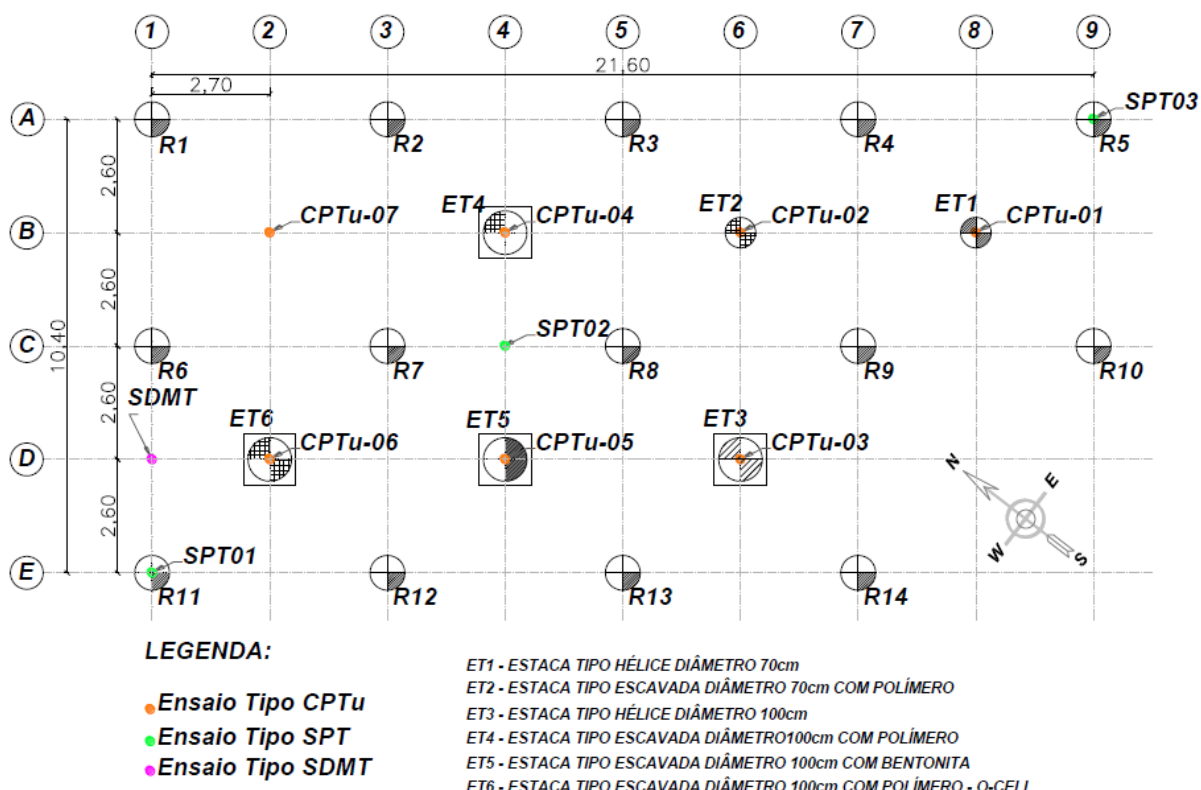


Fonte: Google Earth - Lavallo (2017).

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

No Campo Experimental de Araquari (CEA), foram realizadas duas campanhas de investigação geotécnica com o objetivo de obter informações sobre o subsolo e determinar os parâmetros geotécnicos relevantes. A primeira campanha envolveu sete ensaios CPTu (Piezocone) realizados em uma área de 3.600 m². Já a segunda campanha incluiu sete ensaios CPTu complementares em uma área de 225 m², além de três ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e um ensaio SDMT (*Seismic Dilatometer Test*). É importante destacar que os ensaios complementares foram localizados no eixo das estacas, conforme descrito por Nienov (2016). A localização precisa dessas sondagens pode ser visualizada na Figura 15, que apresenta a planta com as devidas marcações.

Figura 15 - Localização das sondagens.

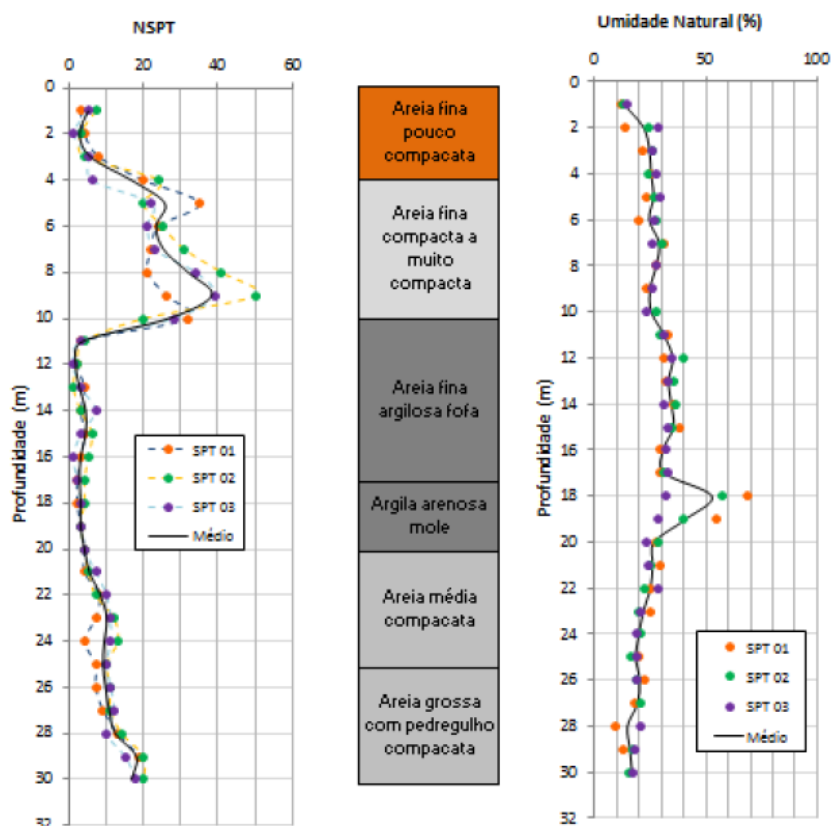


Fonte: Nienov (2016).

A Figura 16 apresenta a variação dos valores de N_{SPT} em função da profundidade, bem como os materiais das camadas determinados a partir dos

resultados dos ensaios SPT. Observa-se que a maior parte do subsolo é composta por areia, com uma camada intermediária de argila silto arenosa entre 18 e 22 m de profundidade (LAVALLE, 2017).

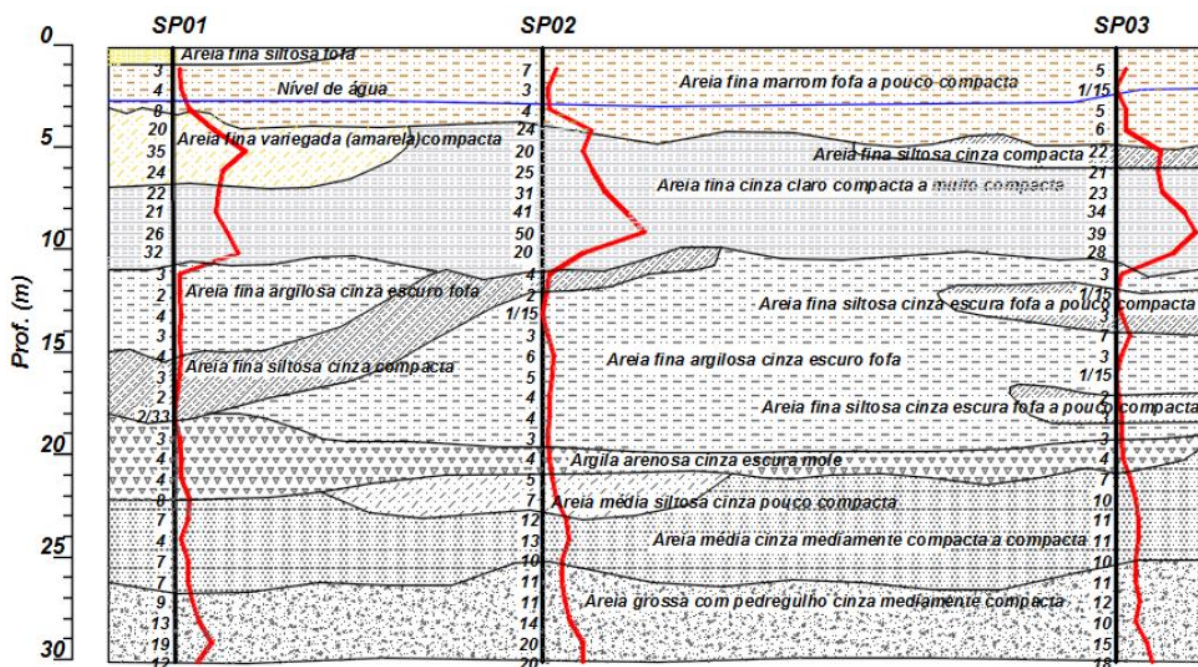
Figura 16 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade.



Fonte: Nienov (2016).

A Figura 17 representa o perfil geológico-geotécnico traçado com base nos resultados dos ensaios SPT. De forma detalhada, a figura mostra a presença de areia fofa a pouco compacta até os 4 m. Entre as profundidades de 11 e 18 m, há uma camada de areia compacta. Entre as profundidades de 18 e 22 m, encontra-se uma camada de argila silto arenosa, seguida por uma camada de areia média a grossa de compactidade média a compacta até os 30 m. A umidade dos solos varia entre 10 e 70% (LAVALLE, 2017).

Figura 17 - Perfil geológico-geotécnico baseado nos ensaios SPT.

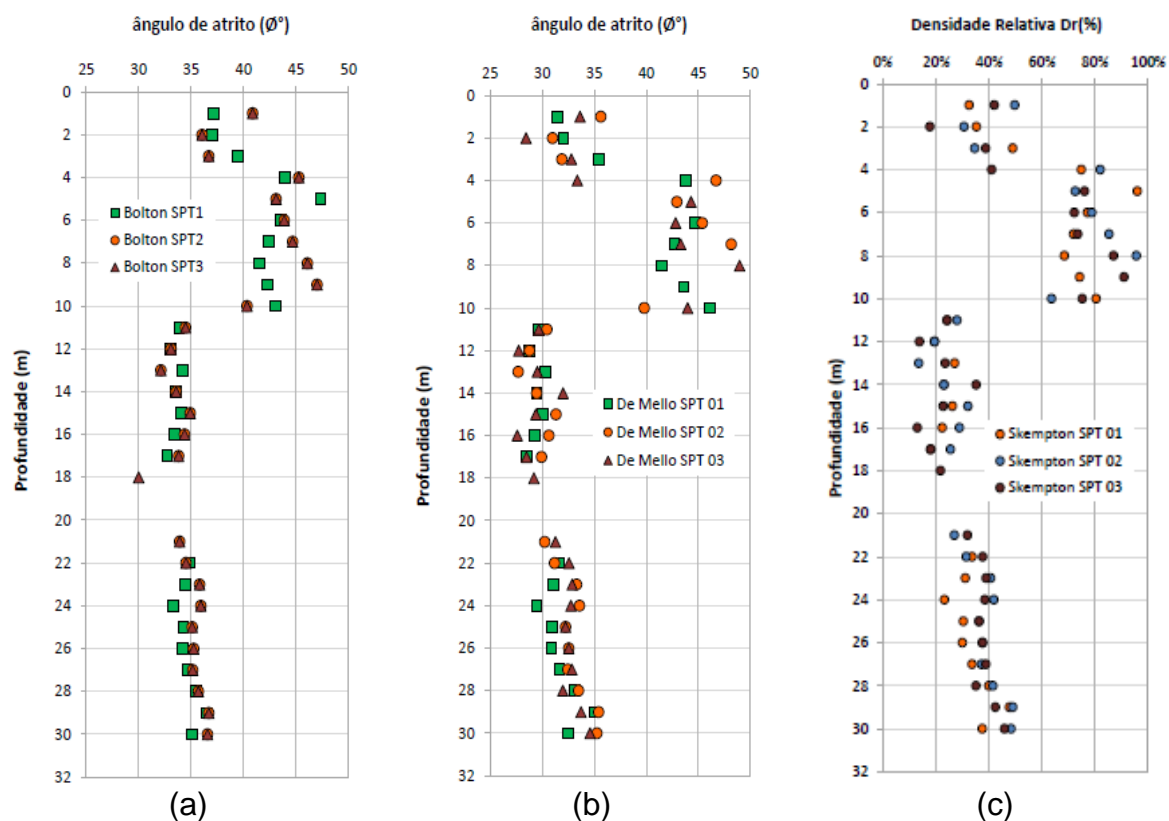


Fonte: Nienov (2016).

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) e De Mello (1971), conforme ilustrado nas Figura 18 (a) e Figura 18 (b), respectivamente. 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). A variação da densidade relativa ao longo da profundidade, representada na Figura 18 (c), foi determinada utilizando a equação proposta por Skempton (1986), considerando os valores de N_{SPT} (LAVALLE, 2017).

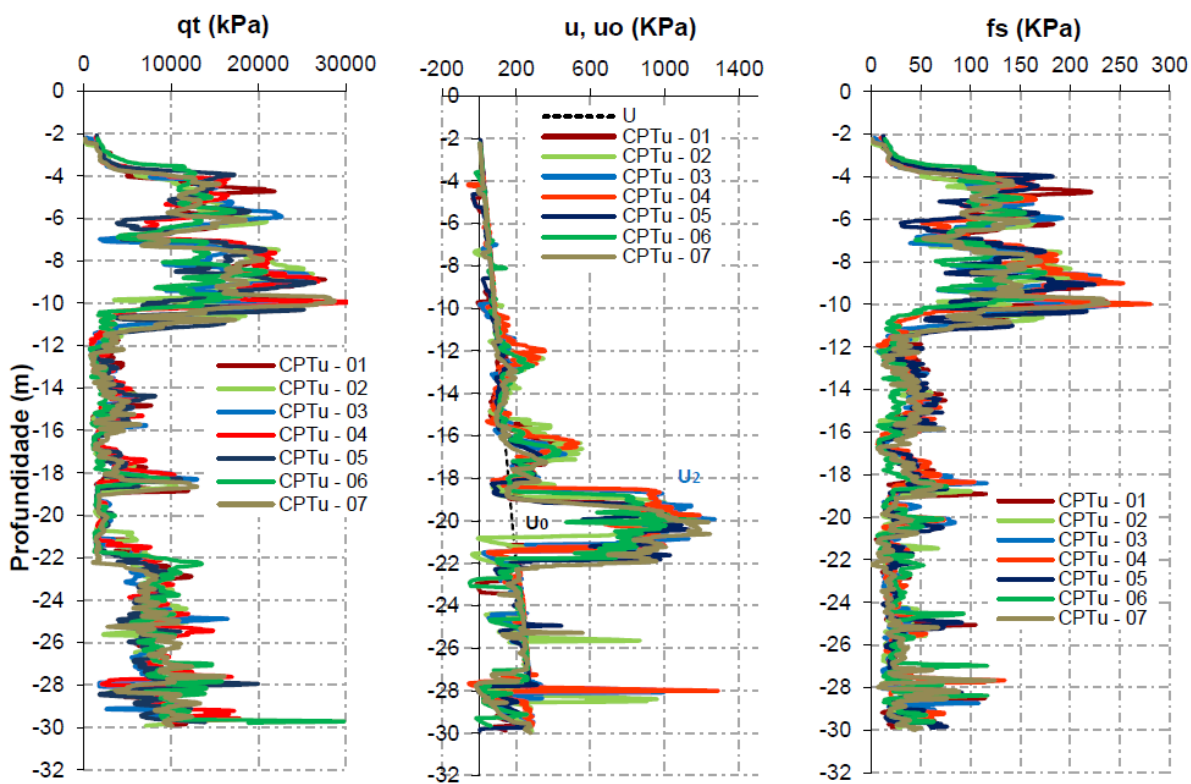
A Figura 19 exibe as curvas típicas de resistência de ponta corrigida (q_t), atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2) medidas no ensaio CPTu, que permitem obter conclusões semelhantes as obtidas a partir dos resultados do ensaio SPT.

Figura 18 – Variação do ângulo de atrito interno e da densidade relativa ao longo da profundidade.



Fonte: Nienov (2016).

Figura 19 – Curvas típicas da variação de q_t , u , u_0 e f_s com a profundidade.



Fonte: Nienov (2016).

A Tabela 18 apresenta um resumo geral com os valores médios de qt, Nspt e Dr das camadas e os principais parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de caracterização básica realizados em laboratório.

Tabela 18 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização em laboratório.

Camada	Prof. (m)	Solo	qt (MPa)	N _{SPT60}	LL	PL	Dr (%)	e	$\sigma_{v'}$ (kN/m ²)	Distribuição tamanho dos grãos (%)		
										Areia	Silte	Argila
1	0,0 – 3,0	Areia fina	4,5	6	-	NP	42,13	0,78	24,82	89,45	9,38	1,17
2	3,0 – 10,0	Areia argilosa fina	10,0 – 25,0	30	-	NP	75,82	0,61	123,06	78,73	18,4	2,87
3	10,0 – 18,0	Areia argilosa fina	2,5 – 3,8	7	-	NP	27,78	0,79	200,17	59,67	35,88	4,45
4	18,0 – 21,0	Argila baixa plasticidade	3,5	5	28	18	22,15	0,95	244,02	16,5	73,84	9,66
5	21,0 – 24,0	Areia média a fina	8,0 – 10,0	9	-	NP	27,12	0,78	366,19	63,98	30,33	5,69

Fonte: Lavalley (2017).

Os valores médios dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Resumo dos ensaios triaxiais.

Profundidade (m)	Parâmetros de resistência		
	ϕ'_{pico} (°)	ϕ'_{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: Lavalley (2017).

3.3 PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS

As provas de carga foram realizadas em seis estacas teste (ET) pela empresa

Brasfond Fundações Especiais no CEA. A Figura 15 mostra a localização dessas estacas, bem como das estacas de reação (ER). As estacas são do tipo escavada e hélice contínua, com diâmetros variando de 0,7 m a 1,0 m e comprimentos entre 15,0 m e 24,40 m. Para garantir a integridade das paredes dos furos, as estacas escavadas foram executadas com o auxílio de fluidos estabilizantes, como bentonita e polímero (SESTREM, 2018 E NIENOV, 2016).

A Tabela 20 apresenta as dimensões das estacas teste 4 e 5 (ET4 e ET5), que foram tomadas como referência neste trabalho. A estaca ET4 foi executada com o auxílio de polímero, enquanto a ET5 foi executada com o auxílio de bentonita. Provas de carga estática foram realizadas em ambas as estacas para analisar o desempenho das mesmas.

Tabela 20 – Resumo das estacas executadas no campo experimental.

Detalhe	Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento planejado (m)	Comprimento executado (m)	Tipo de Carregamento
Escavada com uso de polímero	ET4	1,0	24,0	24,10	Estático
Escavada com uso de bentonita	ET5	1,0	24,0	24,40	Estático

Fonte: Nienov (2016).

Os valores da resistência à compressão simples do concreto, para diferentes tempos de cura, são apresentados na Tabela 21. O valor característico da resistência à compressão do concreto (f_{ck}) de ambas as estacas foi de 20 MPa, conforme relatado por Nienov (2016).

Tabela 21 - Valor da resistência média das estacas teste.

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

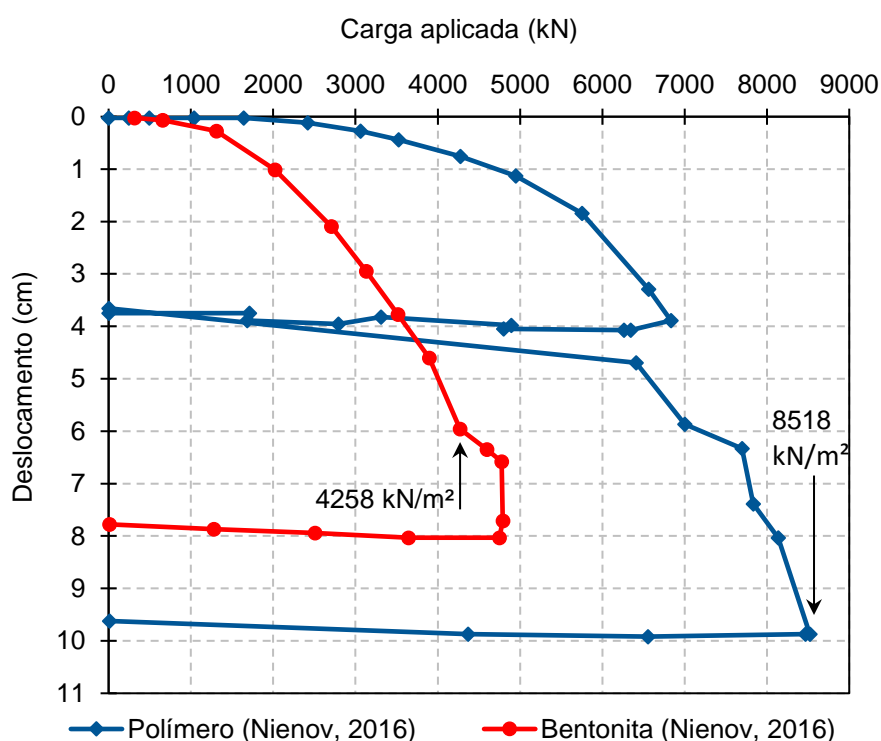
* Dia da realização da prova de carga.

Fonte: Nienov (2016).

As provas de carga foram realizadas 143 dias após a execução da estaca ET4 e 100 dias após a execução da estaca ET5. Mais detalhes e informações adicionais sobre as provas de carga podem ser encontrados no trabalho de Nienov (2016).

A Figura 20 apresenta as curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga realizadas nas estacas ET4 e ET5. Os resultados obtidos para a estaca ET4, executada com o uso de polímero, mostraram uma carga de 8518 kN com deslocamentos no topo da estaca de 9,84 cm, correspondentes a 9,84% do diâmetro da estaca. Na estaca ET5, que foi executada com lama bentonítica, os deslocamentos no topo corresponderam a 6 cm para uma carga aplicada de 4258 kN. O carregamento na estaca ET5 foi interrompido antes de atingir o deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca, devido à dificuldade em manter a carga constante, uma vez que não houve estabilização dos deslocamentos no topo da estaca.

Figura 20 - Curva carga-deslocamento das estacas ET4 e ET5 executadas com polímero e bentonita, respectivamente.

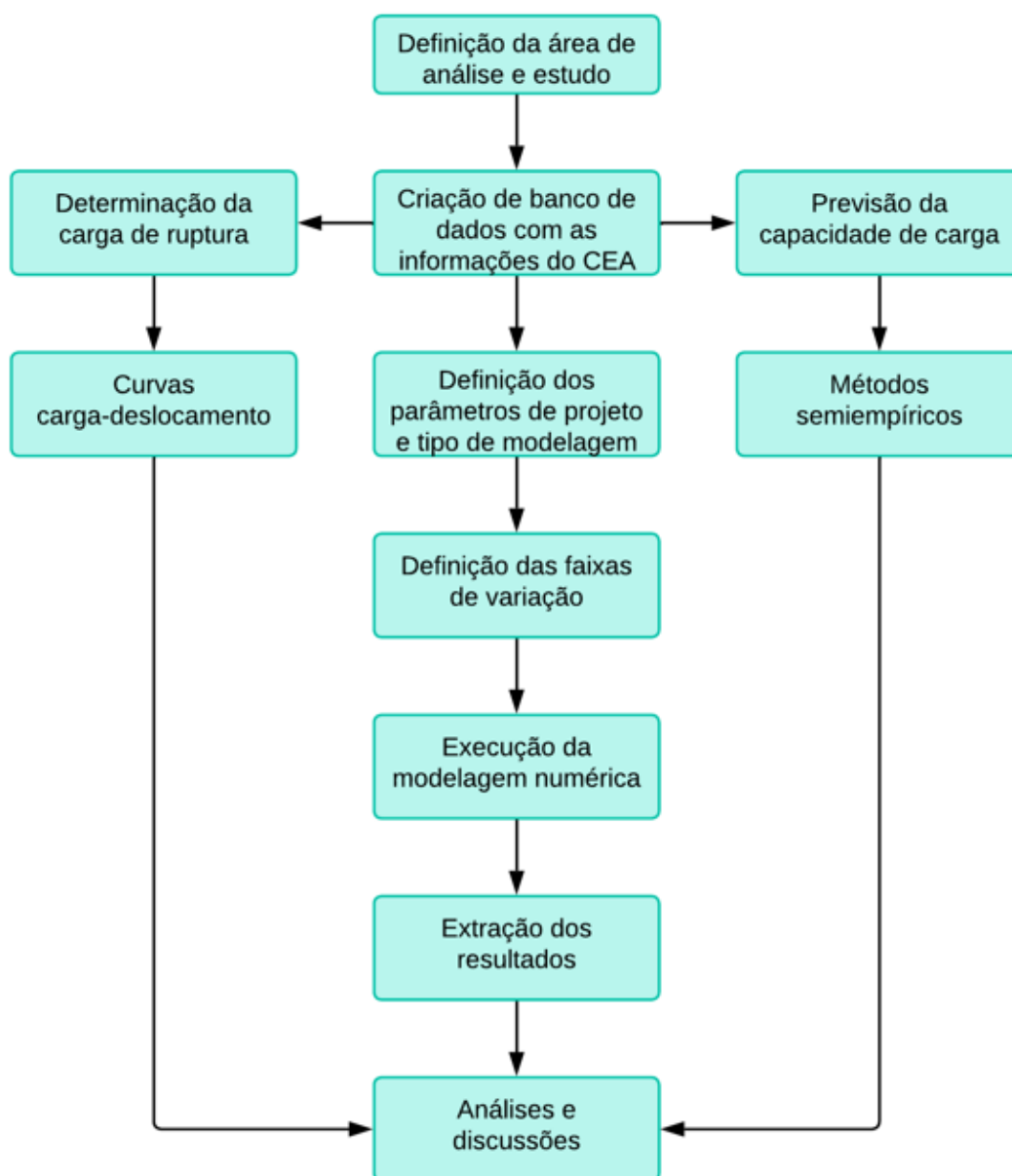


Fonte: Nienov (2016).

4 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho foi estabelecida com o objetivo principal de prever a capacidade de carga de uma estaca escavada em areia usando métodos tradicionais semiempíricos e de compreender o mecanismo de interação solo-estaca por meio de modelagem numérica. O diagrama da Figura 21 ilustra a metodologia adotada para realização deste trabalho.

Figura 21 – Diagrama da metodologia adotada.



Fonte: Autor (2023).

Inicialmente, são apresentados os métodos e os procedimentos utilizados para determinar a carga de ruptura com base nas curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga. Em seguida, são descritos os procedimentos utilizados para prever a carga de ruptura por meio dos métodos semiempíricos, que se baseiam nos resultados dos ensaios SPT e CPT. Por fim, são apresentados todos os procedimentos utilizados na modelagem e análise numérica de uma prova de carga em uma estaca escavada em solos predominantemente arenosos. Os resultados deste trabalho foram comparados com os das provas de carga realizadas no Campo Experimental de Araquari (CEA).

4.1 CARGA DE RUPTURA DE CURVAS CARGA-DESLOCAMENTO

A prova de carga é um dos métodos mais eficientes para estudar a interação solo-estaca. No entanto, o valor da carga de ruptura de uma prova de carga depende significativamente do critério utilizado para sua determinação. Por essa razão, foram utilizados três critérios diferentes para determinar a carga de ruptura das estacas ET4 e ET5.

O primeiro critério é baseado no deslocamento das estacas, conforme sugerido por Salgado (2008), considerando que a estaca atinge o estado de ruptura muito depois de ter atingido o estado limite de serviço. Portanto, esse critério determina a carga última no deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca, considerando que esse deslocamento relativo está relacionado à perda operacional ou colapso estrutural do elemento.

O método estabelecido pela NBR 6122 (2019) e o método de Van der Veen (1953) correspondem, respectivamente, ao segundo e ao terceiro critérios utilizados para determinar a carga de ruptura das estacas ET4 e ET5. Os procedimentos e os conceitos básicos desses métodos, apresentados no capítulo de fundamentação teórica, foram utilizados para elaborar planilhas no Excel que permitiram determinar a carga de ruptura das estacas.

4.2 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS

Cinco métodos semiempíricos foram utilizados para prever a capacidade de carga das estacas ET4 e ET5. Três desses métodos – Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) – estimam a capacidade de carga com base no índice de resistência à penetração (N_{SPT}), enquanto dois – Bustamante e Eurocódigo 7 – levam em consideração a resistência de ponta (q_c) obtida por meio do ensaio de Piezocone (CPTu).

Inicialmente, as equações propostas por esses métodos foram implementadas no Excel, considerando as características das estacas escavadas e do solo do CEA, a fim de obter as cargas admissíveis e de ruptura. Em seguida, foram plotados gráficos para comparar os valores previstos por esses métodos com os obtidos na curva carga-deslocamento das estacas ET4 e ET5.

4.3 MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PROVA DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS

A simulação numérica de uma prova de carga em estaca escavada foi realizada utilizando o *software Abaqus* de elementos finitos. No capítulo de fundamentação teórica, foram apresentadas as principais informações sobre o funcionamento do *Abaqus*. Nos próximos itens, serão abordados os procedimentos adotados para realização da simulação numérica.

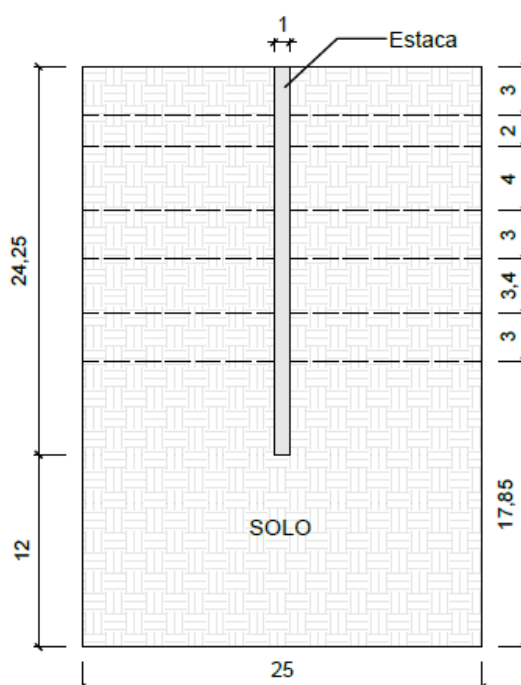
4.3.1 Descrição do Modelo

As dimensões do modelo numérico foram estabelecidas com base na geometria e dimensões das estacas ET4 e ET5. O comprimento da estaca modelo é a média dos comprimentos das estacas ET4 (24,40 m) e ET5 (24,10 m), resultando em um valor de 24,25 m. O diâmetro da estaca modelo é de 1,0 m. A profundidade do modelo numérico foi definida como 1,5 vezes o comprimento da estaca, e o raio do modelo é

igual a 12,5 vezes o diâmetro da estaca, conforme ilustrado na Figura 22. Essas dimensões foram selecionadas para minimizar a influência das condições de contorno nos valores de tensões e deformações mobilizadas durante a simulação da prova de carga.

O domínio do modelo foi dividido em 7 camadas para representar as condições do subsolo do Campo Experimental de Araquari. Os parâmetros geotécnicos atribuídos aos materiais dessas camadas, bem como o modelo constitutivo adotado para descrever o comportamento dos materiais são apresentados nos próximos itens.

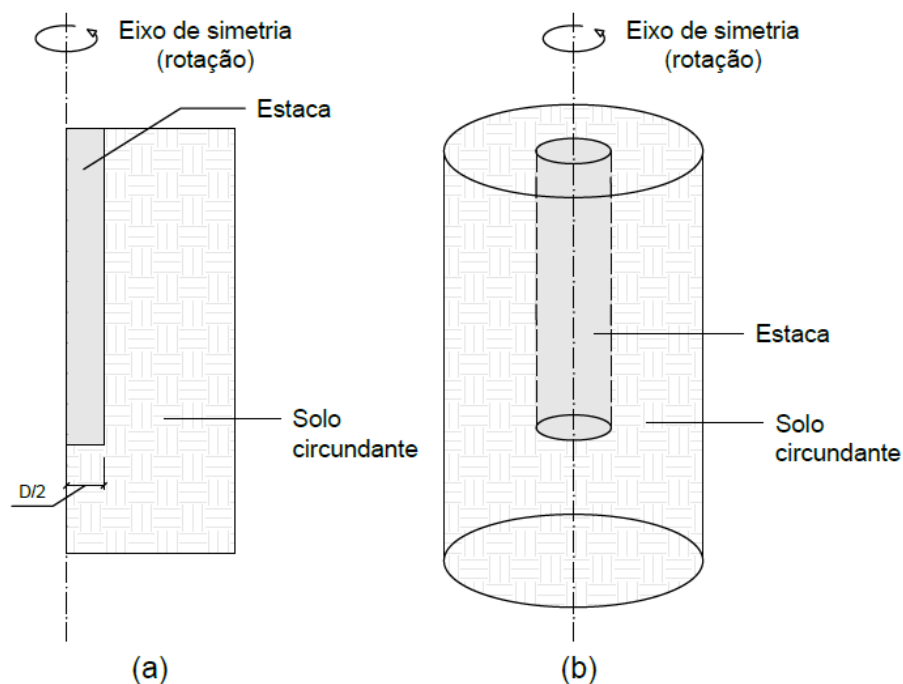
Figura 22 - Esquema do modelo adotado (dimensões em metro).



Fonte: Autor (2023).

Modelos axissimétricos 2D foram utilizados em todas as simulações numéricas devido ao fato de que a carga é aplicada verticalmente e o modelo apresenta simetria em relação à linha que passa pelo eixo da estaca circular. A Figura 23 apresenta um modelo axissimétrico derivado do modelo tridimensional real do problema em análise.

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



Fonte: Autor (2023).

4.3.2 Modelos Constitutivos e seus Parâmetros

A simulação numérica de uma prova de carga envolve a interação solo-estrutura, que consiste em duas partes: as camadas de solo e a estaca. A estaca é um elemento de concreto muito mais rígido que o subsolo, o que permite que seja modelada como um material elástico linear. As camadas de solo apresentam comportamentos predominantemente de materiais granulares e podem ser representadas pelo critério de plastificação de Mohr-Coulomb.

No *software*, os parâmetros geotécnicos fornecidos dependem dos modelos constitutivos adotados. Para as análises, foram fornecidos o valor do peso específico do material de aterro (γ), que é utilizado para calcular as tensões geostáticas nas camadas. Além disso, foram utilizados os seguintes parâmetros para o comportamento elástico linear: módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν). Para o comportamento plástico, foram considerados o ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ) e coesão (c). Em relação à permeabilidade, foram levados em conta o coeficiente de permeabilidade (k) e o índice de vazios inicial (e_0). Vale frisar que os parâmetros de entrada foram mantidos constantes durante toda simulação.

Os valores dos parâmetros obtidos por Lavallo (2017) e Nienov (2016) foram utilizados como referência na primeira análise. Os valores dos parâmetros elásticos do concreto da estaca foram extraídos do trabalho de Nienov (2016) e estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Parâmetros da estaca.

Estaca	
Módulo de Young – E (GPa)	40,33
Coefficiente de Poisson - ν	0,3
Peso Específico – γ (kN/m ³)	25

Fonte: Autor (2023).

Os parâmetros geotécnicos das sete camadas que compõem o subsolo foram obtidos por Lavallo (2017) e Nienov (2016) a partir de ensaios de laboratório e de campo, conforme mencionado anteriormente. A Tabela 23 lista os valores de referência dos parâmetros utilizados no *Abaqus* para descrever os materiais dessas camadas.

Tabela 23 - Parâmetros geotécnicos do solo.

Solo (Material Arenoso)							
Camada	1	2	3	4	5	6	7
Ângulo de Atrito de Pico - ϕ_p (°)	33,7	38	34	28,3	32,8	33,1	33,1
Ângulo de Dilatância - ψ (°)	0,8	2,1	0,4	5,5	0,3	0,2	0,2
Coefficiente 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
Coefficiente De Poisson - ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Coefficiente de permeabilidade – k (m/s)	-	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	1E-009	0,0001
Índice de vazios - e_0	-	0,61	0,61	0,79	0,79	0,95	0,78
Coesão – c (kN/m ²)	3	1	3	6,5	2,4	16,1	16,1
Peso Específico - γ (kN/m ³)	16	21	21	19	19	15	20
Coefficiente de Atrito - μ	0,647	0,724	0,664	0,420	0,637	0,647	0,647

Fonte: Autor (2023).

4.3.3 Sequência das Simulações

No *software Abaqus*, a análise de qualquer problema segue uma sequência de etapas pré-definidas pelo usuário. No caso da simulação de uma prova de carga em estacas escavadas, foram criadas três etapas com base no processo construtivo utilizado no Campo Experimental de Araquari.

A primeira etapa, chamada de geostática, tem como objetivo gerar as tensões geostáticas iniciais em todas as camadas do solo. Para isso, foi utilizada a opção *body force* por facilitar a interpretação dos valores de excesso de poropressão gerados na simulação. Durante essa etapa, o *Abaqus* realiza cálculos internos para verificar se os estados de tensão inicial de todos os elementos estão dentro da superfície de plastificação inicial do modelo Mohr-Coulomb, antes da aplicação de cargas ou de qualquer interferência externa no solo.

A segunda etapa refere-se à escavação e instalação da estaca. Para simplificar a simulação, considerou-se que a escavação e a instalação da estaca ocorreram simultaneamente ao longo de um período de três dias (259.200 segundos).

Por fim, a última etapa envolve a realização da prova de carga. Para isso, a estaca foi deslocada em 10 cm durante um intervalo de tempo de 18 horas e 20 minutos (66.000 segundos), correspondendo ao tempo da realização da prova de carga da estaca com bentonita no Campo Experimental de Araquari. A técnica de deslocamento utilizada na prova de carga foi adotada em vez da técnica de incremento de cargas para evitar problemas de convergência durante a simulação.

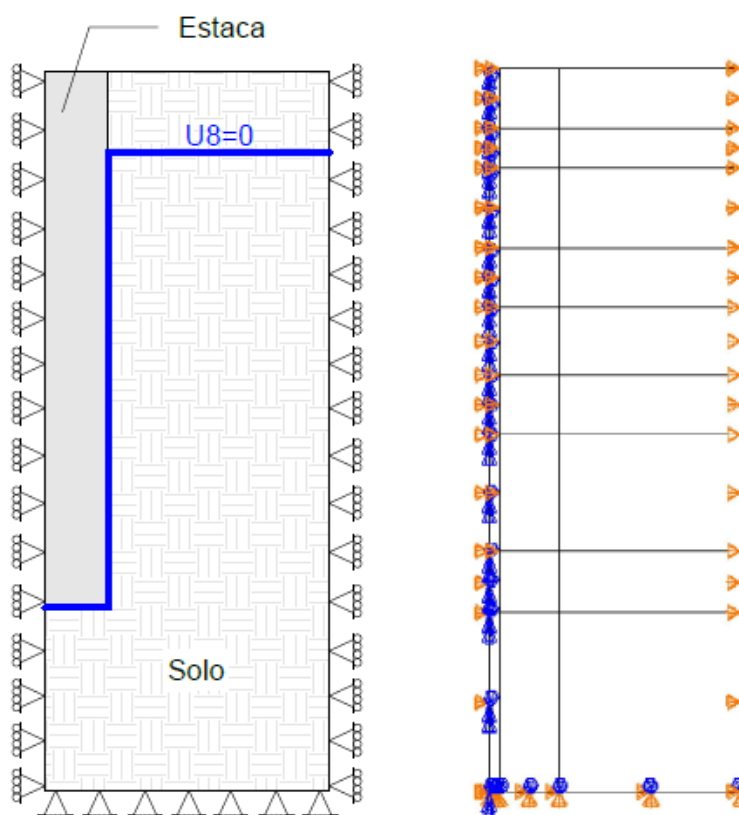
4.3.4 Condições de Contorno

A definição correta das condições de contorno permite simular adequadamente o problema em análise. Buscando reproduzir as condições reais do campo, foram estabelecidas condições de contorno físicas e de poropressão em todas as etapas da simulação.

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, bem como as rotações ($U_1 = U_2 = UR_2 = UR_3 = 0$). Considerando que o nível da água coincide com a superfície da segunda camada, foi estabelecida a condição de poropressão igual a zero ($U_8 = 0$) na superfície da segunda camada e na interface entre a estaca e o solo. Ou seja, todas as camadas são saturadas, exceto a primeira. A Figura 24 ilustra as condições de contorno aplicadas no modelo.

Figura 24 - Condições de contorno físicas e de poropressão.



Fonte: Autor (2023).

4.3.5 Contatos e Interações

Para garantir a correta interação entre as diferentes partes de um modelo, é necessário estabelecer previamente as superfícies de contato e o tipo de interação entre elas. Em outras palavras, é preciso criar superfícies de contato nas interfaces entre o solo e a estaca e definir as suas propriedades. Para isso, foi criada a formulação do *contact pair* para definir as superfícies de contato entre a estaca e o

solo durante a análise. Em seguida, as superfícies de contato entre as partes foram discretizadas utilizando a técnica de *surface-to-surface contact* com o algoritmo de *master-slave contact*. A superfície do tubo da estaca foi designada como superfície mestre (*master*) por ser mais rígida, enquanto a superfície do solo circundante foi considerada como escrava (*slave*).

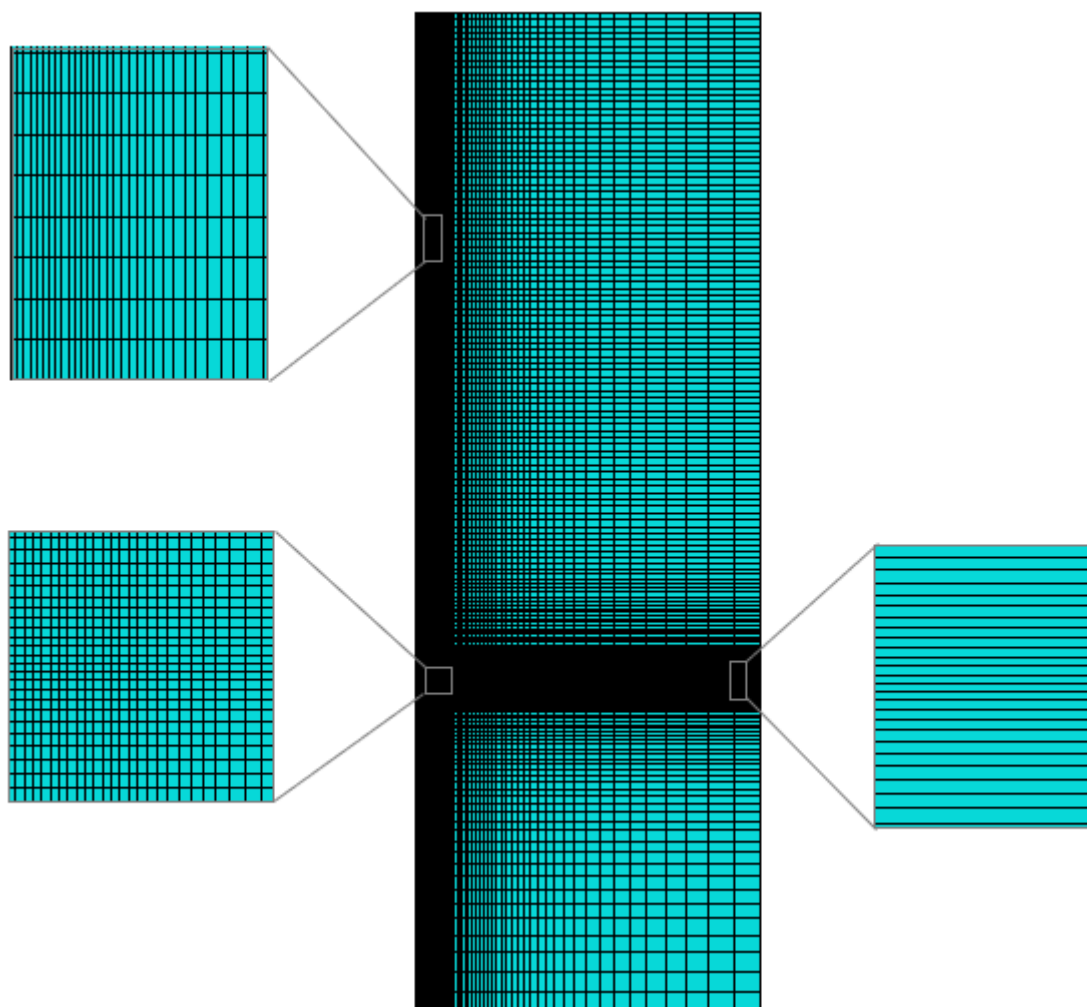
As propriedades de contato na direção normal à interface foram implementadas utilizando o método direto conhecido como *hard contact* para evitar a penetração da superfície mestre na superfície escrava. Para representar o comportamento tangencial na interface solo-estaca, utilizou-se a formulação do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

4.3.6 Discretização da Malha

A discretização dos domínios da estaca e do solo foi realizada utilizando elementos quadriláteros axissimétricos (bidimensionais). A malha bidimensional consiste em elementos retangulares uniformes (não estruturada), conforme mostrado na Figura 25. A estaca e a primeira camada do solo não saturado foram modeladas com elementos CAX4R, que são quadriláteros axissimétricos de 4 nós, deslocamento biquadrático e integração reduzida. Para as demais camadas do solo, foram utilizados elementos CAX4RP, que são quadriláteros axissimétricos de 4 nós, deslocamento biquadrático, poropressão bilinear e integração reduzida. Os elementos CAX4RP são adequados para análises acopladas envolvendo *pore fluid*.

A Figura 25 ilustra a discretização da malha adotada para o modelo. Nas proximidades da estaca, as malhas no domínio do solo foram refinadas nas duas direções devido à tendência de maiores concentrações de tensões e deformações nessas regiões. As dimensões das malhas foram definidas sem um estudo prévio para avaliar a influência do refinamento da malha nas respostas do problema. Como resumo, a Tabela 24 apresenta o tipo e a quantidade de malhas na estaca e nas camadas do solo.

Figura 25 - Refinamento da malha.



Fonte: Autor (2023).

Tabela 24 – Discretização da Malha.

Região	Elemento	Quantidade de elementos
Estaca	CAX4R	1638
Solo (1ª camada)	CAX4R	588
Solo (demais camadas)	CAX4RP	8810

Fonte: Autor (2023).

4.3.7 Calibração do Modelo Numérico

Para aproximar os resultados numéricos dos resultados das provas de carga realizadas no Campo Experimental de Araquari, foi realizado um estudo paramétrico, onde os valores de referência de alguns parâmetros do solo foram alterados, conforme

demonstrado na Tabela 25. Cada análise paramétrica consistiu na alteração de um ou dois parâmetros, mantendo os demais inalterados, com seus respectivos valores de referência. A Tabela 25 apresenta os parâmetros modificados nas 29 análises, juntamente com o fator multiplicador em relação ao valor de referência do respectivo parâmetro.

Tabela 25 – Parâmetros modificados e seus respectivos fatores de multiplicação.

Análise	F.M.	Parâmetro	F.M.	Parâmetro	F.M.	Parâmetro
Análise 1	-	-	-	-	-	-
Análise 2	1,0025	μ	-	-	-	-
Análise 3	1,005	μ	-	-	-	-
Análise 4	0	ψ	-	-	-	-
Análise 5	1,25	c	-	-	-	-
Análise 6	1,375	c	-	-	-	-
Análise 7	1,5	c	-	-	-	-
Análise 8	1,1	E	-	-	-	-
Análise 9	1,15	E	-	-	-	-
Análise 10	1,2	E	-	-	-	-
Análise 11	1,05	μ	-	-	-	-
Análise 12	1,1	μ	-	-	-	-
Análise 13	1,2	μ	-	-	-	-
Análise 14	1,4	μ	-	-	-	-
Análise 15	1,05	μ	1,2	E	-	-
Análise 16	1,1	μ	1,2	E	-	-
Análise 17	1,2	μ	1,2	E	-	-
Análise 18	1,4	μ	1,2	E	-	-
Análise 19	1,15	μ	-	-	-	-
Análise 20	1,075	μ	-	-	-	-
Análise 21	1,2	μ	0,8	E	-	-
Análise 22	1,2	μ	0,9	E	-	-
Análise 23	1,2	μ	0,6	E (1ª camada)	0,8	E (demais camadas)
Análise 24	1,2	μ	0,6	E (1ª e 2ª camadas)	0,8	E (demais camadas)
Análise 25	1,2	μ	0,4	E (1ª e 2ª camadas)	0,8	E (demais camadas)
Análise 26	1,2	μ	0,2	E (1ª e 2ª camadas)	0,8	E (demais camadas)
Análise 27	1,2	μ	0,6	E (1ª, 2ª e 3ª camadas)	0,8	E (demais camadas)
Análise 28	0,8	μ (1ª camada)	1,2	μ (demais camadas)	0,8	E
Análise 29	0,8	μ (1ª e 2ª camada)	1,2	μ (demais camadas)	0,8	E

Fonte: Autor (2023).

4.3.8 Extração dos Resultados

Após o processo da análise numérica, foram extraídos do *Abaqus* e exportados para o Excel os valores da força aplicada no topo da estaca (RF), deslocamento da estaca (U), resistência unitária lateral mobilizada na interface solo-estaca (q_l - CSHEAR) e resistência unitária de ponta (CPRESS). Esses resultados foram utilizados para plotar as curvas carga-deslocamento e a curva de variação de carga ao longo da profundidade. Além disso, foram extraídos os valores de tensão horizontal efetiva (σ_h' - S11) e tensão vertical efetiva (σ_v' - S22) no solo próximo do fuste da estaca em diferentes etapas de simulação.

Com base nos valores extraídos do *Abaqus*, os seguintes parâmetros foram calculados: coeficiente de empuxo lateral em repouso (K_0 – Equação (35)), coeficiente de empuxo lateral mobilizado na prova de carga (K – Equação (36)), coeficiente de resistência lateral (β – Equação (37)) e ângulo de atrito de interface (μ – Equação (38)). Exceto os valores de K_0 , os valores dos demais parâmetros foram calculados nos deslocamentos do topo da estaca de 2 cm, 4 cm, 6 cm, 8 cm e 10 cm:

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0}'}{\sigma_{v0}'} \quad (35)$$

$$K = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (36)$$

$$\beta = \frac{q_l}{\sigma_v'} \quad (37)$$

$$\mu = \text{atan}\left(\frac{q_l}{\sigma_h'}\right) \quad (38)$$

As curvas geradas a partir dos resultados exportados para o Excel foram comparadas com os resultados de estudos anteriores, com o objetivo de analisar e interpretar o comportamento de estacas escavadas em areia sob carregamento vertical.

Por último, as imagens que mostram a variação de tensões, deslocamentos, deformações e poropressões ao longo do domínio do modelo foram extraídas do *Abaqus* e analisadas para obter melhor entendimento do mecanismo de interação solo-estaca.

5 RESULTADOS

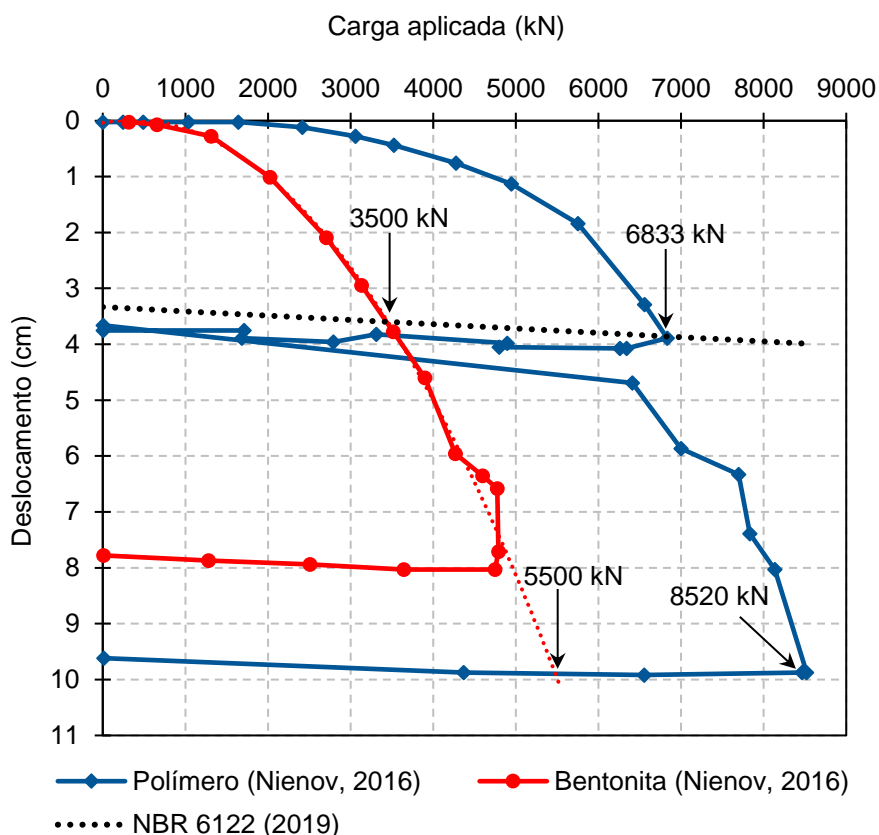
Este capítulo apresenta e discute os resultados dos métodos semiempíricos utilizados para prever a capacidade de carga de uma estaca escavada em solo arenoso. Além disso, são apresentados e analisados os resultados das simulações numéricas realizadas no *software Abaqus*. Adicionalmente, são apresentadas e discutidas as comparações entre esses resultados com os obtidos por meio das provas de carga realizadas no Campo Experimental de Araquari (CEA).

5.1 CARGA DE RUPTURA – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

A Figura 26 apresenta as curvas de carga-deslocamento obtidas nos ensaios de provas de carga realizados nas estacas escavadas ET4 (polímero) e ET5 (bentonita) no Campo Experimental de Araquari. Com base nessas curvas, foram determinadas as cargas de ruptura dessas estacas utilizando três critérios diferentes, conforme descrito no item de metodologia: deslocamento de 10 % do diâmetro da estaca, NBR 6122:2019 e Van der Veen (1953).

Ao analisar o primeiro critério, é possível observar que as cargas de ruptura correspondentes ao deslocamento de 10% do diâmetro da estaca (10 cm) são aproximadamente 5500 kN e 8520 kN para as estacas com o uso de bentonita (ET5) e polímero (ET4), respectivamente. Por outro lado, ao traçar a reta com base no critério estabelecido pela NBR 6122:2019 e verificar sua interseção com as curvas de provas de carga, constata-se que as cargas de ruptura são aproximadamente 3500 kN e 6833 kN para as estacas ET5 e ET4, respectivamente. As cargas de ruptura das estacas ET5 e ET4, determinadas pelo primeiro critério, são cerca de 1,57 e 1,25 vezes maiores do que aquelas estimadas pelo critério da norma, considerado mais conservador.

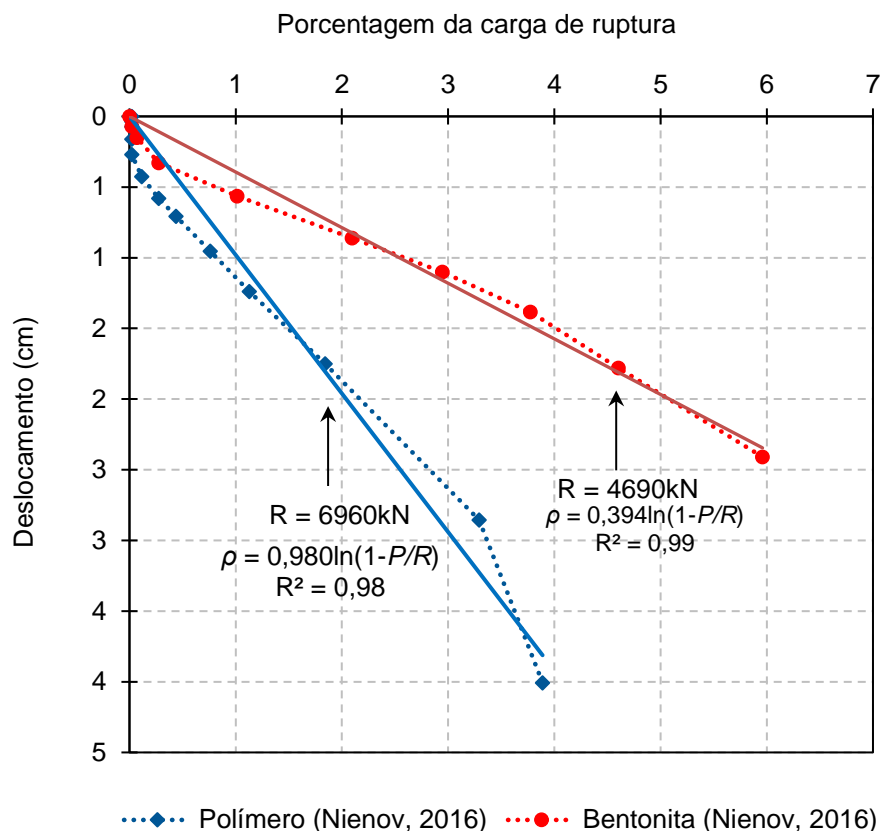
Figura 26 - Cargas de ruptura dos critérios 1 e 2.



Fonte: Autor (2023).

A Figura 27 ilustra as curvas normalizadas das estacas ET4 e ET5, de acordo com o critério de Van der Veen (1953). Conforme explicado anteriormente, este critério busca a melhor reta de deslocamento (ρ) *versus* porcentagem de carga de ruptura ($-\ln(1 - P/R)$), em que o valor R corresponde a carga de ruptura. Com base nas curvas da Figura 27, as cargas de ruptura estimadas para as estacas ET4 e ET5 são de 6960 kN e 4690 kN, respectivamente.

Figura 27 - Cargas de ruptura do critério de Van der Veen (1953).



Fonte: Autor (2023).

A Tabela 26 compara os valores de carga de ruptura obtidos pelos três critérios para as estacas ET4 e ET5. Para facilitar a análise, são apresentados entre parênteses os valores da razão entre as cargas de ruptura dos critérios, tomando como referência os valores da carga de ruptura determinados pela NBR 6122:2019. Os resultados indicam que o primeiro critério superestima os valores da carga de ruptura, uma vez que considera deslocamentos significativos que podem provocar perda operacional ou colapso estrutural da estaca.

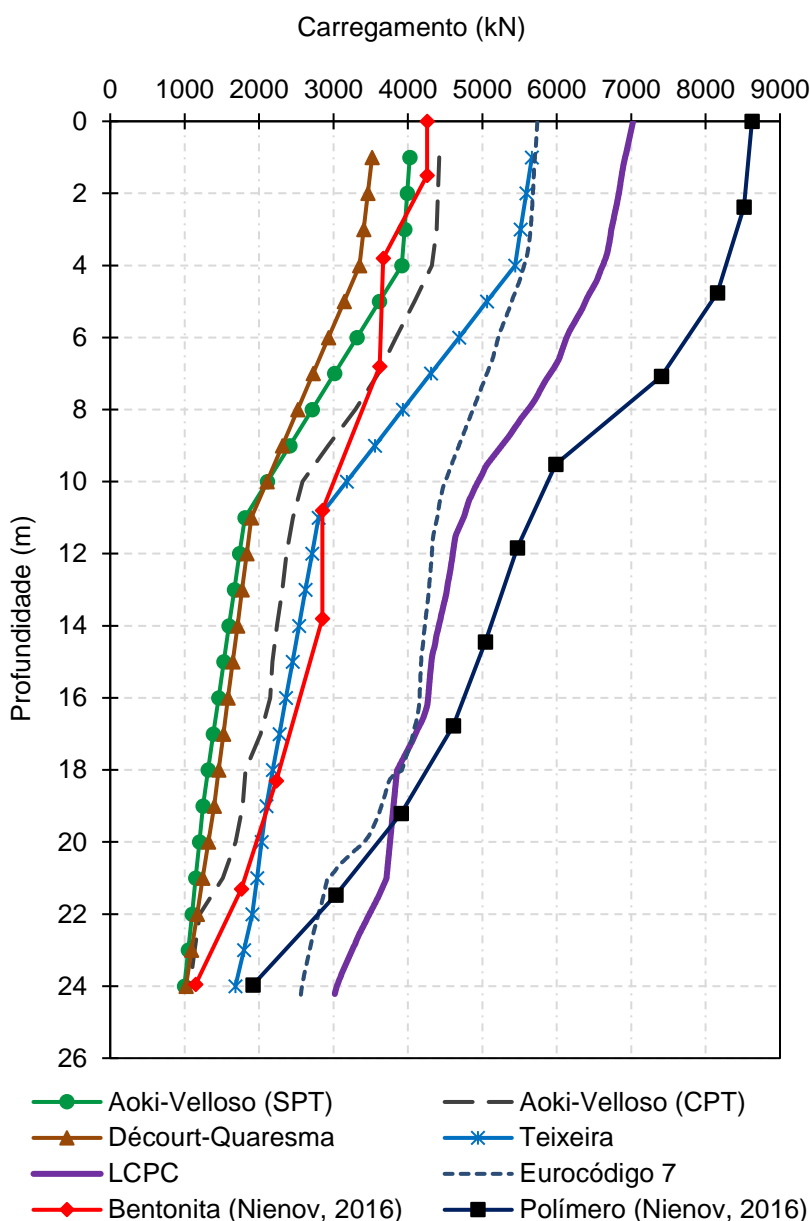
Tabela 26 - Cargas de ruptura determinados a partir das curvas de provas de carga.

Estaca	Critérios		
	Deslocamento de 10%D	NBR 6122:2019	Van der Veen (1953)
ET5 (bentonita)	5500 (1,57)	3500 (1)	4690 (1,34)
ET4 (polímero)	8520 (1,25)	6833 (1)	6980 (1,02)

Fonte: Autor (2023).

A Figura 28 compara as curvas de variação da capacidade de carga estimadas por cinco métodos semiempíricos – Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Bustamante e Frank (1999) e Eurocódigo 7 – com as obtidas nas provas de carga. Destaca-se que as duas curvas distintas do método de Aoki-Velloso (1975) foram obtidas com base nos resultados de SPT e CPT.

Figura 28 - Transferência de carga: métodos semiempíricos e resultados experimentais.



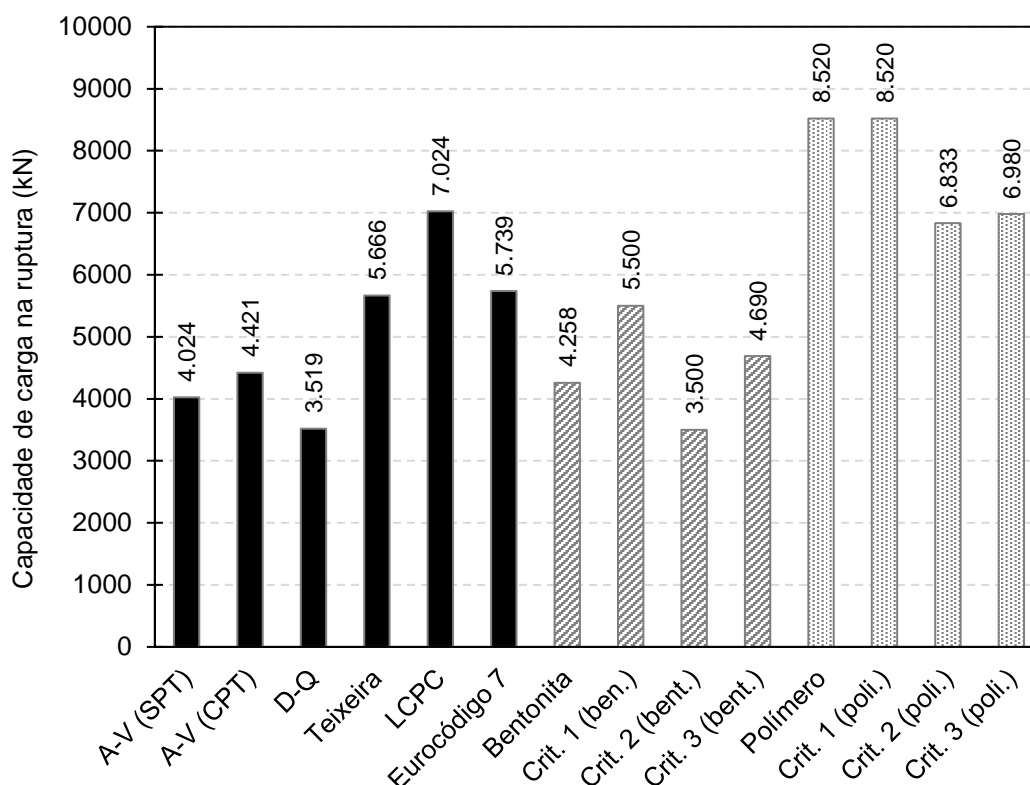
Fonte: Autor (2023).

Os resultados demonstram que os métodos tradicionais brasileiros (Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são mais conservadores

em comparação aos métodos internacionais (Bustamante e Frank (1999) e Eurocódigo 7) baseados nos resultados dos ensaios CPT. É importante ressaltar que a formulação dos métodos semiempíricos considera as características das estacas escavas com auxílio de lama bentonítica, mas não as das estacas escavadas com polímero. Como resultado, as curvas dos métodos brasileiros se aproximam mais da curva de bentonita, sendo que a melhor aproximação é observada com a curva do método de Aoki-Velloso utilizando resultados de CPT. As curvas do LCPC e Eurocódigo 7 são as que mais se aproximam da curva da estaca com polímero.

A Figura 29 compara as capacidades de carga na ruptura estimadas pelos três critérios (1, 2 e 3) e pelos métodos semiempíricos.

Figura 29 - Capacidade de carga: métodos semiempíricos e resultados experimentais.



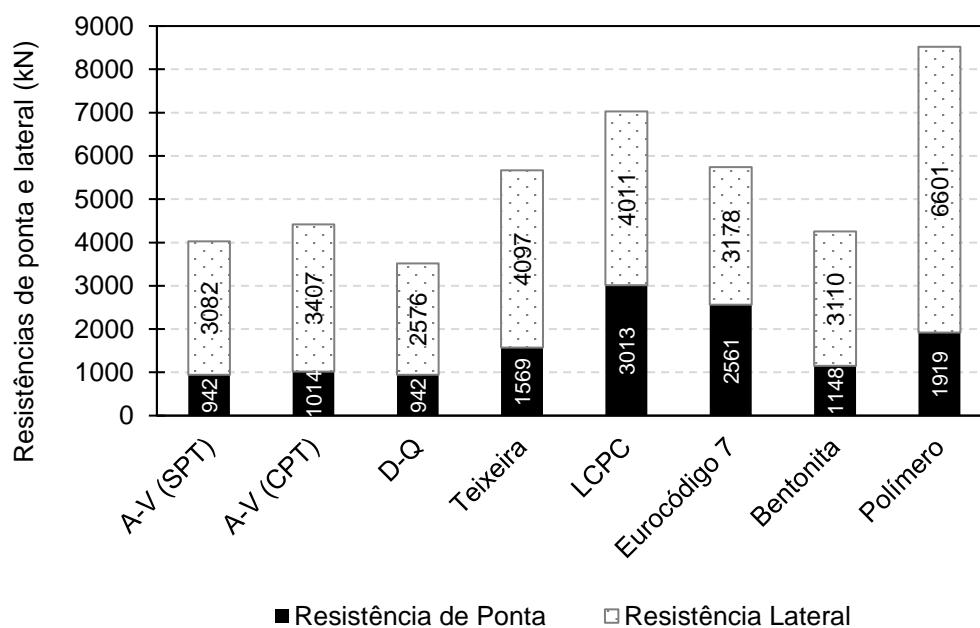
Fonte: Autor (2023).

Na Figura 29, é possível observar que os resultados de Teixeira, Eurocódigo 7 e critério 1 aplicados na curva de bentonita apresentam valores semelhantes (entre 5500 kN e 5739 kN). Os valores de Aoki-Velloso (CPT e SPT) e do critério 3 aplicado na curva de bentonita apresentam a mesma ordem de grandeza (entre 4024 e 4690

kN). Os resultados de Décourt-Quaresma e do critério 2 aplicados na curva de bentonita possuem valores parecidos (entre 3500 kN e 3519 kN). Por fim, os resultados de LCPC e dos critérios 2 e 3 aplicados na curva de polímero apresentam a mesma ordem de grandeza (entre 6833 kN e 7024 kN).

Para uma melhor compreensão do processo de mobilização de cargas, a Figura 30 apresenta as contribuições das resistências de ponta e lateral. É importante ressaltar que, embora não seja o foco deste estudo, o uso de polímero na estaca escavada contribuiu significativamente para o aumento da resistência lateral, evidenciando que o mecanismo de interação solo-estaca é fortemente influenciado pelo "cake" formado na interface. De maneira geral, nota-se que os métodos LCPC e Eurocódigo 7 estimaram valores mais altos para a resistência de ponta, com 3013 kN e 2561 kN, respectivamente. Por outro lado, os métodos LCPC e Teixeira estimaram valores superiores para a resistência lateral, com 4011 kN e 4097 kN, respectivamente.

Figura 30 - Resistências de ponta e lateral.



Fonte: Autor (2023).

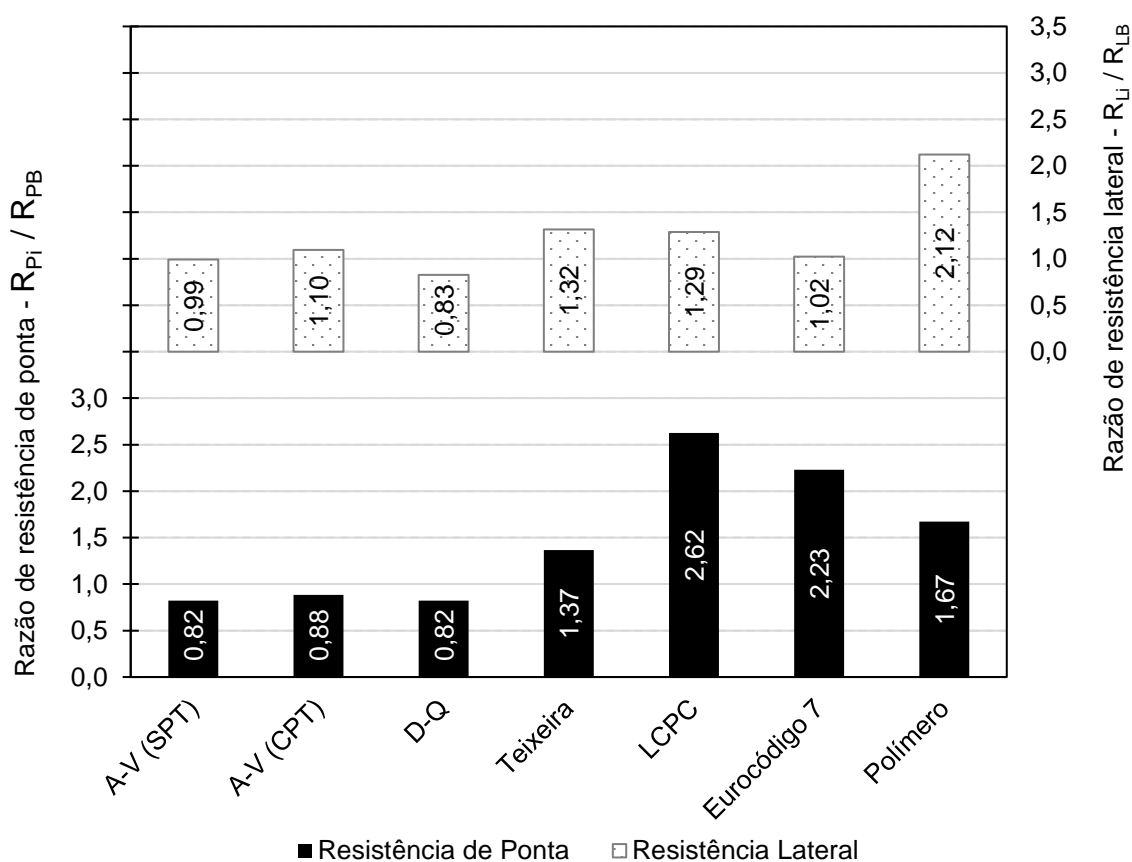
Tomando como referência os valores de resistência lateral (1148 kN) e de ponta (3110 kN) da estaca com bentonita, foram calculadas as razões de resistência lateral e de resistência de ponta, dividindo as resistências dos outros métodos pelos valores

da estaca com bentonita, conforme mostrado na Equação (39).

$$\frac{R_{\text{método}}}{R_{\text{bentonita}}} \quad (39)$$

Na Figura 31, é apresentada a variação das razões das resistências em função do método, e as conclusões corroboram com as apresentadas anteriormente.

Figura 31 - Razão das resistências.



Fonte: Autor (2023).

A Tabela 27 resume os valores previstos de capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos.

Tabela 27 - Resumo dos valores de capacidade de carga.

Metodologia	Resistência de Ponta (kN)	Resistência Lateral (kN)	Total (kN)
Aoki e Velloso (SPT)	942,48	3082,01	4024,48
Aoki e Velloso (CPT)	1013,80	3407,13	4420,93
Décourt e Quaresma	942,48	2576,11	3518,58
Teixeira	1569,23	4096,64	5665,86
LCPC	3013,23	4010,60	7023,83
Eurocódigo 7	2560,69	3178,13	5738,82

Fonte: Autor (2023).

Para a formulação de métodos de cálculo, é comum a adoção de simplificações e hipóteses, de modo que cada método recomenda fatores de segurança parciais ou globais para o cálculo da capacidade de carga admissível. A Tabela 28 apresenta os fatores de segurança parciais utilizados para calcular as resistências de ponta e lateral, enquanto a Figura 32 compara os valores dessas resistências na condição minorada. $FS_{GLOBAL} = 2,0$ $FS_{PONTA} = 4,0$ $FS_{LATERAL} = 1,3$

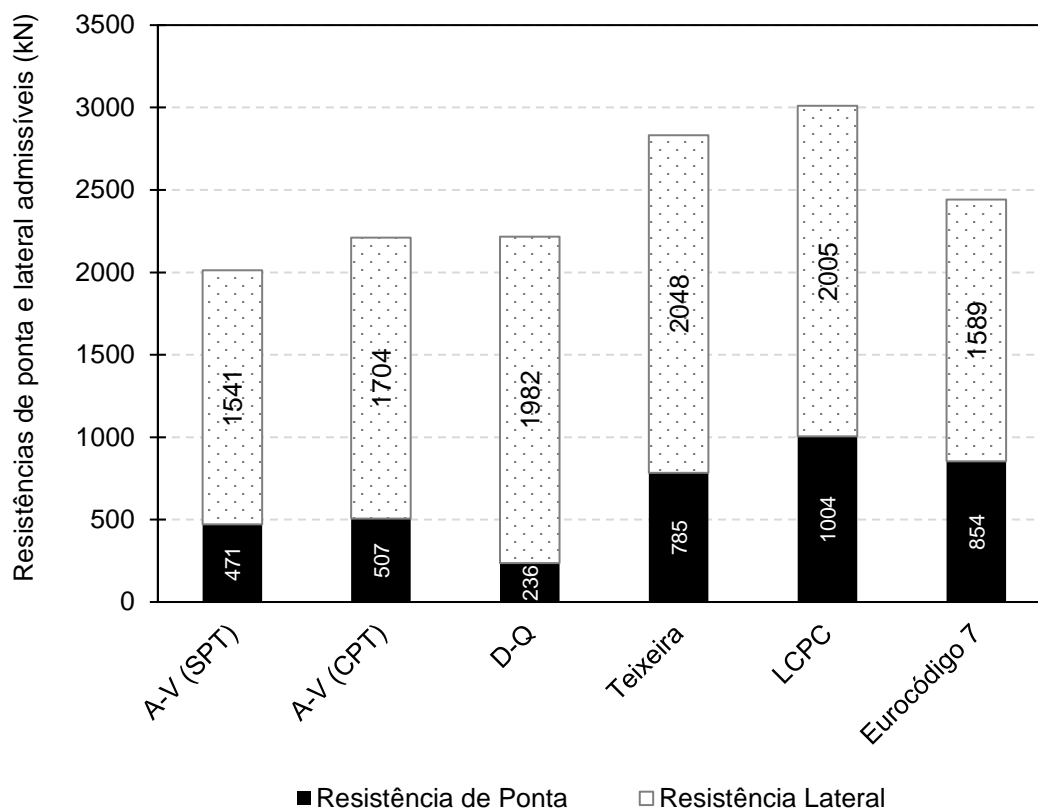
Tabela 28 - Fatores de segurança parciais.

Método	FS_{ponta}	$FS_{lateral}$
Aoki e Velloso	2	2
Décourt e Quaresma	4	1,3
Teixeira	2	2
Bustamante (LCPC)	3	2
Eurocódigo 7	3	2

Fonte: Autor (2023).

De modo geral, é possível observar que a resistência lateral admissível varia de 1541 kN a 2048 kN. Por outro lado, é perceptível que o método de Décourt-Quaresma subestima a resistência de ponta admissível (236 kN), enquanto o método LCPC superestima essa resistência (1004 kN). Os valores da resistência de ponta admissível estimada pelos demais métodos estão no intervalo de 471 kN a 854 kN.

Figura 32 - Parcelas da capacidade de carga admissível estimadas pelos métodos semiempíricos.



Fonte: Autor (2023).

5.2 ANÁLISE NUMÉRICA - SOFTWARE ABAQUS

Os resultados apresentados e discutidos neste item estão centrados no processo de calibração do modelo numérico e na investigação do mecanismo de interação solo-estaca, por meio da análise da variação de alguns parâmetros geotécnicos durante a simulação. Para a calibração do modelo numérico, utilizou-se a curva de prova de carga da estaca escavada com bentonita como referência, pois ela se aproxima mais dos resultados obtidos pelos métodos semiempíricos brasileiros.

5.2.1 Curvas carga-deslocamento e Transferência de Carga

A primeira análise, denominada análise referência, foi realizada utilizando um modelo numérico calibrado com base nos parâmetros de solos obtidos nos ensaios de campo e laboratório. Na Tabela 29 são apresentados os parâmetros geotécnicos

adotados na análise 1.

Tabela 29 – Parâmetros adotados para a análise 1 (referência).

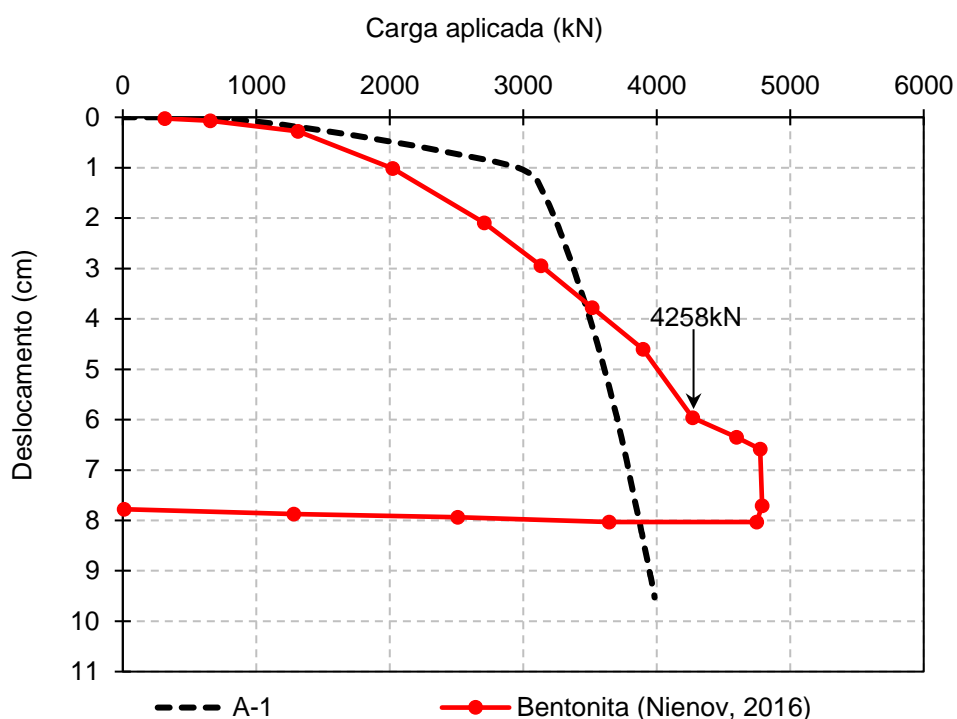
Análise 1						
Camada	ϕ_p (°)	ψ (°)	K_0	μ	E (kN/m²)	c (kN/m²)
1	33,7	0,8	0,445	0,647	35000	3
2	38	2,1	0,384	0,724	75000	1
3	34	0,4	0,441	0,664	75000	3
4	28,3	5,5	0,526	0,420	15000	6,5
5	32,8	0,3	0,458	0,637	15000	2,4
6	33,1	0,2	0,454	0,647	14000	16,1
7	33,1	0,2	0,454	0,647	20000	16,1

Fonte: Autor (2023).

Como resultado direto da primeira análise, a Figura 33 compara a curva carga-deslocamento da análise 1 (A-1) com a curva obtida no ensaio de prova de carga na estaca escavada com bentonita. Por outro lado, a Figura 34 compara as curvas de transferência de carga ao longo de profundidade. É importante ressaltar que a curva de variação de carga ao longo da profundidade da estaca escavada com bentonita foi obtida para o deslocamento de estaca de 6 cm, ao passo em que a do modelo numérico foi obtida para um deslocamento da estaca de 10 cm.

Observa-se que a curva carga-deslocamento da simulação numérica apresenta um comportamento diferente da curva obtida na prova de carga, a qual mostra um aumento suave da carga com o aumento do deslocamento. A curva da simulação numérica apresenta dois trechos com declividades bem definidas. O primeiro trecho, com maior rigidez, estende-se até a carga de 3000 kN, enquanto o segundo trecho ocorre em cargas mais elevadas.

Figura 33 - Curva carga-deslocamento para a análise 1.

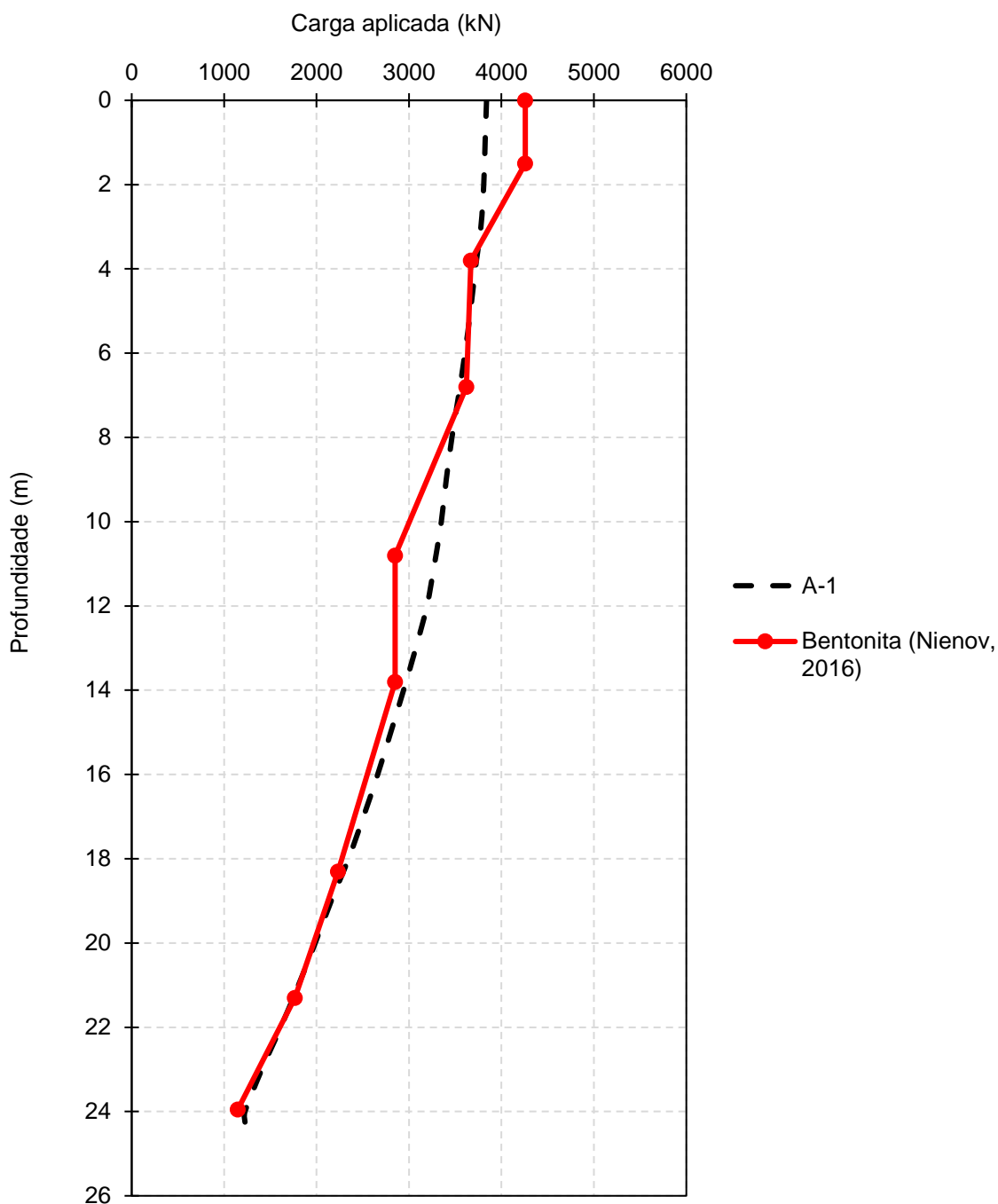


Fonte: Autor (2023).

Quando se comparam as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, observa-se que são quase coincidentes. A dispersão entre as curvas ocorre nas camadas de 0 m a 3,8 m e de 8 m a 14 m.

Em relação às parcelas de resistência, pode-se afirmar que o modelo numérico da primeira análise foi adequado para reproduzir o comportamento experimental. Isso é evidenciado pelas resistências de ponta e lateral do modelo numérico, que são iguais a 1225 kN e 2613 kN, respectivamente. Vale ressaltar que as resistências de ponta e lateral da estaca escavada com bentonita são iguais a 1148 kN e 3110 kN, respectivamente.

Figura 34 - Transferência de carga ao longo da profundidade: análise 1.



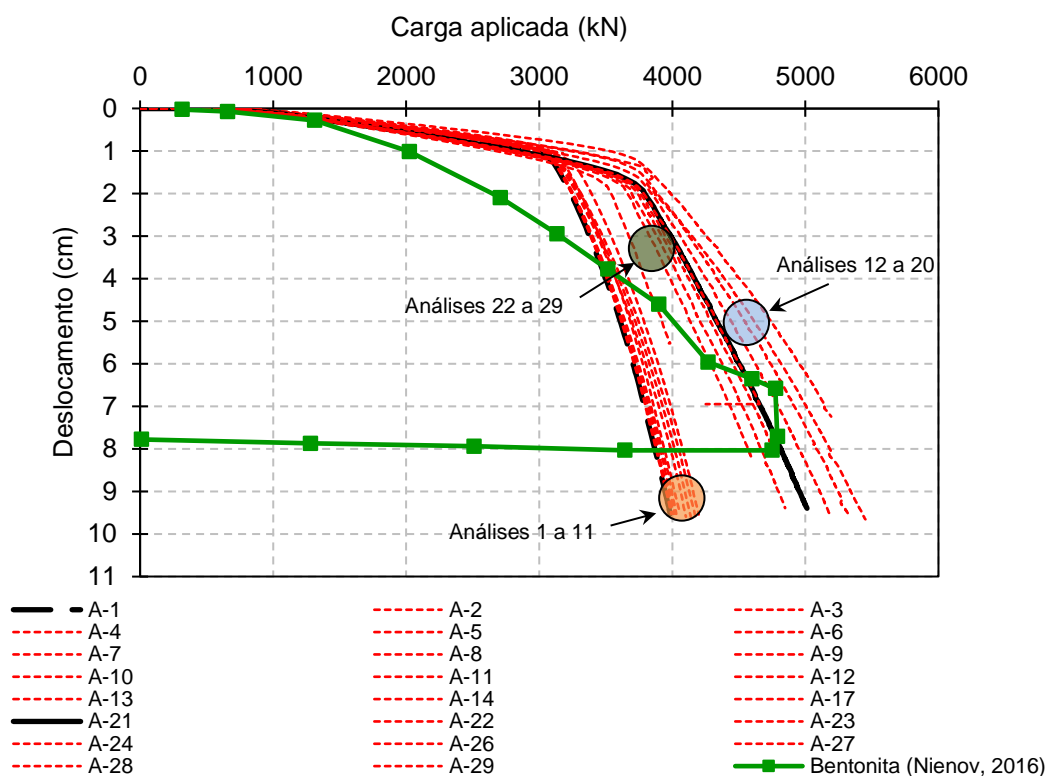
Fonte: Autor (2023).

Além dos parâmetros geotécnicos, outros fatores, como condições de contorno, discretização da malha dos elementos finitos, modelos constitutivos, entre outros, podem influenciar nos resultados das simulações numéricas. No entanto, com o objetivo de ajustar melhor as curvas da simulação numérica às curvas da prova de carga, foram realizadas 29 análises numéricas, variando somente as propriedades das camadas. Essas análises foram conduzidas de forma paramétrica, alterando apenas

alguns parâmetros do solo. As modificações realizadas em cada análise foram detalhadas no capítulo de metodologia. É importante salientar que as análises 15, 16, 18, 19, 20 e 25 foram abortadas pelo *Abaqus* nos primeiros centímetros de deslocamento da estaca e, portanto, seus resultados não foram suficientemente significativos para serem apresentados.

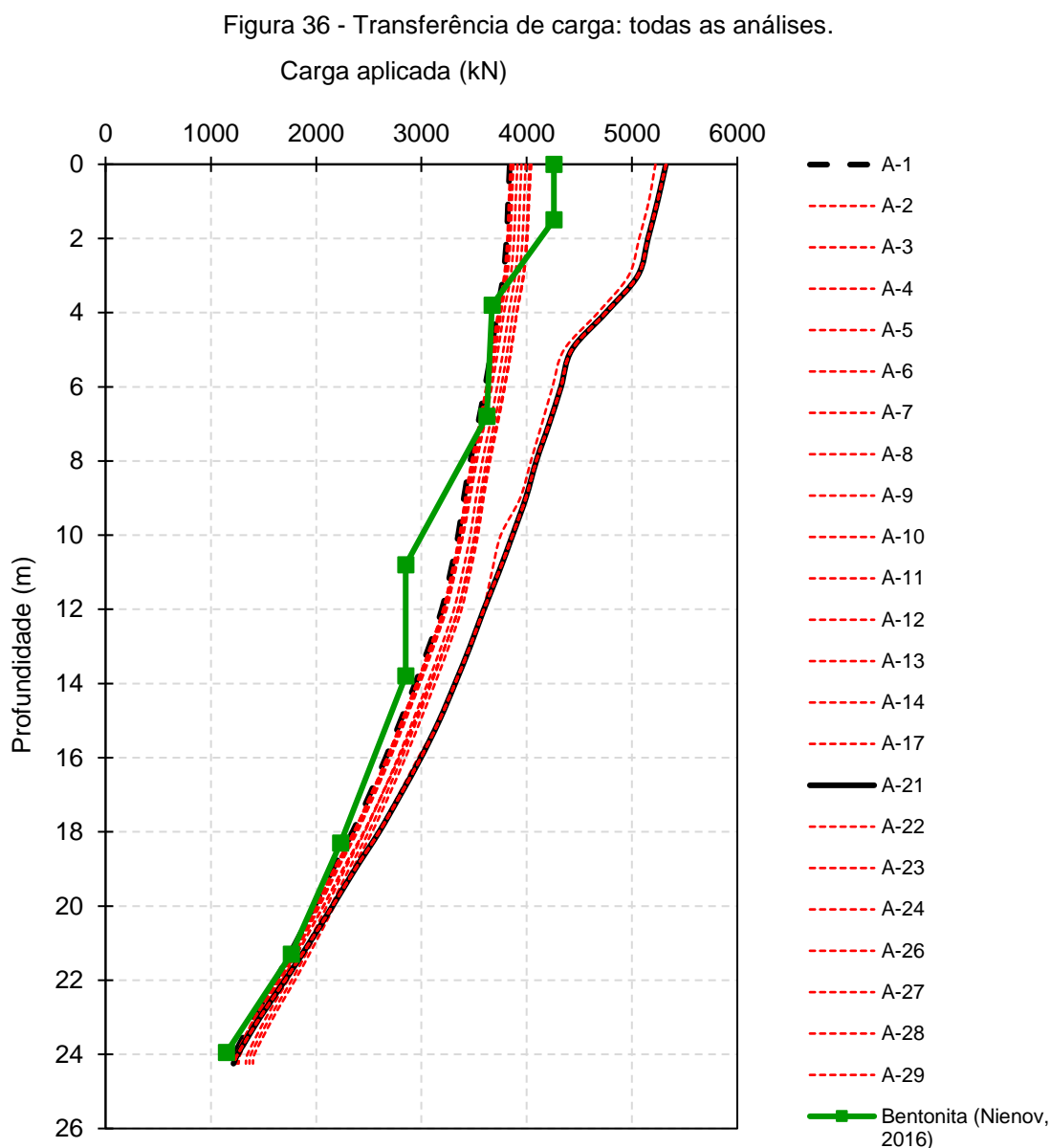
A Figura 35 mostra as curvas carga-deslocamento de todas as análises, incluindo a curva de prova de carga em estaca com bentonita. Fica evidente que as alterações feitas alteraram a magnitude da carga, mas não conseguiram suavizar as curvas. Esse comportamento pode ser atribuído às características do *cake* formado na zona de interface solo-estaca, que está fora do escopo do presente trabalho.

Figura 35 - Curvas carga-deslocamento obtidas nas análises.



A Figura 35 permite estabelecer três grupos de curvas. As curvas do primeiro grupo (análises 1 a 11) estão próximas da curva da análise 1. As curvas do segundo grupo (análises 22 a 29) estão abaixo da curva da análise 21. Por fim, as curvas do terceiro grupo (análise 12 a 20) ficam acima da curva da análise 21.

Em relação às curvas de transferência de carga, a Figura 36 compara as curvas das análises com a curva da prova de carga. As curvas das análises 1 a 7 são as que mais se aproximam da curva da prova de carga. Por outro lado, as curvas das análises 13 a 29 estão mais distantes em relação à curva da prova de carga.



Com base na posição das curvas carga-deslocamento e das curvas de transferência de carga ao longo de profundidade, pode-se concluir que as mudanças nos valores de coesão e módulo de elasticidade não afetaram significativamente o comportamento da curva. Observa-se que variações significativas no comportamento

das curvas ocorreram com altos valores de coeficiente de atrito, independentemente do valor do módulo de elasticidade.

As análises 1 e 21 foram selecionadas para estudar a variação do coeficiente β , do coeficiente de empuxo lateral K , e coeficiente de atrito μ durante o deslocamento da estaca. Esses coeficientes foram analisados somente na interface solo-estaca, região de maior interesse no estudo. A análise 1 foi escolhida por ser a referência, enquanto a análise 21 foi selecionada por ter uma curva que se aproxima do trecho final da curva da prova de carga.

5.2.2 Análise da Interface Solo-Estaca

5.2.2.1 Coeficiente β

A Figura 37 ilustra a variação do coeficiente $\beta (= q_l/\sigma'_v)$ ao longo do fuste da estaca, nas análises 1 e 21, para diferentes estágios de deslocamento da estaca. Os resultados da prova de carga também estão incluídos no gráfico para fins de comparação.

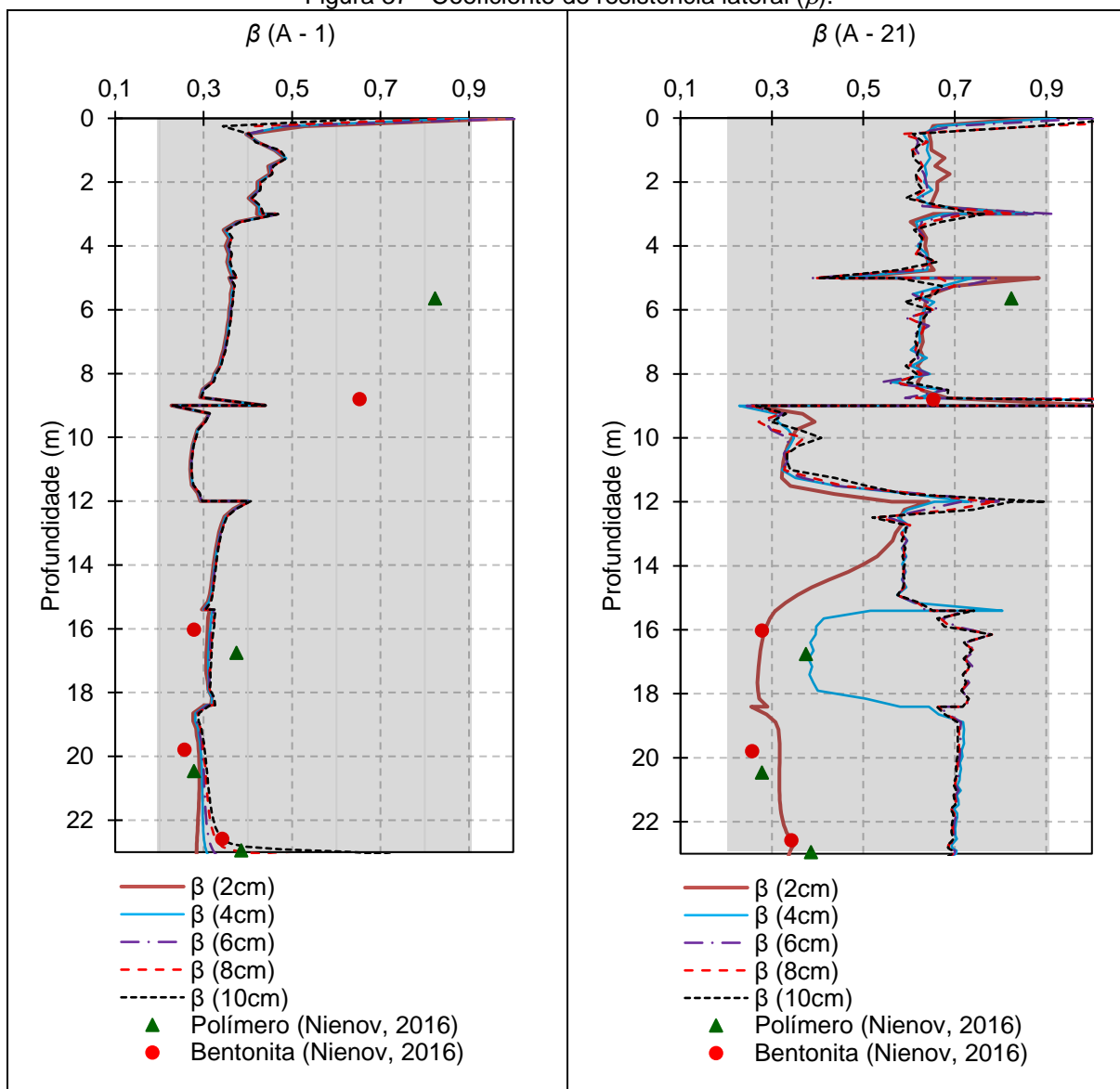
Na análise 1, pode-se observar que a magnitude do deslocamento da estaca não influencia o valor do coeficiente β , já que as curvas se sobrepõem ao longo da profundidade. Na análise 21, os valores do coeficiente β tendem a se estabilizar para maiores deslocamentos da estaca. Desconsiderando os valores de pico, a faixa de variação do coeficiente β é de aproximadamente 0,2 a 0,5 na análise 1 e de aproximadamente 0,25 a 0,8 na análise 21.

Ao comparar os resultados da simulação numérica com os apresentados na literatura, conclui-se que os valores de ambas as análises estão dentro do intervalo de 0,3 a 0,9 estabelecido por Fellenius (2023) para estacas escavadas em solo arenoso. Também é observado que os valores da análise 1 estão dentro da faixa de 0,2 a 0,6 proposta por Geo 1 (2006) para estacas escavadas em solo arenoso.

Em profundidades maiores que 16 m, os valores do coeficiente β do modelo numérico da análise 1 apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores das

provas de carga apresentados por Nienov (2016).

Figura 37 - Coeficiente de resistência lateral (β).



Fonte: Autor (2023).

5.2.2.2 Coeficientes de Empuxo Lateral - K e K_0

O estado de tensões no solo ao redor do fuste da estaca sofre alterações durante a sua instalação e carregamento. O coeficiente de empuxo lateral em repouso (K_0) pode reduzir até atingir o coeficiente de empuxo lateral ativo (K_a) em situações de alívio das tensões horizontais, ou aumentar até atingir o coeficiente de empuxo

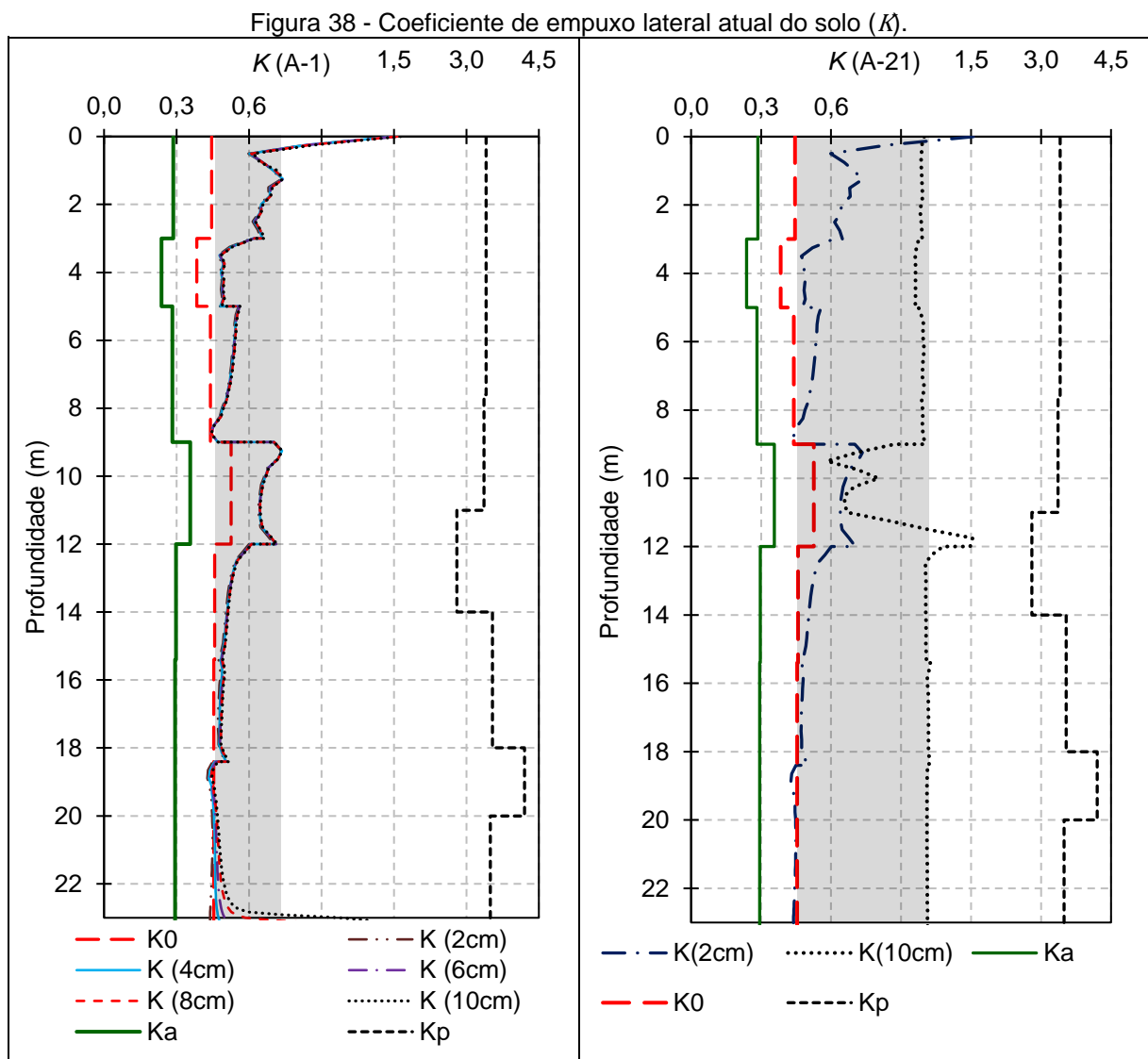
lateral passivo (K_p) quando as tensões horizontais aumentam.

Para analisar a variação das tensões horizontais na interface solo-estaca, foram plotados na

Figura 38 os valores do coeficiente de empuxo atual (K) em diferentes estágios de carregamento, para as análises 1 e 21. Esses valores foram comparados com os valores de K_0 , K_a e K_p , sendo que K_a e K_p são calculados com base nas Equações (40) e (41), respectivamente.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_p}{2}\right) \quad (40)$$

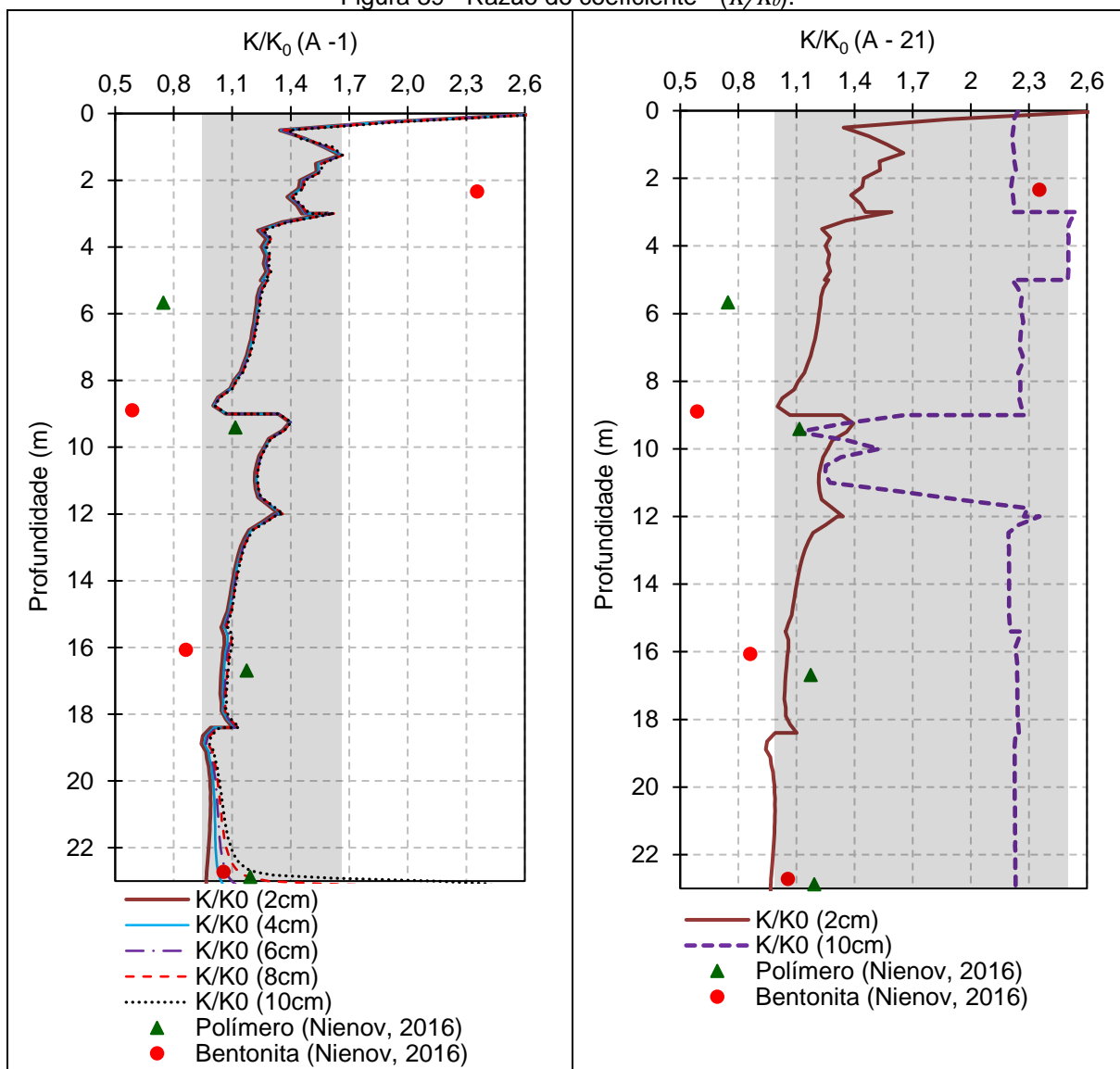
$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_p}{2}\right) \quad (41)$$



Fonte: Autor (2023).

As curvas de ambas as análises mostram valores de K maiores que K_0 nas profundidades menores que 18 m. Na análise 1, os deslocamentos da estaca não influenciam o valor de K (0,44 a 0,74), por outro lado, observa-se que na análise 21 o valor de K aumenta à medida que a estaca é deslocada. Esses resultados indicam que o aumento de K (0,45 a 1,1) com o deslocamento da estaca é mais significativo em situações onde ocorre o aumento simultâneo do coeficiente de atrito e do módulo de elasticidade. Para uma análise mais detalhada da variação do coeficiente K , a Figura 39 apresenta a razão entre o coeficiente de empuxo atual (K) e o coeficiente de empuxo em repouso (K_0).

Figura 39 - Razão do coeficiente - (K/K_0).



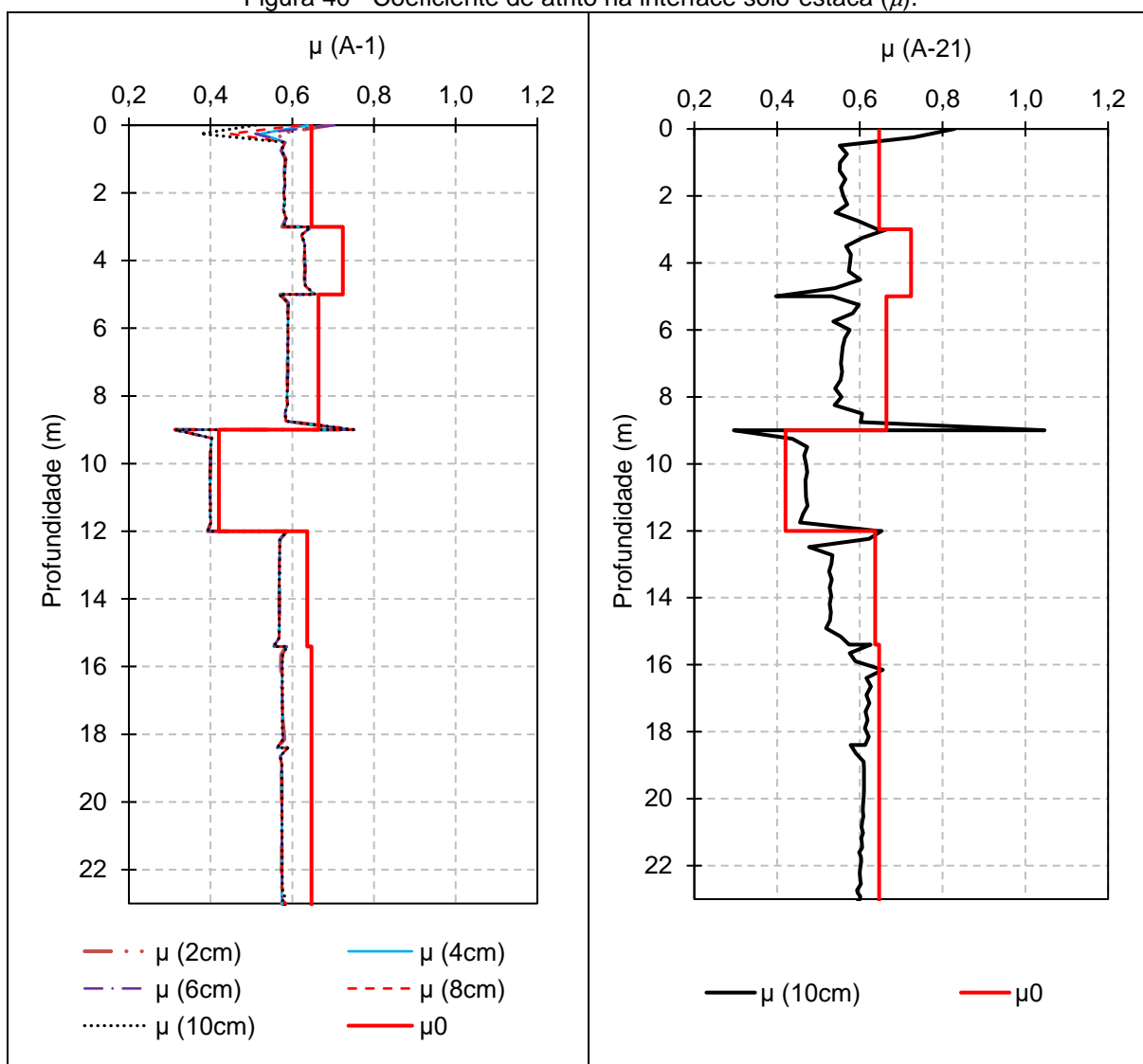
Fonte: Autor (2023).

Na análise 1, a razão entre o coeficiente de empuxo atual (K) e o coeficiente de empuxo em repouso (K_0) decresce com a profundidade, variando entre 0,95 a 1,66. A faixa de variação da razão K/K_0 na análise 21 vai de 0,94 a 2,5, sendo que cresce com o aumento do deslocamento da estaca. Valores da razão K/K_0 obtidos na simulação numérica apresentam a mesma ordem grandeza dos resultados obtidos nas provas de carga apresentados por Nienov (2016). No entanto, esses valores são ligeiramente superiores a faixa de 0,7 a 1 definidas por Tomlinson e Woodward (2008) para estacas escavadas em areias. A diferença pode ser atribuída ao processo construtivo com uso ou não de fluidos estabilizantes.

5.2.2.3 Coeficiente de Atrito - μ

O coeficiente de atrito na interface estaca-solo depende da rugosidade da estaca e do ângulo de atrito interno do solo. Com o objetivo de avaliar a sua evolução durante o carregamento da estaca, o coeficiente de atrito inicial ($\mu_0 = \tan \phi$) introduzido no estado inicial foi comparado com valores atuais do coeficiente de atrito ($\mu = \text{atan}\left(\frac{q_l}{\sigma_{h'}}) para diferentes estágios de carregamento.$

Ambas as análises mostram claramente a redução do coeficiente de atrito em relação ao valor inicial em todas as camadas. No entanto, a análise 1 revela que o nível do deslocamento da estaca não influencia na variação do coeficiente de atrito, sendo que o mesmo é reduzido em função do aumento da tensão horizontal.

Figura 40 - Coeficiente de atrito na interface solo-estaca (μ).

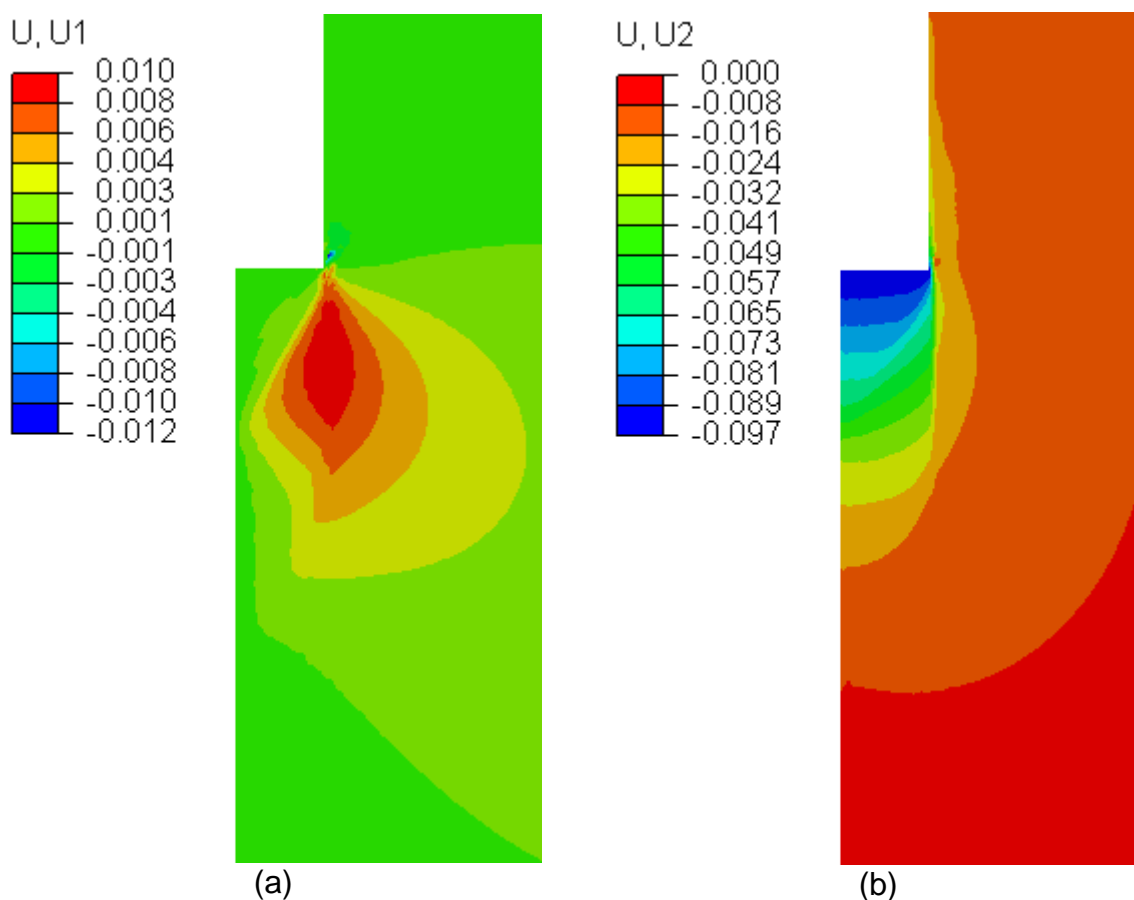
Fonte: Autor (2023).

5.3 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE ESFORÇOS NO SOLO

Para complementar as análises anteriores, foram utilizadas imagens extraídas do *Abaqus* para destacar a magnitude e distribuição das seguintes variáveis: deslocamento (U1 e U2), deformação (LE11, LE22 e LE33), tensão (S11, S22 e Tresca) e poropressão (POR) em todo o domínio do modelo. Para facilitar a interpretação das imagens, a estaca foi ocultada para permitir a visualização somente dos efeitos no solo. Os resultados apresentados a seguir foram extraídos da análise 1 (referência). É importante ressaltar que uma análise detalhada da variação dessas variáveis não está dentro do escopo deste trabalho.

Na Figura 41, é possível observar a magnitude e a distribuição dos deslocamentos horizontais (U1) e verticais (U2) no solo quando a estaca é deslocada aproximadamente 10 cm. Vale destacar que elementos de solo localizados 2,3 m abaixo da base da estaca sofrem deslocamento vertical em torno de 10% do valor aplicado na estaca. As maiores concentrações de deslocamento horizontal ocorrem na linha do fuste, abaixo da base da estaca.

Figura 41 - Deslocamento (a) horizontal e (b) vertical no solo (m).

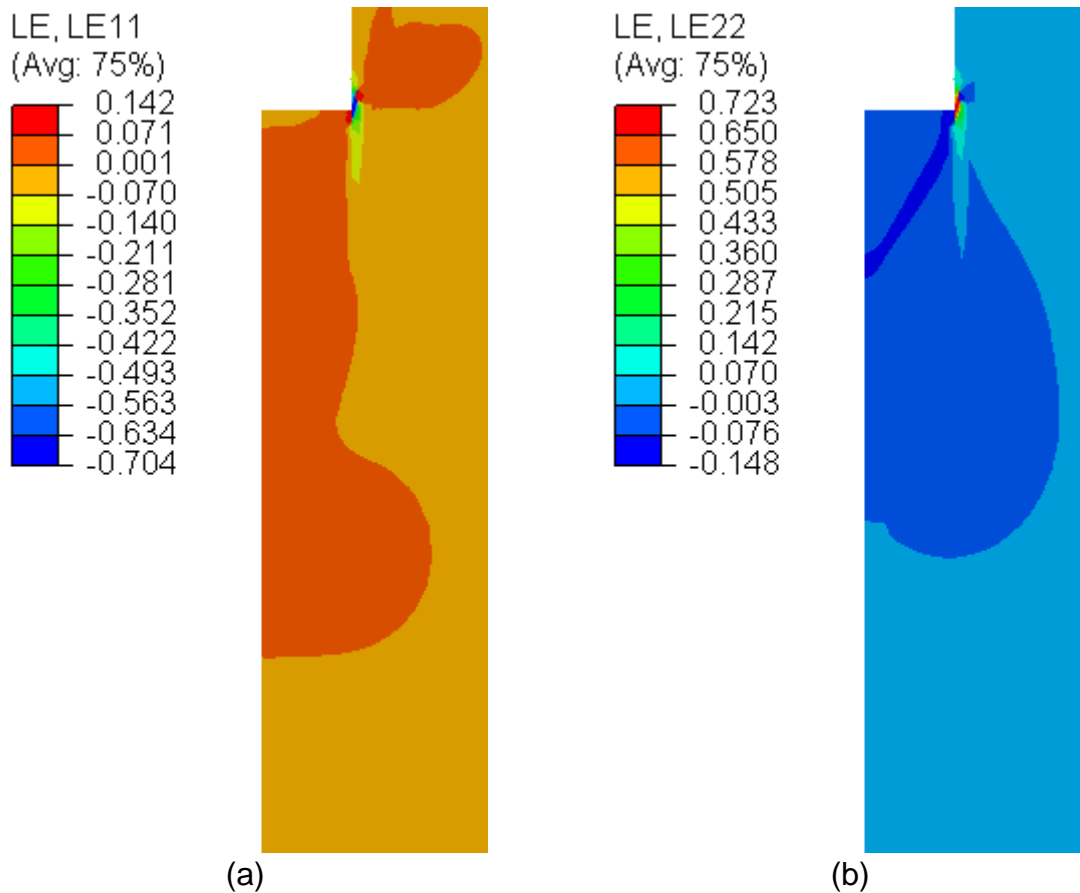


Fonte: Autor (2023).

A Figura 42 ilustra a distribuição das deformações vertical (LE22) e horizontal (LE11) mobilizadas no solo quando a estaca é deslocada em 10 cm. Nas regiões comprimidas, as deformações são representadas por valores negativos, sendo que a máxima deformação vertical fica em torno de 15%. As figuras de deformação LE11 e LE22 mostram uma zona de plastificação estreita que se inicia próximo à borda da base da estaca. Já a Figura 43 ilustra a distribuição da deformação radial, indicando a formação de uma superfície de deslocamento que se estende do eixo à borda da

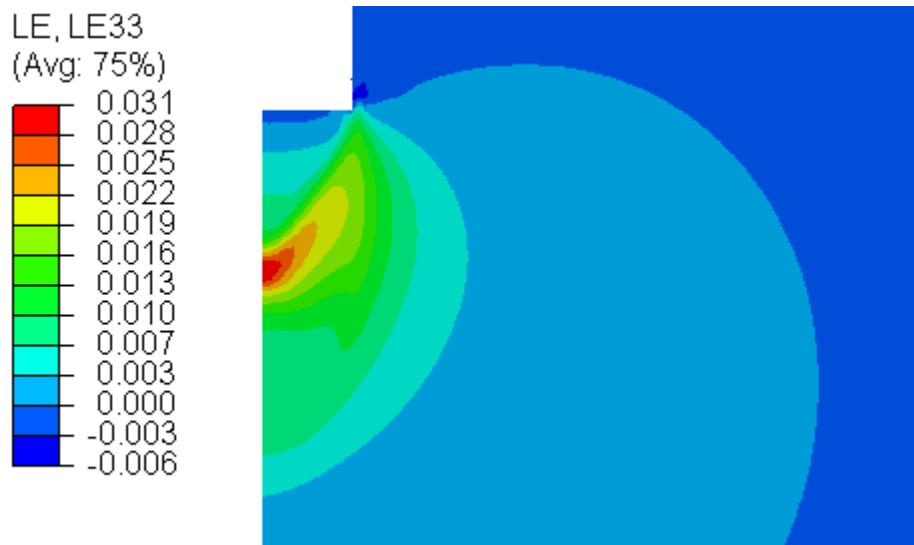
base da estaca.

Figura 42 - Deformação (a) horizontal e (b) vertical no solo.



Fonte: Autor (2023).

Figura 43 - Deformação no plano perpendicular (radial).

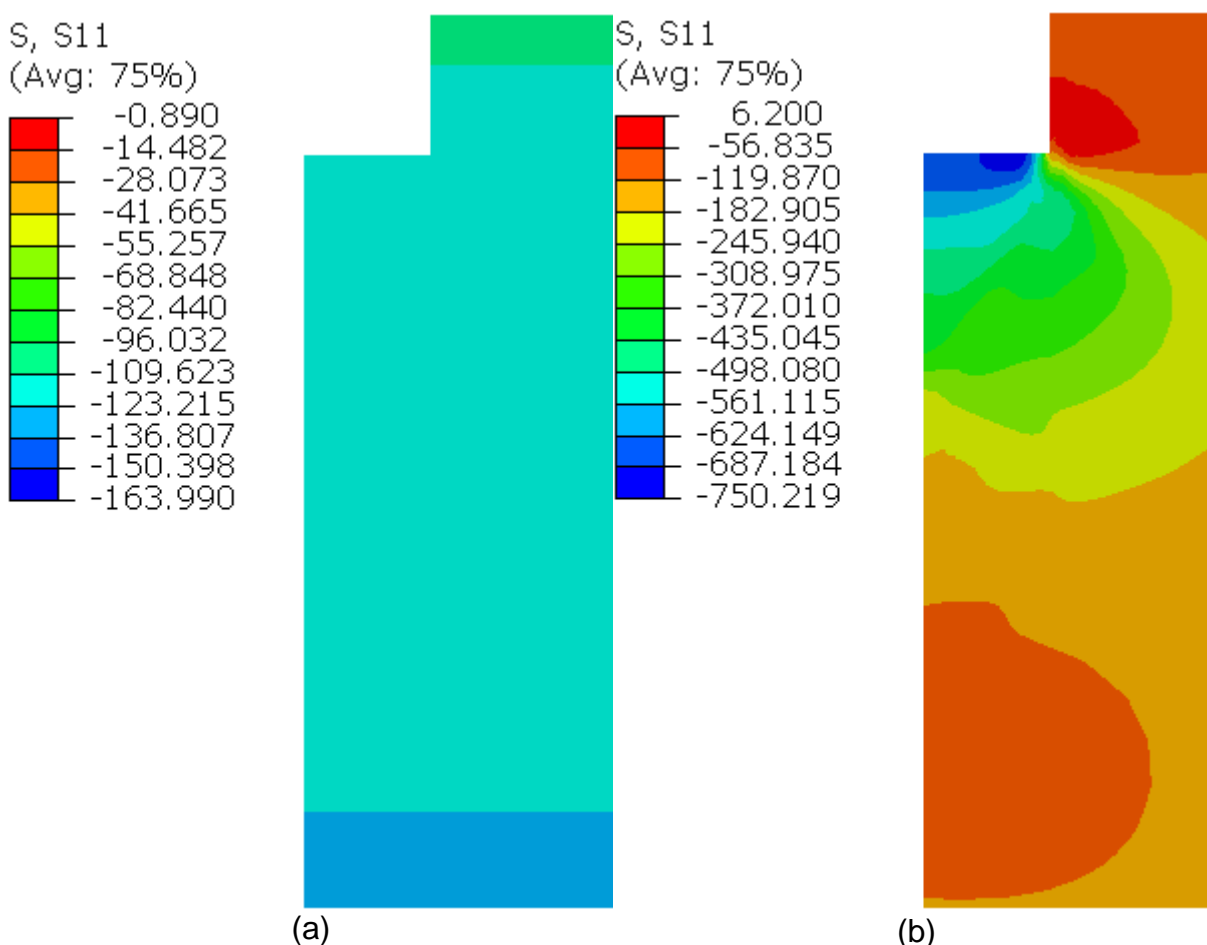


Fonte: Autor (2023).

A Figura 44 (a) ilustra a distribuição das tensões horizontais (S11) na etapa geostática, ou seja, antes da influência da instalação da estaca. Sob outra perspectiva, a Figura 44 (b) ilustra as tensões totais no solo quando a estaca é deslocada em 10 cm, possibilitando a identificação das regiões mais afetadas pelo carregamento e a extensão desse efeito. Conforme esperado, os maiores incrementos de tensões ocorrem nas regiões próximas à base da estaca. Vale ressaltar que os valores negativos correspondem às tensões de compressão.

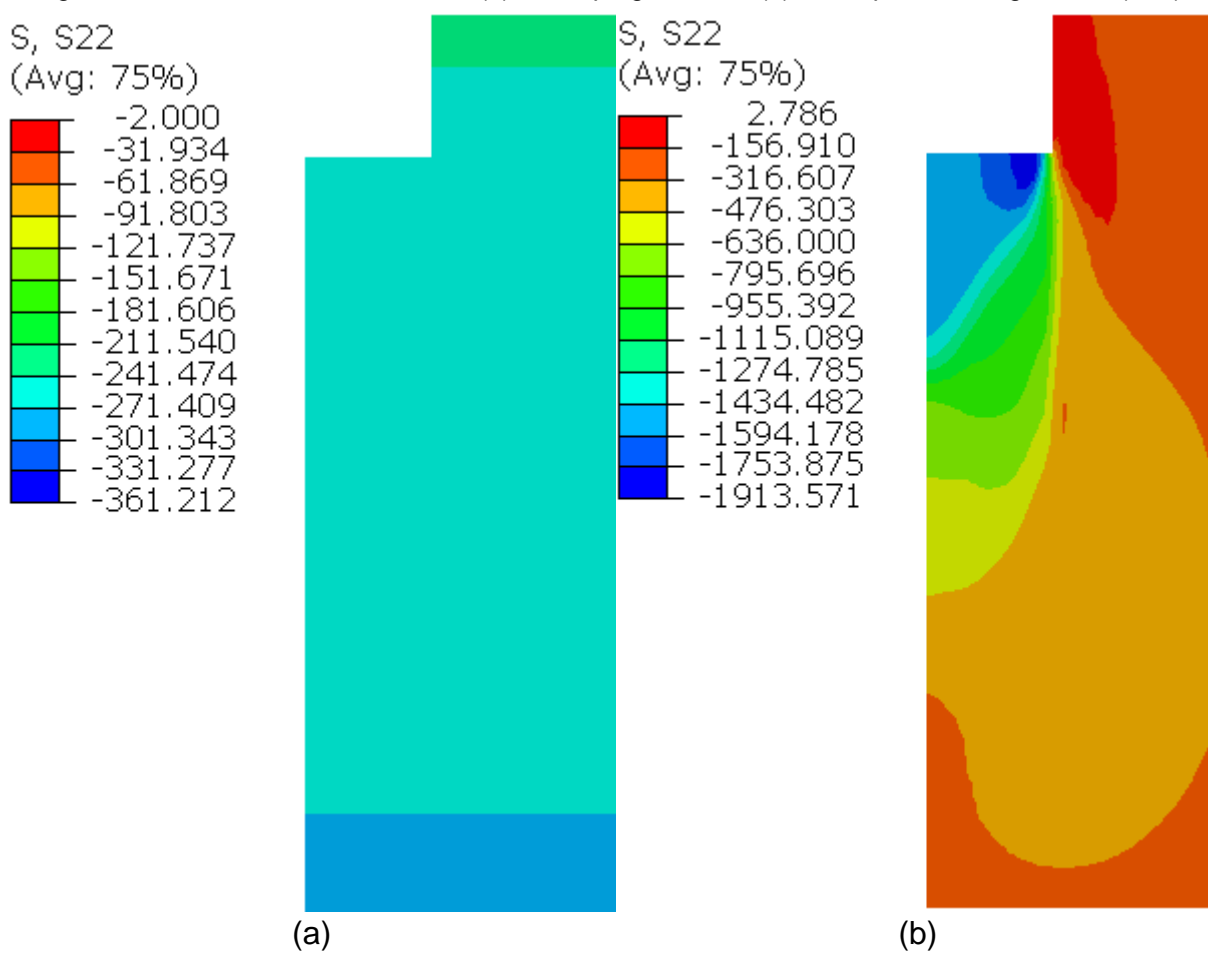
De maneira similar, as Figura 45 (a) e (b) ilustram a distribuição e magnitude das tensões verticais (S22) na etapa geostática e de carregamento, respectivamente. O comportamento é bastante semelhante, com os maiores valores de tensão próximos a base do elemento.

Figura 44 - Tensões horizontais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).



Fonte: Autor (2023).

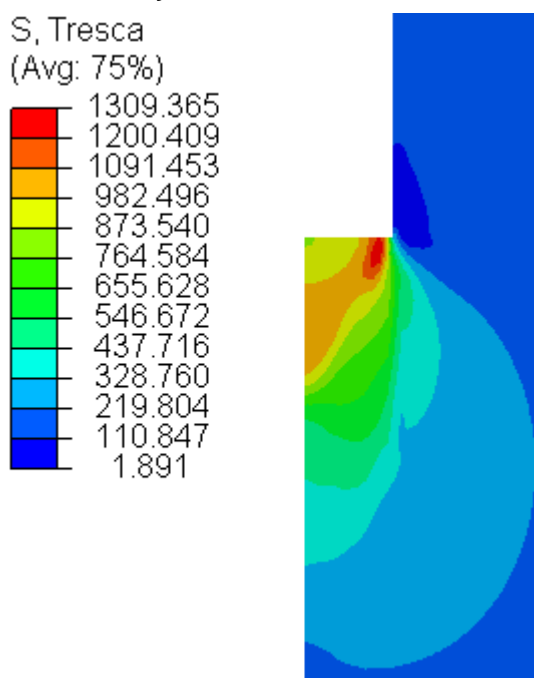
Figura 45 - Tensões verticais no solo (a) na etapa geostática (b) na etapa de carregamento (kPa).



Fonte: Autor (2023).

A Figura 46 mostra a distribuição da tensão de Tresca relacionada à resistência de tensão cisalhante mobilizada no solo quando a estaca é deslocada em 10 cm. A superfície de deslizamento pode ser identificada pela faixa vermelha que apresenta maiores tensões cisalhantes.

Figura 46 - Distribuição da Tensão de Tresca no solo (kPa).



Fonte: Autor (2023).

Com o objetivo de avaliar o excesso de poropressão gerado no solo, foram extraídas 6 imagens em diferentes momentos durante a etapa de instalação da estaca (72h), conforme ilustrado na Figura 47, e outras 6 imagens durante a etapa de carregamento (18h 20 min), conforme mostrado na Figura 48. A Tabela 30 ilustra os intervalos de tempo utilizados para extração das figuras do *Abaqus*.

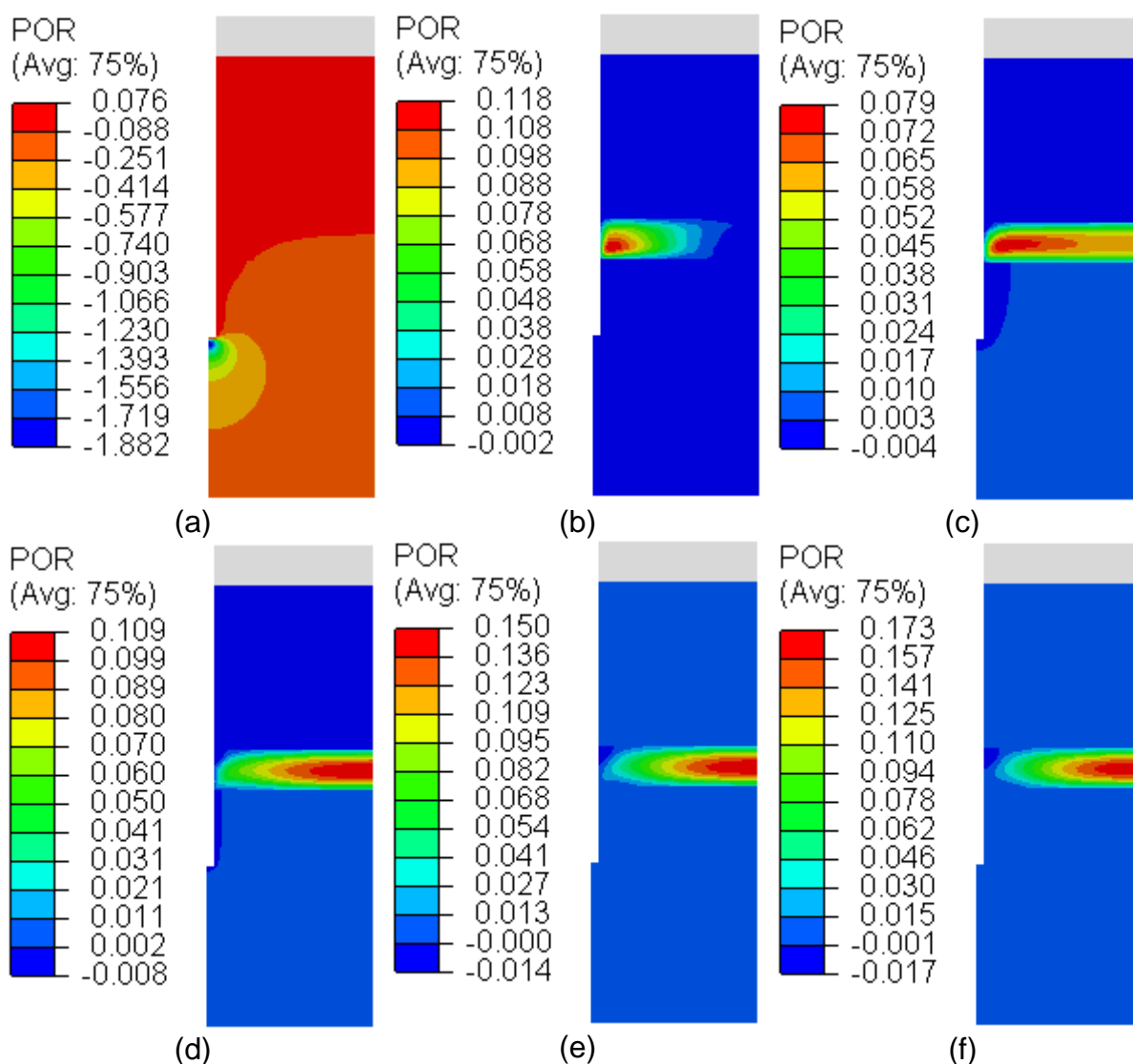
Tabela 30 – Intervalos de tempo utilizados para extração das figuras.

Etapa	Tempos das Figuras					
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Instalação	0h	10h 43min	29h 25min	46h 15min	62h 16min	72h
Carregamento	0h	3h 21min	7h 17min	10h 17min	14h 40min	18h 20 min

Fonte: Autor (2023).

Na etapa de instalação, pode-se observar que o excesso de poropressão não ultrapassa 2 kPa. Ao final dessa etapa, o excesso de poropressão é observado somente na camada argilosa, com valores inferiores a 0,2 kPa.

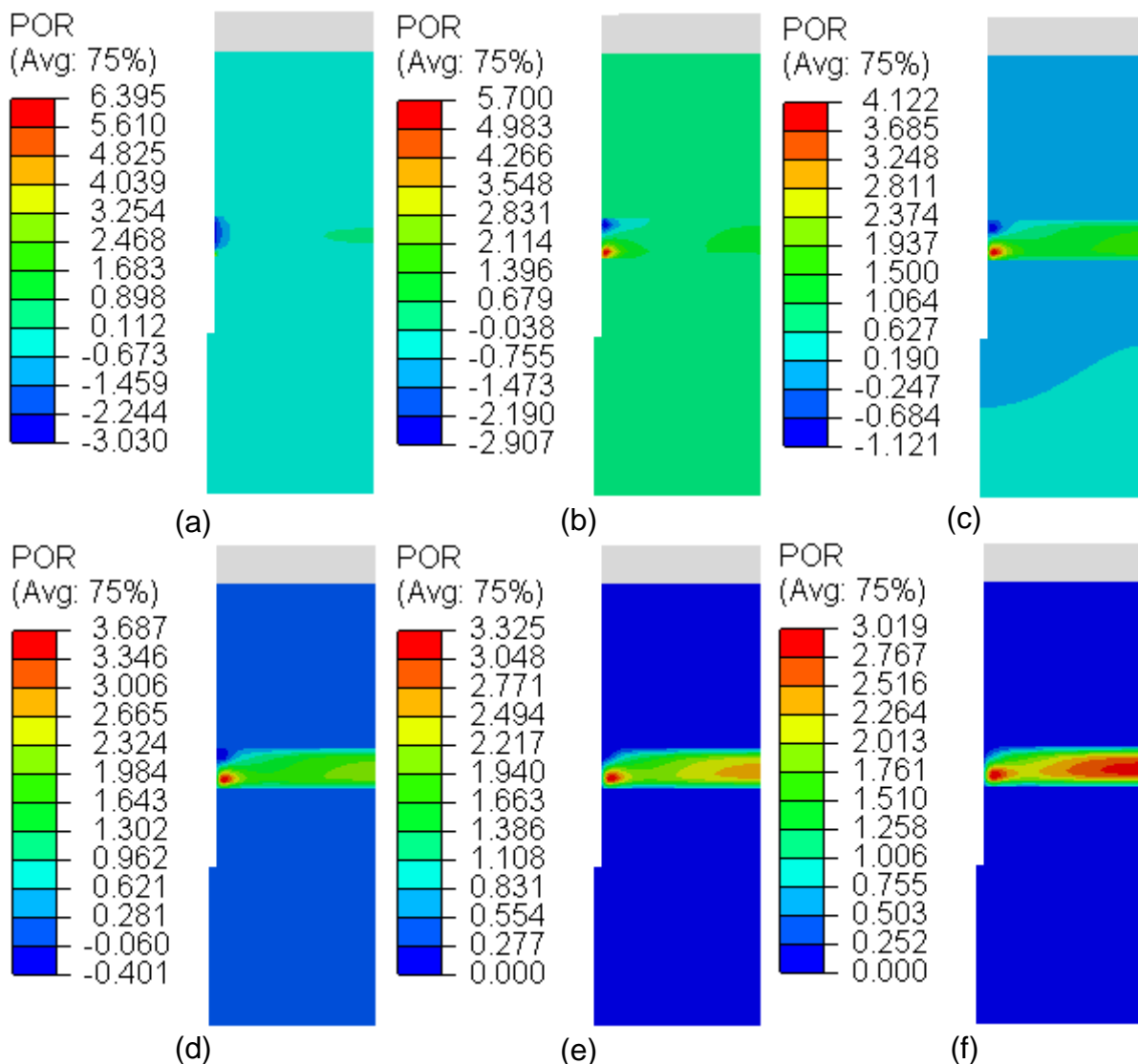
Figura 47 - Excesso de poropressão em diferentes tempos da etapa de instalação da estaca (kPa).



Fonte: Autor (2023).

Na etapa de carregamento, é possível observar a concentração do excesso de poropressão na camada argilosa, entre 15,4 m e 18,4 m, com o máximo valor de 6,39 kPa. Isso ocorre devido à baixa permeabilidade das argilas, o que reduz a velocidade de dissipação do excesso de poropressão. Conforme o deslocamento da estaca avança, é observado a redução do excesso na camada argilosa.

Figura 48 - Excesso de poropressão em diferentes tempos da etapa de carregamento (kPa).



Fonte: Autor (2023).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso objetivou a análise de capacidade de carga de estacas escavadas em solo arenoso submetidas à compressão. Para tal, foram utilizados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Teixeira (1996), Bustamante e Frank (1999) e Eurocódigo 7 (2010), bem como o *software Abaqus* de elementos finitos. Os resultados foram confrontados com as curvas carga-deslocamento e transferência de carga obtidas nos ensaios de prova de carga estática realizados no CEA.

Os resultados demonstraram que as metodologias semiempíricas brasileiras que utilizam dados de SPT fornecem valores mais conservadores do que as metodologias europeias baseadas no CPT. No entanto, o método Aoki-Velloso foi o que obteve valores mais próximos aos da estaca executada com bentonita quando utilizados os dados advindos de ensaios CPT. Isso se deve ao fato de que originalmente os autores propuseram este método considerando a utilização destes dados ao invés dos resultados de SPT. Os métodos brasileiros levam em conta a utilização apenas de bentonita e, por isso, se aproximaram mais da curva da ET5. Por outro lado, as metodologias europeias se aproximaram mais da curva da ET4, executada com polímero.

Além disso, o critério para determinação de carga de ruptura correspondente ao deslocamento de 10% do diâmetro da estaca forneceu valores consideravelmente mais elevados, se comparado com os critérios da NBR 6122 (2019) e Van der Veen (1953). Sendo assim, é possível afirmar que o primeiro critério, utilizado no ensaio em campo, superestima os valores de resistência da estaca, considerando deslocamentos significativos que podem provocar o colapso estrutural ou perda operacional do elemento de fundação.

Os resultados extraídos do *software Abaqus* comprovam que a modelagem foi adequada para reproduzir o comportamento real do sistema estaca-solo, em especial da estaca com executada com bentonita. Embora as curvas carga-deslocamento e transferência de carga da análise de referência possuam comportamentos diferentes das curvas obtidas diretamente da prova de carga, as parcelas de resistência lateral e de ponta possuem a mesma ordem de grandeza dos valores reais. É importante

ressaltar que a utilização de altos valores de coeficiente de atrito (μ) foi responsável pela mudança de comportamento das curvas ao longo das análises, sendo que a alteração de outros parâmetros do solo não foi muito significativa para a calibração do modelo.

Ademais, as figuras extraídas do *Abaqus* demonstram que os deslocamentos, deformações e tensões no solo tendem a se concentrar na região da base e fuste da estaca, comportamento esperado em componentes de fundação profunda. Ao longo das etapas de instalação e carregamento, é possível constatar que o excesso de poropressão demora mais para ser dissipado na região de camada argilosa do solo, em função da baixa permeabilidade das argilas.

Por fim, conclui-se que as metodologias semiempíricas brasileiras e europeias são eficientes para prever a capacidade de carga de fundações profundas. No entanto, devem ser cuidadosamente analisados os dados dos ensaios SPT e CPT para emprego destes métodos, uma vez que podem existir diversas incertezas quanto aos parâmetros do subsolo. A análise numérica de fundações profundas também se mostra como uma importante ferramenta para análise de capacidade de carga de estacas, todavia, é importante que os parâmetros de entrada inseridos no *software* sejam adequados para reproduzir o comportamento real do sistema estaca-solo.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a complementar os resultados obtidos nesta pesquisa, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Execução de modelagem 3D no *software Abaqus* para analisar a capacidade de carga das estacas de forma mais abrangente;
- Análise da influência de bentonita e fluido estabilizante na resistência lateral da estaca através de modelagem em elementos finitos;
- Análise de capacidade de carga de estacas hélice contínua também empregadas no Campo Experimental de Araquari e posterior comparação com os resultados obtidos para as estacas escavadas;

- Alteração das faixas de variação dos parâmetros do solo no *software Abaqus* visando a calibração total das curvas carga-deslocamento e transferência de carga para as estacas ET4 e ET5.

7 REFERÊNCIAS

ABAQUS. **Abaqus User's Manual**. Abaqus vs. 6.11. Dassault Systèmes, Simulia Corp. Rhode Island, 2011.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo, 2003.

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 6122: Projeto e Execução de Fundações**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2019.

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

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

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT**. Paris, 1982.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos A. *et al.* **Fundações: Ensaios Estáticos e Dinâmicos**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DÉCOURT, Luciano *et al.* **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, 1978.

FELLENIUS, Bengt. H. **Basic of Foundation Desing**. Eletronic Edition. Sidney, 2023.

FILHO, Avelino Alves. **Elementos finitos: A base da Tecnologia CAE**. São Paulo: Editora Érica, 2000.

GEO (2006). **Pile design and construction**. GEO Publication 1/2006, Geotechnical Engineering Office, Civil Department, Hong Kong Government.

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

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.

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.

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.

NIENOV, Fabiano Alexandre. **Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso Sob Carregamento Vertical**. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

NORMA PORTUGUESA. **Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico Parte 1: Regras Gerais**. Caparica, 2010.

POULOS, Harry George; DAVIS, Edward Hughesdon. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley, 1980.

SALGADO, Rodrigo. **The Engineering of Foundations**. McGraw-Hill, 2008.

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.

SOARES, José Mario Doleys. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito**

de Argila Mole da Grande Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

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

TEIXEIRA, Christiano Faria. **Análise Numérica de Ensaios em Solo Reforçado com Geogrelha.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

TOMLINSON, Michael; WOODWARD, John. **Pile design and construction practice.** 5ª ed. Londres: Taylor & Francis, 2008.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações Volume 2: Fundações Profundas.** Nova Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.