

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

Ramon Simon Nervo

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS:
ESTUDO DE CASO NA BAIXADA SANTISTA**

Florianópolis

2023

Ramon Simon Nervo

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS:
ESTUDO DE CASO NA BAIXADA SANTISTA**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof.^a Gracieli Dienstmann, Dra.
Coorientador: Eng. Bruno Teles Cordeiro

Florianópolis

2023

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

Nervo, Ramon Simon

Análise da capacidade de carga axial de estacas pré-moldadas:
estudo de caso na Baixada Santista / Ramon Simon Nervo ;
orientadora, Gracieli Dienstmann, coorientador, Bruno Teles
Cordeiro, 2023.

105 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. Capacidade de carga. 3. Métodos semi-empíricos. 4. Método dos elementos finitos. 5. Estaca pré-moldada. I. Dienstmann, Gracieli. II. Cordeiro, Bruno Teles. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Ramon Simon Nervo

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS:
ESTUDO DE CASO NA BAIXADA SANTISTA**

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

Florianópolis, 26 de junho de 2023.

Prof.^a Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenação do Curso

Banca examinadora

Prof.^a Gracieli Dienstmann, Dra.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Bruno Teles Cordeiro
Coorientador
Engenheiro Civil

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Gisele Marilha Pereira Reginatto, Msc.
Avaliadora
Nova Engevix Engenharia

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe, meu pai e meu irmão, que sempre me respaldaram em meus estudos e não pouparam esforços para me proporcionar uma educação sólida, além de transmitirem seus princípios e valores.

Expresso minha gratidão à UFSC, que propiciou meu crescimento acadêmico, profissional e pessoal. De maneira especial, agradeço à professora Gracieli Dienstmann, minha orientadora, pela sua disponibilidade, paciência e suporte nessa etapa. Também sou grato ao colega e coorientador Bruno Teles Cordeiro, pela parceria, conhecimentos compartilhados e prontidão para auxiliar. A dedicação e orientação de vocês foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Quero agradecer às valiosas amizades que conquistei ao longo da graduação, pelos momentos de alegria, companheirismo e apoio mútuo. Compartilhamos momentos de estudo, debates enriquecedores e apoio constante, elementos cruciais para o crescimento individual e coletivo.

Expresso minha gratidão à minha namorada, cujo apoio constante, encorajamento e presença tornaram meus dias mais leves e felizes.

Agradeço à Nova Engevix Engenharia, pela oportunidade de estágio e pelo fornecimento dos dados que embasaram este trabalho. Gostaria de agradecer especialmente aos engenheiros João Raphael Leal, Lucas Rodrigues Heckarth e Gisele Marilha Pereira Reginatto, pela paciência, disponibilidade, apoio e assistência durante a elaboração deste trabalho, bem como pelo exemplo notável que oferecem como profissionais.

RESUMO

O acúmulo de experiências e o desenvolvimento teórico no estudo do comportamento de fundações possibilitaram a criação de diversas técnicas para estimar a resistência oferecida pelos elementos de fundação. Contudo, é importante destacar que existem diferenças entre os resultados obtidos por esses métodos e o comportamento real do sistema solo-estaca. O objetivo deste trabalho é avaliar a previsão da capacidade de carga e da carga admissível da fundação em estaca pré-moldada de concreto de um reservatório de água localizado na região da Baixada Santista. Para isso, foram utilizados métodos semi-empíricos, fórmulas dinâmicas e modelagem numérica, procedendo à comparação dos resultados com os obtidos no ensaio de prova de carga estática à compressão. Para a modelo numérico foi utilizado o método dos elementos finitos (MEF) com o objetivo de simular o comportamento da prova de carga estática e se obter uma curva de carga versus deslocamento, no qual se considerou duas hipóteses: a hipótese A teve parâmetros estimados por bibliografias técnicas e correlações com as informações das sondagens à percussão (SPT), enquanto que na hipótese B foi realizada uma análise paramétrica no modelo numérico, onde os valores dos parâmetros foram variados e os resultados observados, com o intuito de obter uma curva de carga versus deslocamento semelhante à obtida no ensaio de prova de carga estática. Devido ao perfil geotécnico típico com argilas de sedimentos Flúviolagunares e de Baías (SFL) encontradas na região, a fundação tem resistência majoritariamente em sua ponta, que é apoiada numa camada de maior resistência. Constatou-se que o método semi-empírico de Aoki-Velloso, a fórmula dinâmica dos Holandeses e a hipótese B pelo MEF foram os resultados mais próximos da carga admissível obtida pela prova de carga estática. Por meio do modelo numérico, foi possível obter a convergência do comportamento estaca-solo, permitindo a determinação da capacidade de carga. Somado a isso, o modelo possibilita a análise das deformações e tensões em diferentes cargas de trabalho para o mesmo tipo de fundação

Palavras-chave: Capacidade de carga; Métodos semi-empíricos; Método dos elementos finitos; Fórmulas dinâmicas; Carga admissível; Prova de carga estática; Estaca pré-moldada de concreto.

ABSTRACT

The accumulation of experiences and theoretical development in the study of foundation behavior has enabled the creation of various techniques to estimate the resistance provided by foundation elements. However, it is important to note that there are differences between the results obtained by these methods and the actual behavior of the soil-pile system. The objective of this study is to evaluate the prediction of load-bearing capacity and allowable load of the foundation of a water reservoir located in the Baixada Santista region. For this purpose, semi-empirical methods, dynamic formulas, and numerical modeling were employed, allowing for a comparison of the results with those obtained in the static compression load test. The numerical model employed the finite element method (FEM) to simulate the behavior of the static load test and obtain a load-displacement curve. Two hypotheses were considered: Hypothesis A, with parameters estimated from technical literature and correlations with Standard Penetration Test (SPT) data, and Hypothesis B, which involved a parametric analysis in the numerical model, where parameter values were varied and the results observed to obtain a load-displacement curve similar to that obtained from the static load test. Due to the typical geotechnical profile with SFL clay found in the region, the foundation's resistance is mainly concentrated at its tip, which is supported by a stronger layer. It was found that the semi-empirical method of Aoki-Velloso, the dynamic formula of the Dutch method, and Hypothesis B using FEM produced results closest to the allowable load obtained from the static load test. Through the numerical model, it was possible to achieve convergence of the pile-soil behavior, allowing for the determination of load-bearing capacity. Furthermore, the model enables the analysis of deformations and stresses under different working loads for the same type of foundation.

Keywords: Load-bearing capacity; Semi-empirical methods; Finite element method; Dynamic formulas; Allowable load; Static load test; Precast concrete pile.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mecanismo de ruptura para fundações superficiais e profundas	21
Figura 2 - Classificação de estacas por método executivo	21
Figura 3 - Seções típicas para estacas pré-moldadas de concreto	22
Figura 4 - Equipamento bate-estaca de queda livre	24
Figura 5 - Equipamento bate-estaca hidráulico	25
Figura 6 - Cargas típicas de estacas pré-moldadas de concreto	26
Figura 7 – Esquema do ensaio à percussão SPT	28
Figura 8 - Modelo de boletim de sondagem à percussão (SPT)	29
Figura 9 - Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga (Cintra e Aoki, 2010)	31
Figura 10 - Sistemas de reação de provas de carga	44
Figura 11 - Carga de ruptura convencional – NBR 6122 (ABNT, 2022)	49
Figura 12 - Locação das estacas do reservatório	54
Figura 13 - Locação das sondagens SPT na região do reservatório	55
Figura 14 - Perfil geotécnico da região de estudo (SP-01 e SP-02 Anterior)	56
Figura 15 - Execução da fundação do reservatório: (a) registro da nega; (b) cravação das estacas	58
Figura 16 - Estaqueamento em fase final	59
Figura 17 - Locação da estaca ensaiada	60
Figura 18 - Projeto do sistema de reação do ensaio	61
Figura 19 - Montagem do ensaio e equipamentos utilizados	62
Figura 20 - Macaco hidráulico e relógios comparadores instalados na estaca	62
Figura 21 – Curva carga x deslocamento do primeiro ensaio	63
Figura 22 - Rompimento geotécnico da estaca de reação	64
Figura 23 - Curva carga x deslocamento do segundo ensaio	65
Figura 24 - Fluxograma da metodologia	66
Figura 25 - Geometria adotada para o modelo estaca-solo	68
Figura 26 - Malha de elementos finitos do modelo estaca-solo	70
Figura 27 – Evolução da RL com a profundidade para SP-01	77
Figura 28 – Evolução de R_p com a profundidade para SP-01	78
Figura 29 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-01	79
Figura 30 – Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-01	80

Figura 31 – Evolução da RL com a profundidade para SP-02.....	81
Figura 32 - Evolução de R_p com a profundidade para SP-02	82
Figura 33 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-02	83
Figura 34 - Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-01.....	84
Figura 35 – Evolução da RL com a profundidade para SP-média	85
Figura 36 - Evolução da RP com a profundidade para SP-média	86
Figura 37 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-média.....	87
Figura 38 - Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-média	88
Figura 39 – Resultados de carga admissível para os diferentes perfis geotécnicos ...	89
Figura 40 – Comparativo entre os resultados obtidos pela nega	90
Figura 41 Função recalque vs $-\ln(1 - P/P_{máx})$	92
Figura 42 – Curvas carga vs recalque da prova de carga e extrapalação com a reta NBR 6122 (ABNT, 2022).....	93
Figura 43 - Modelo estaca-solo para previsão A: (a) distribuição das tensões verticais em kPa; (b) deslocamentos verticais em metros.....	95
Figura 44 - Modelo estaca-solo para previsão B: (a) distribuição das tensões verticais em kPa; (b) deslocamentos verticais em metros.....	96
Figura 45 - Curvas carga vs recalque pela prova de carga estática, modelagem numérica e pela extrapolação de Van der Veen.com critério NBR 6122.....	97
Figura 46 – Cargas admissíveis resultantes em comparação com a PCE.....	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de correção F1 e F2.....	33
Tabela 2 - Coeficiente k e razão de atrito α	34
Tabela 3 - Coeficiente característico do solo c.....	36
Tabela 4 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	37
Tabela 5 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	38
Tabela 6 - Valores do parâmetro α	38
Tabela 7 - Valores do parâmetro β	39
Tabela 8 - Valores do atrito lateral n_1	39
Tabela 9 - Valores de α e β	41
Tabela 10 - Condições em que são exigidas execução de provas de carga.....	45
Tabela 11 - Valores obtidos para a tensão vertical e coeficiente de empuxo horizontal.....	72
Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos adotados na Hipótese A.	73
Tabela 13 - Parâmetros geotécnicos adotados Hipótese B	74
Tabela 14 - Fatores de segurança adotados para cada método.....	76
Tabela 15 – Capacidade de carga e carga admissível resultantes dos métodos semi-empíricos.....	89
Tabela 16 - Capacidade de carga a partir da Nega.....	90
Tabela 17 – Capacidade de carga e carga admissível resultantes do MEF.....	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AT	Argila Transicional
AV	Aoki-Velloso
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
DQ	Décourt-Quaresma
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
N_{SPT}	Índice de Penetração
PCE	Prova de Carga Estática
SFL	Sedimentos Fluviolagunares e de Baías
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
TX	Teixeira
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
R_L	resistência lateral
R_p	resistência de ponta
R	capacidade de carga
A_p	área da seção transversal da ponta da estaca
r_p	resistência de ponta unitária
U	perímetro do fuste
Δ_L	seguimentos de estaca
q_c	resistência de ponta do cone
f_s	resistência local
F_1 e F_2	fatores de correção que consideram o efeito de escala
D	diâmetro da estaca
k	razão de atrito
N_p	índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca
α	coeficiente que depende do tipo de solo
N_L	valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste;
C	coeficiente característico do solo para estacas pré-moldadas de concreto.
α	Valor de correção para a parcela de ponta em função do tipo de estaca e solo
β	Valor de correção para a parcela de resistência lateral em função do tipo de estaca e solo
L	Comprimento da estaca
F_d	força dinâmica de reação do solo
η_1, η_2 e η_3	coeficientes de eficiência envolvidos no ensaio SPT
M_m	Massa do martelo
M_h	Massa da composição de hastes
$\Delta\rho$	Penetração média por golpe do amostrador ($\Delta\rho = 30,0 \text{ cm}/N_{SPT}$)
$F_{d,p}$	mobilização da resistência de ponta
a_p	Área de ponta do amostrador
f_l	atrito lateral unitário
a_l	Soma das áreas laterais internas e externas do amostrador

Q	Previsão da capacidade de carga de estacas
P_{adm}	carga admissível
FS_g	Fator de segurança global
P	Carga aplicada no topo da estaca
$P_{últ}$	Carga última ou de ruptura
ρ	Recalque correspondente à carga aplicada
P_r	Carga de ruptura convencional
E	Módulo de elasticidade do material
s	Nega
W	Peso do martelo
h	Altura de queda do martelo
P	Peso da estaca
ν	coeficiente de Poisson
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
c'	coesão efetiva
ψ	ângulo de dilatância
τ	resistência ao cisalhamento
σ	tensão normal ao plano de cisalhamento
σ_v	Tensão total
μ	Pressão neutra
γ_i	Peso específico do solo na camada
z_i	Espessura da camada
γ_w	Peso específico da água
z_w	Profundidade em relação ao nível de água
k_0	coeficiente de empuxo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS	19
1.1.1	Objetivo Geral	19
1.1.2	Objetivos Específicos	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	20
2.1.1	Estacas Pré-moldadas de Concreto	22
2.1.1.1	<i>Cravação de Estaca</i>	23
2.1.1.2	<i>Carga de Catálogo</i>	26
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	27
2.2.1	Sondagem à Percussão (SPT)	27
2.3	SOLOS DA BAIXADA SANTISTA.....	30
2.3.1	Formação das Argilas Quaternárias e Argilas SFL	30
2.4	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL	31
2.5	ATRITO NEGATIVO	32
2.6	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	33
2.6.1	Método de Aoki-Velloso (1975)	33
2.6.2	Método de Décourt-Quaresma (1978)	36
2.6.3	Método de Teixeira (1996)	38
2.6.4	Método UFRGS (Lobo, 2005)	39
2.7	CARGA ADMISSÍVEL.....	41
2.8	MÉTODOS DIRETOS	42
2.8.1	Prova de carga estática	43
2.8.1.1	<i>Resultados de provas de carga estáticas</i>	46
2.8.1.2	<i>Extrapolção pelo critério de Van der Venn (1953)</i>	47
2.8.1.3	<i>Carga de ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2022)</i>	48
2.9	FÓRMULAS DINÂMICAS	49
2.10	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	50
2.10.1	Modelos constitutivos	51
3	DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO	53
3.1	ESTRUTURA DE ESTUDO	53
3.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	54

3.3	EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO	57
3.4	PROVA DE CARGA.....	59
3.4.1	Procedimento executivo.....	60
3.4.1.1	<i>Execução do primeiro ensaio.....</i>	63
3.4.1.2	<i>Execução do segundo ensaio.....</i>	64
4	METODOLOGIA DE ANÁLISE	66
4.1	ELA BORAÇÃO DA CURVA DE CARGA VS RECALQUE POR MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS.....	67
4.1.1	Geometria	67
4.1.2	Malha de elementos finitos	69
4.1.3	Condições de contorno e carregamento	70
4.1.4	Tensões geostáticas (<i>in situ</i>).....	71
4.1.5	Interação entre solo e estaca.....	72
4.1.6	Parâmetros e materiais.....	72
5	RESULTADOS	76
5.1	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	76
5.1.1	Resistência para SP-01.....	76
5.1.2	Resistência para SP-02.....	80
5.1.3	Resistência para a média das sondagens	84
5.1.4	Comportamento entre os métodos.....	88
5.2	FÓRMULAS DINÂMICAS	89
5.3	PROVA DE CARGA ESTÁTICA	91
5.4	MODELO NUMÉRICO	94
5.5	ANÁLISE E COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS	97
6	CONCLUSÃO	100
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	REFERÊNCIAS	103

1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios no desenvolvimento da sociedade tornou fundamental o entendimento do comportamento dos solos e o avanço das técnicas de construção em âmbito da disciplina de fundações. O conhecimento adquirido para esse fim permitiu a evolução de métodos para a determinação da capacidade carga de um elemento de fundação, que, segundo Cintra e Aoki (2010), é o sistema formado pelo elemento estrutural (estaca, tubulão, sapata, etc.) e pelo elemento geotécnico (solo que envolve a estaca).

A dificuldade em aplicar métodos puramente teóricos no cálculo da capacidade de carga de elementos de fundação originou os métodos semi-empíricos, que foram desenvolvidos a partir de correlações com ensaios *in situ* (de campo). Dentre os ensaios, o *Standard Penetration Test* (SPT), o ensaio de cone (CPT) e as provas de carga dão base aos métodos, sendo o primeiro amplamente difundido no país que, de acordo com Odebrecht (2003), é razão de seu baixo custo e simples execução, porém com resultados variáveis a depender do instrumento, operador e técnica utilizada.

Dentre os métodos semi-empíricos brasileiros, destacam-se aqueles desenvolvidos por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Entretanto, existem diferenças entre os resultados dos métodos e o real comportamento do sistema solo e estaca, que podem ser justificadas pelas diferentes formas de coleta de dados em cada método e comportamento distintos entre solos no país.

Também, existe o emprego de métodos para além da fase de projeto. Dentre eles, os métodos dinâmicos permitem obter uma estimativa da capacidade de carga da estaca por meio da observação da sua resposta à energia de cravação ou, em que uma dada resposta à cravação é especificada para o controle da execução, com vistas a garantir uma determinada capacidade de carga (VELLOSO; LOPES, 2010). Já os métodos diretos buscam determinar a capacidade de carga pela aplicação de carregamento em uma estaca executada, na qual se obtém uma curva carga versus recalque, que possibilita aferir a capacidade do elemento executado com mais precisão.

Em relação à região da Baixada Santista, é conhecida por seus marcantes prédios desaprumados, que evidenciam os problemas relativos à execução de

fundações sobre camadas de solos moles, que sofreram recalque com o passar do tempo. Nessa região, a camada superficial de areia compacta indicou a construção de prédios altos com fundações diretas que, com a proximidade de novos edifícios, e com número de pavimentos cada vez maiores, entre outros fatores, levou a um acúmulo de tensões nas camadas de argila mole abaixo da camada superficial compacta. A ocorrência da sobreposição dos bulbos de pressão ocasionou o adensamento do material de baixa resistência em profundidade e provocou grandes recalques nas estruturas, o que deu origem à inclinação nos prédios.

A partir dos problemas apresentados nas estruturas, tornou-se necessário a adoção de fundações profundas para o apoio dos novos edifícios. O uso de estacas pré-moldadas de concreto é uma das soluções adotadas na região, devido à facilidade de cravação em solo mole, com nível d'água elevado, custos reduzidos e maior limpeza do canteiro de obras.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Calcular a capacidade de carga e carga admissível para uma estaca pré-moldada de concreto, por meio de métodos semi-empíricos, fórmulas dinâmicas, método dos elementos finitos e comparar com o resultado da prova de carga estática.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos necessários para alcançar o objetivo geral, são:

- a) Analisar a dispersão dos métodos semi-empíricos clássicos para a previsão da capacidade de carga e carga admissível de compressão axial de um conjunto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto, para sustentação da estrutura de um reservatório de água;
- b) Determinar a capacidade de carga e carga admissível do sistema mediante interpretação da prova de carga estática;
- c) Determinar a carga admissível da fundação por meio de fórmulas dinâmicas com os dados de cravação de campo da estaca;
- d) Estabelecer um modelo geométrico de referência para cálculo da capacidade carga, carga admissível e deformação da fundação utilizando Método dos Elementos Finitos (MEF);
- e) Comparar os resultados dos métodos semi-empíricos, fórmulas dinâmicas e MEF com a prova de carga.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

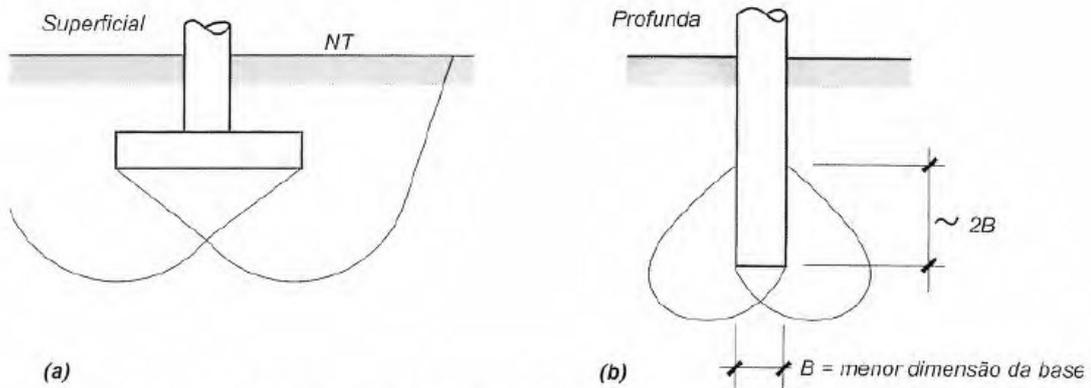
Para a construção e entendimento do presente trabalho, serão abordados nesta seção os fundamentos teóricos relacionados às fundações profundas, com foco nas estacas pré-moldadas de concreto, nos métodos de investigação geotécnica e sua importância na concepção de fundações, bem como será feita uma apresentação sobre os solos da região de estudo na Baixada Santista. Além disso, aborda-se o conceito de capacidade de carga e seus métodos de determinação (semi-empíricos, dinâmicos e diretos), bem como a definição de carga admissível. Por fim, são abordados os conceitos teóricos envolvidos na modelagem numérica em elementos finitos, foco também do presente trabalho.

2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A ABNT NBR 6122:2022 determina que fundações profundas são aquelas cujas bases estão assentadas a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3 m de profundidade. A sua transmissão de carga ao terreno acontece pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas. Na classificação, são consideradas fundações profundas as estacas e os tubulões, que, segundo Lorenzi (2022), tem emprego ideal para solos de baixa capacidade de carga superficial e/ou elevada compressibilidade, o que torna inviável o emprego de fundações diretas.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a distinção entre fundações profundas e fundações superficiais (ou diretas) é de que a primeira tem mecanismo de ruptura que não atinge a superfície, como acontece em fundações superficiais. Na Figura 1, são exemplificadas as superfícies de ruptura de cada fundação.

Figura 1 - Mecanismo de ruptura para fundações superficiais e profundas

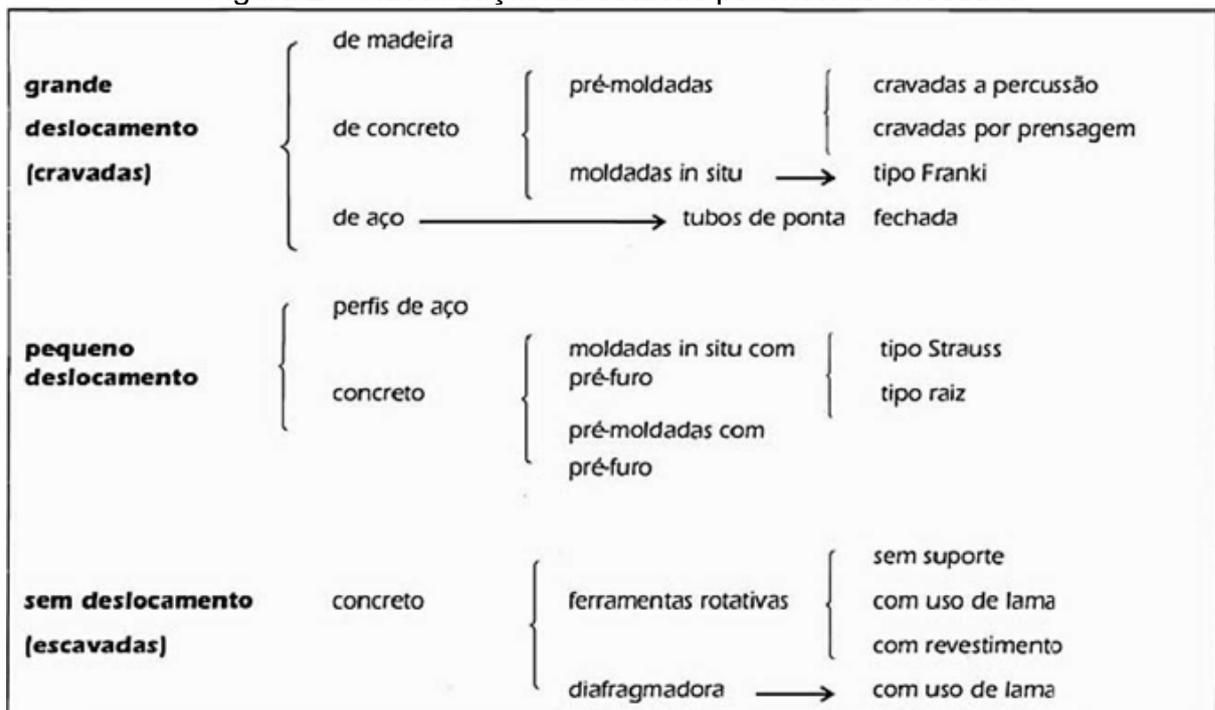


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Em relação às estacas, podem ser subdivididas em dois tipos: estacas de deslocamento e estacas de substituição. Na primeira não há retirada do solo, que é deslocado lateralmente por uma compressão lateral. Já no segundo tipo, exige-se a remoção do material, com o furo servindo como molde para o preenchimento com algum material.

A Figura 2 apresenta os tipos de estaca conforme o método executivo e efeito no solo definido por Hachich *et al.* (1998).

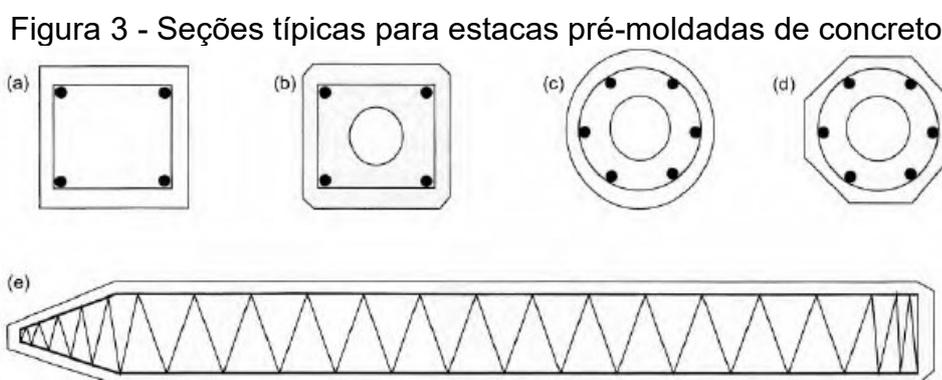
Figura 2 - Classificação de estacas por método executivo



Fonte: Hachich *et al.* (1998)

2.1.1 Estacas Pré-moldadas de Concreto

As estacas pré-moldadas de concreto são estacas cravadas por percussão, prensagem ou vibração (ABNT NBR 6122:2022), produzidas em fábricas especializadas ou no canteiro de obras e podem ser classificadas, segundo Velloso e Lopes (2010), quanto à forma de confecção em: concreto vibrado, concreto centrifugado e extrusão. Em relação à armadura, as estacas de concreto são classificadas em: concreto armado e concreto protendido. A Figura 3 apresenta as seções transversais típicas empregadas em estacas pré-moldadas de concreto de acordo com Velloso e Lopes (2010).



Fonte: (Velloso; Lopes, 2010)

Ainda, a ABNT NBR 6122:2022 ressalta que, apesar do estilo de confecção e forma geométrica da estaca, a mesma deve “apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e eventuais solos agressivos”.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a principal vantagem das estacas pré-moldadas sobre as moldadas no terreno é a boa qualidade do concreto e no fato dos agentes agressivos do solo não terem efeito na pega e cura. Outro fator é a sua facilidade e segurança na passagem através de camadas muito moles, em que a concretagem in loco, com outros tipos de estacas, poderia ser problemática devido ao estrangulamento ou expansão do fuste.

Quanto ao emprego da estaca pré-moldada de concreto protendido, Velloso e Lopes (2010) afirmam que são empregadas em fundações com grandes cargas e comprimentos e possuem uma série de vantagens, sendo as principais:

- Elevada resistência à compressão, flexão composta, tração decorrente da cravação e na flexão transitória;
- Maior capacidade de manipulação e cravação com menor fissuração;
- Maior capacidade de suporte para forças de tração elevadas;
- Fácil moldagem com qualquer configuração de seção transversal.

2.1.1.1 Cravação de Estaca

A cravação, segundo Velloso e Lopes (2010) é uma etapa construtiva que necessita de maior atenção devido às tensões de cravação que podem extrapolar a resistência característica do concreto, em que é recomendado que sejam inferiores a $0,8f_{ck}$ (resistência à compressão característica). Ademais, no momento do impacto, as tensões de compressão na cabeça da estaca são diretamente proporcionais à altura do martelo e, para evitar o esmagamento da cabeça, deve-se trabalhar com alturas de queda pequenas, em geral não maiores que 1,0 m e utilizar coxim ou amortecedor para absolver os impactos e garantir a integridade do elemento.

Dessa forma, em estacas de grande profundidade ou em camadas de muita resistência, é recomendado adotar martelos de maior peso e altura menores. Nesse teor, a norma NBR 6122 (ABNT, 2022) discorre sobre requisitos específicos para cravação de estacas pré-fabricadas em concreto:

- a) Peso do martelo igual ou superior a 20 kN;
- b) Peso do martelo no mínimo igual a 75% peso total da estaca ou análise de cravabilidade para o caso em estudo;
- c) Peso do martelo igual ou superior a 40 kN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- d) Para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisada.

Para o uso de martelos automáticos, devem ser seguidas as recomendações dos fabricantes.

Segundo Lorenzi (2022), o equipamento mais comum usado para a cravação de estacas é o bate-estaca. O equipamento convencional, de queda livre (Figura 4), ao longo dos últimos anos vem sendo substituído pelos martelos hidráulicos (Figura 5), devido a uma preocupação com vibração excessiva e geração

de ruídos, efeitos esses que são minimizados nessa técnica. Além do mais, existem equipamentos de cravação por vibração, utilizados para cravação em camadas muito resistente ou compactas.

Figura 4 - Equipamento bate-estaca de queda livre



Fonte: Solofix Fundações

Figura 5 - Equipamento bate-estaca hidráulico



Fonte: Sotef Engenharia

No caso de estacas cravadas à percussão, a NBR 6122 (ABNT, 2022) preconiza a necessidade de controle durante a cravação, pela nega e repique. A nega corresponde à deformação permanente obtida após a aplicação de um golpe do martelo ou pilão, convencionalmente obtida após a aplicação de 10 (dez) golpes sucessivos do martelo de cravação. As formulações de controle pela nega foram estabelecidas com base na comparação entre a energia disponível no topo da estaca e aquela gasta para promover a ruptura do solo, em decorrência de sua cravação. Ainda, nesses cálculos, são somadas as perdas por impacto e por atrito, necessárias para vencer a inércia da estaca imersa na massa de solo.

A vantagem do emprego da nega é o controle da uniformidade do estaqueamento quando se procura manter, durante a cravação, negas aproximadamente iguais para as estacas com carga e comprimentos iguais (Hachich *et al.*, 1998).

Em relação ao repique, trata da deformação elástica sofrida pela estaca ou decorrente da ação de um golpe do pilão. A verificação tanto da nega como do repique pode ser feita pelo empregado de gráfico traçado no final da cravação, para os últimos 10 golpes na estaca.

2.1.1.2 Carga de Catálogo

Numa análise exclusiva da estaca, sem contar a interação com o solo, é necessário conhecer e verificar a carga de catálogo de uma estaca, isto é, a carga de ruptura referente ao elemento estrutural. Desse modo, a verificação no estado limite último (ELU) considera uma tensão admissível do material que compõe a estaca, multiplicado pela área da seção transversal do fuste, que resulta em uma carga admissível da estaca (carga de catálogo). Ressalta-se que a carga de catálogo difere da carga admissível da fundação, que considera o aspecto geotécnico e o elemento estrutural, em conjunto.

A Figura 6 apresenta tipos comuns de estacas pré-moldadas de concreto e suas cargas típicas (Velloso e Lopes, 2010). Os autores afirmam que a tabela serve para um pré-seleção do tipo de estaca ou para etapa de anteprojeto, sendo que para projetos com maior detalhamento, deve-se consultar empresas executoras e fabricantes de estacas para confirmar os produtos existentes.

Figura 6 - Cargas típicas de estacas pré-moldadas de concreto

Tipo de Estaca	Dimensões (cm)	Carga Usual (kN)	Carga Máx. (kN)	Obs.
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, quadrada maciça $\sigma = 6$ a 10 MPa	20 x 20	250*	400	Disponíveis até 8 m.
	25 x 25	400*	600	
	30 x 30	550*	900	
	35 x 35	750*	1200	
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, circular com furo central $\sigma = 9$ a 12 MPa	∅ 22	300	400	Disponíveis até 10 m. Furo central a partir do ∅ 29 cm.
	∅ 25	450	550	
	∅ 29	600	750	
	∅ 33	700	800	
Pré-moldada vibrada, de concreto protendido $\sigma = 10$ a 14 MPa	∅ 20	300	350	Disponíveis até 12 m. Podem ter furo central.
	∅ 25	500	500	
	∅ 33	800	900	
Pré-moldada centrifugada, de concreto armado $\sigma = 10$ a 14 MPa	∅ 20	250	300	Disponíveis até 12 m. Com furo central (ocas) e paredes de 6 a 12 cm.
	∅ 26	400	500	
	∅ 33	600	750	
	∅ 42	900	1150	
	∅ 50	1300	1600	
	∅ 60	1700	2100	

Notas: σ = tensão de trabalho no concreto; *obras sem controle de cravação por ensaios estáticos ou dinâmicos

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O solo, por natureza, é um material muito variável quanto à composição e seu comportamento sob aplicação de cargas. Cintra e Aoki (2013) citam diferenças em termos de tipo de solo, consistência, compacidade, resistência e deformabilidade que fazem com que, em cada projeto de fundações, seja necessário realizar uma análise do material no local de implantação da estrutura por meio de investigações geotécnicas.

Considerando a importância crucial dos elementos de fundação para a segurança de qualquer obra, torna-se essencial que os serviços de investigação sejam conduzidos de acordo com as normas vigentes e sob supervisão de profissionais qualificados. Essa abordagem é uma forma de garantir que as características do solo sejam adequadamente avaliadas e que os riscos em projetos de fundação sejam mitigados a um nível aceitável.

Velloso e Lopes (2010) elencam os principais tipos de investigação geotécnica para projetos de fundações:

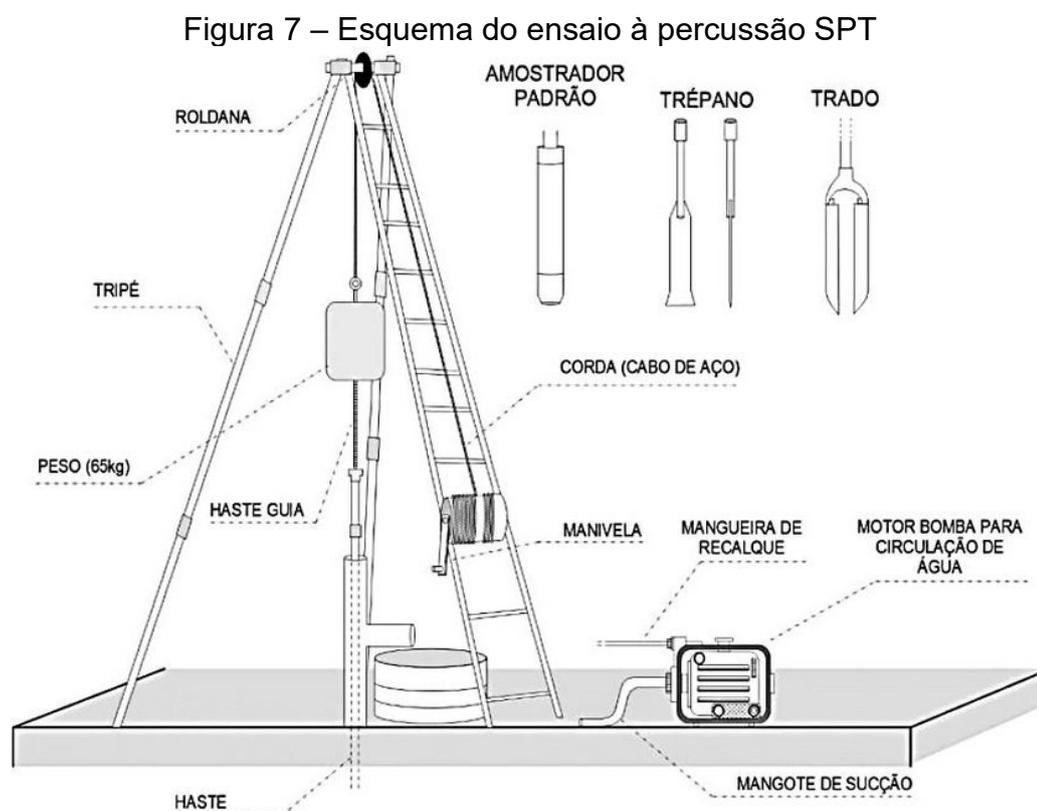
- Poços de inspeção;
- Sondagens a trado;
- Sondagens à percussão com SPT;
- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT).

Além destes, o ensaio de campo de palheta (vane test), dilatômetro (DMT) e as investigações geofísicas são, também, comumente empregados em casos especiais. Dos ensaios mencionados, este trabalho terá ênfase na sondagem SPT, por ser o método mais aplicado ao estudo de caso.

2.2.1 Sondagem à Percussão (SPT)

A sondagem à percussão destina-se a investigar os horizontes de solo, mediante a perfuração a trado ou circulação de água, permitindo a determinação do tipo de solo e do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), bem como a

determinação da profundidade do nível freático. O procedimento executivo deve seguir as diretrizes expostas na ABNT NBR 6484:2020, que consiste basicamente na cravação de um amostrador no fundo de um furo escavado, a partir da queda de um martelo de 65 kg a uma altura de 750 mm, para a determinação do índice de resistência à penetração (N_{SPT}). O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para que o amostrador penetre 300 mm, após a cravação inicial de 150 mm. Na Figura 7 é apresentado um esquema dos equipamentos utilizados no ensaio.



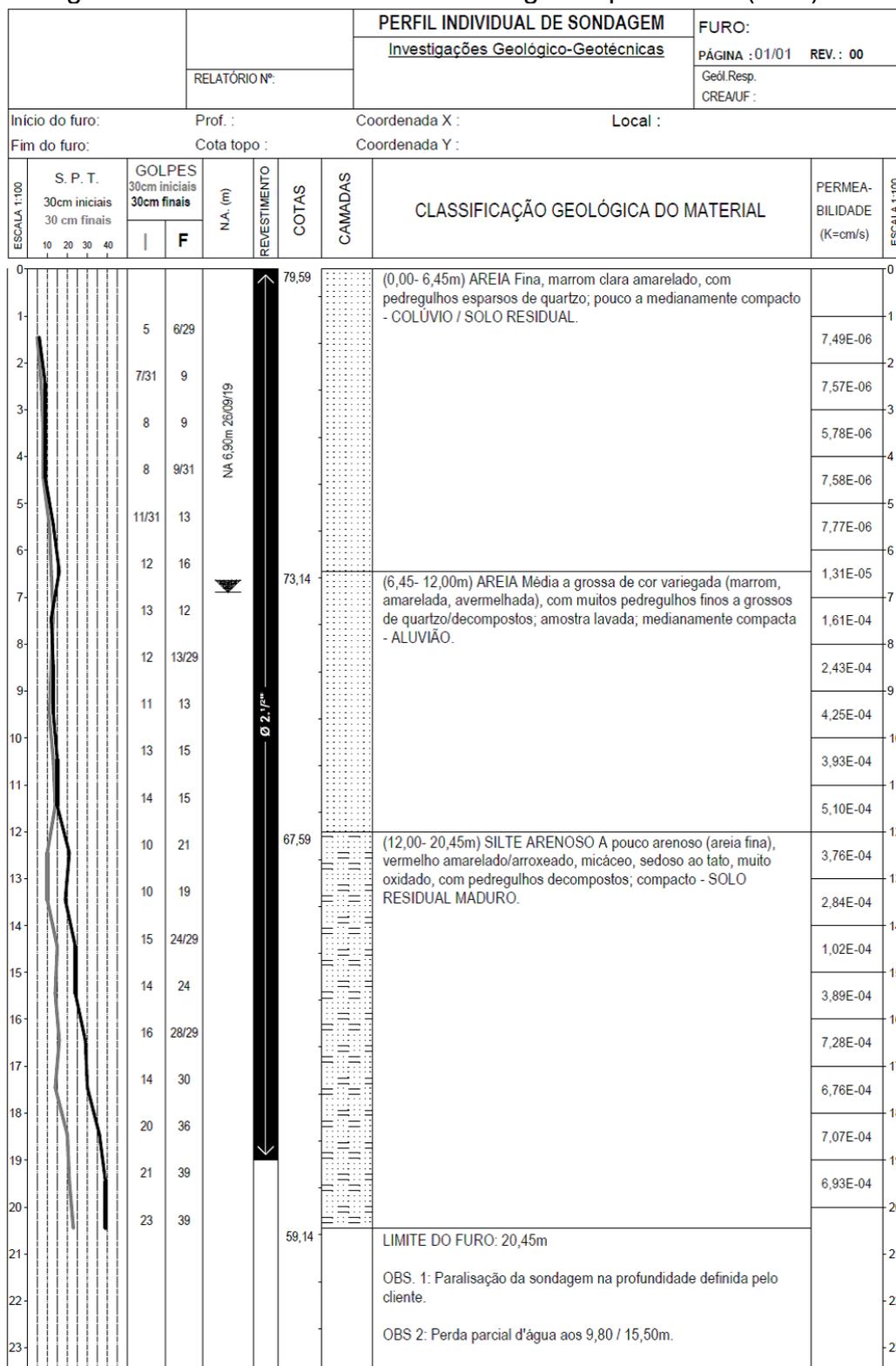
Fonte: Higashi (2016 apud Thiesen, 2016)

Conforme Odebrecht (2003), o ensaio SPT é amplamente reconhecido como o método de investigação mais difundido e adotado, tanto no Brasil quanto em outros países. Sua ampla utilização é atribuída a diversos fatores, incluindo seu custo acessível, simplicidade e vasta experiência empírica acumulada na execução e interpretação dos ensaios. No entanto, é importante ressaltar que existem críticas relacionadas à dispersão de resultados, à dependência da experiência qualificação técnica dos operadores à diversidade de equipamentos e procedimentos envolvidos.

A Figura 8 apresenta um exemplo de boletim de sondagem SPT em que se pode observar informações pertinentes, como a resistência do solo à penetração

(índice N_{SPT}), o nível do lençol freático e o tipo de solo, com suas características de cor e consistência.

Figura 8 - Modelo de boletim de sondagem à percussão (SPT)



Fonte: Acervo pessoal

2.3 SOLOS DA BAIXADA SANTISTA

2.3.1 Formação das Argilas Quaternárias e Argilas SFL

Na região metropolitana da Baixada Santista, o perfil geológico típico é composto por materiais de origem sedimentar, predominantemente formados por horizontes de argila mole, que se originaram durante o período holoceno ou por depósitos mais antigos, denominados argilas quaternárias. Além disso, comumente essas camadas sedimentares apresentam intercalações de depósitos de areia resistente ou fofa.

Em relação ao histórico de deposição, a região da Baixada Santista, localizada no litoral de São Paulo, passou por dois ciclos distintos de sedimentação, sendo um no período pleistoceno e outro no holoceno. Como resultado, foram formados dois tipos de argila marinha que podem ser encontrados nos perfis geológicos da área. No primeiro ciclo, o avanço do mar sobre as áreas costeiras, causado pelo aumento do nível do mar ou pelo afundamento da zona costeira (transgressão pleistocênica), resultou na formação de uma camada de argila marinha na base (às vezes acompanhada de areia) e de uma camada de areia no topo. Posteriormente, ocorreu uma redução do nível do mar devido ao processo de glaciação, o que resultou em um intenso processo de erosão que removeu grande parte da camada de areia em alguns pontos, mas preservou a camada de argila subjacente. De acordo com Massad (2010), esse segundo tipo de sedimento encontrado na região foi formado mais recentemente, durante a chamada transgressão Santos, quando o mar invadiu os vales e baías e originou os sedimentos conhecidos como Fluviolagunares e de Baías (Argila SFL). O autor também menciona que a história geológica da região ajuda a entender por que as argilas transicionais (AT), encontradas a uma profundidade superior a 20,0 m, geralmente apresentam-se sobreadensadas e com propriedades mais competentes. Nesse sentido, esse material é caracterizado por apresentar N_{SPT} da ordem de 5 a 10 golpes e pressões de pré-adensamento elevadas, da ordem de 300 a 600 kPa, o que impede que ocorra o adensamento do solo em profundidade.

Por outro lado, Massad (2010) menciona que as argilas SFL são encontradas próximas à superfície, quase sempre submersas, com N_{SPT} entre 0 e 1 golpes e normalmente adensadas, pois a tensão que atua sobre este material é

basicamente o peso próprio do solo sobreposto. Este tipo de material apresenta tensão de pré-adensamento reduzida, entre 40 e 200 kPa, de forma que a depender da carga de engenharia aplicada, é possível que ocorra o processo de adensamento e a consideração dos recalques e o do atrito negativo em obra passam a fazer parte do escopo do projeto.

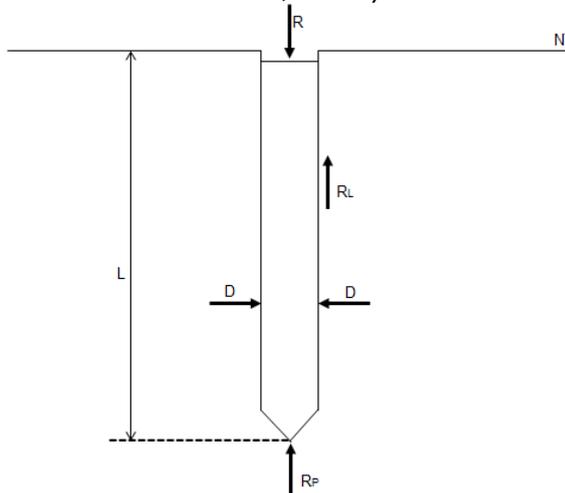
2.4 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

De uma forma geral, segundo Cintra e Aoki (2010), a expressão da capacidade última de resistência de uma estaca pode ser escrita como indicado na Equação (1), onde R_L é a resistência por atrito lateral e R_P é a resistência de ponta.

Figura 9 representa em esquema a distribuição de esforços considerando um elemento de fundação isolado.

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

Figura 9 - Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga (Cintra e Aoki, 2010)



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A parcela da resistência de ponta é obtida pela multiplicação da área da seção transversal da ponta da estaca (A_P) pela resistência de ponta unitária (r_P) sendo escrita conforme Equação (2).

$$R_p = r_p \times A_p \quad (2)$$

Por sua vez, a parcela devido ao atrito (R_L) é definida como sendo o somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos seguimentos da estaca, multiplicado pelo perímetro U do fuste, conforme Equação (3).

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (3)$$

Substituindo as Equações (2) e (3) na Equação (1), temos a expressão representada na Equação (4), para a determinação da capacidade de carga última do elemento de fundação.

$$R = (r_p \times A_p) + \left(U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \right) \quad (4)$$

Na Equação (4), U , Δ_L e A_p são as variáveis geométricas da estaca e r_L e r_p são as variáveis geotécnicas, que são definidas de acordo com os métodos citados nas próximas seções.

2.5 ATRITO NEGATIVO

O fenômeno do atrito negativo, segundo Velloso e Lopes (2010), ocorre quando o recalque do terreno em torno de uma estaca é maior que o da própria estaca. Quando acontece, o atrito no sentido oposto passa a gerar uma solicitação vertical de cima para baixo na estaca que a sobrecarrega.

A ocorrência do fenômeno é decorrente do adensamento de camadas de solo de baixa permeabilidade e é desenvolvido ao longo do tempo, evoluindo até atingir um valor máximo. Segundo Velloso e Lopes (2010) o caso mais frequente e importante do fenômeno é quando uma camada de solo mole é atravessada por uma estaca e existe um aterro sobre essa faixa de solo. Por outro lado, outros mecanismos também podem gerar atrito negativo em regiões de solos adensáveis, como o amolgamento de argila mole na cravação de estacas, realização de escavações, rebaixamento do lençol freático, estoques de materiais no terreno da obra, etc.

A NBR 6122:2022 estabelece que quando houver a possibilidade de desenvolvimento de atrito negativo, deve-se considerar sua ação no dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos de fundação. No presente trabalho, não foi abordado o efeito do fenômeno devido à ausência de um mecanismo de mobilização que pudesse desencadeá-lo.

2.6 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

2.6.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Neste método, as duas incógnitas geotécnicas da Equação (4), r_P e r_L , são correlacionadas com o ensaios do tipo CPT por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s), como indicado na Equação (5) e (6).

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (6)$$

Os valores dos fatores de correção F_1 e F_2 levam em conta o efeito de escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca e o cone (CPT) e também a influência do método executivo, de acordo com cada tipo de estaca. Os valores típicos de F_1 e F_2 são apresentados na Tabela 1.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 x F_1
Metálica	1,75	2 x F_1
Pré-Moldada	1+D/0,80	2 x F_1
Escavada	3,0	2 x F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 x F_1

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

O ensaio de cone (CPT) pode ser relacionado ao ensaio de penetração à percussão (SPT), de uso mais difundido, por meio da Equação (7).

$$q_c = k \times N_{spt} \quad (7)$$

Onde k depende do tipo de solo e N_{spt} é o índice de resistência à penetração.

Essa correlação permite reescrever a Equação (5) em termos do índice de resistência à penetração, como indicado na Equação (8).

$$r_p = \frac{k \times N_p}{F_1} \quad (8)$$

Os valores de k para os diferentes tipos de solo são apresentados na Tabela 2 e N_p é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca.

Tabela 2 - Coeficiente k e razão de atrito α

Solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silteareno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silteargilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Por sua vez, pode-se representar o atrito lateral (f_s) em função do N_{spt} , com a utilização da razão de atrito (α), conforme Equação (9).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (9)$$

Em que,

$$f_s = \alpha \times q_c = \alpha \times k \times N_{SPT} \quad (10)$$

Os valores de α para os diferentes tipos de solo são apresentados, também, na Tabela 2.

Dessa forma, a Equação (6) pode ser reescrita na forma da Equação (11).

$$r_L = \frac{\alpha \times k \times N_L}{F_2} \quad (11)$$

Nessa equação, N_L é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL .

Portanto, a capacidade de carga última, denominada de Q_{ult} , pode ser estimada pela formulação semi-empírica exposta a seguir:

$$Q_{ult} = A_p \times \left(\frac{k \times N_p}{F_1} \right) + U \times \left(\sum_1^n \frac{\alpha \times k \times N_L}{F_2} \times \Delta L \right) \quad (12)$$

Em que:

A_p área da seção transversal da ponta da estaca

U perímetro do fuste

ΔL seguimentos de estaca

F_1 fator de correção devido a diferença cone (CPT) e estaca (Tabela 1)

F_2 fator de correção devido ao método executivo da estaca (Tabela 1)

k razão de atrito (Tabela 2)

α coeficiente que depende do tipo de solo (Tabela 2)

N_p índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_L índice de resistência a penetração médio na camada de solo de espessura

ΔL

2.6.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Nesse método, as parcelas de resistência (R_L e R_P) da capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca são expressas por meio da Equação (13) e (14).

$$R_L = r_L \times U \times L \quad (13)$$

$$R_P = r_P \times A_p \quad (14)$$

Na Equação (13), r_L é a tensão de adesão ou atrito lateral, que é estimada com base no valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste (N_L). Na revisão da proposição de 1978, Décourt (1982) propõe a seguinte expressão para a determinação do valor de atrito lateral.

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_{spt}}{3} + 1 \right) (kPa) \quad (15)$$

Já em relação à parcela referente à capacidade de carga da ponta ou base da estaca, esta é estimada com base na Equação (16).

$$r_P = C \times N_P \quad (16)$$

Onde:

- N_P Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;
- C Coeficiente característico do solo (Tabela 3) para estacas pré-moldadas de concreto.

Tabela 3 - Coeficiente característico do solo c

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso (*)	200
Silte Arenoso (*)	250

Tipo de Solo	C (kPa)
Areia	400

(*) alteração de rocha (solos residuais). Décourt e Quaresma (1978).

Em um trabalho publicado em 1996, Décourt introduziu os fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando na seguinte expressão para a determinação da capacidade de carga última ($Q_{ult.}$):

$$Q_{ult.} = (\alpha \times C \times N_P \times A_P) + \left(\beta \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L \right) \quad (17)$$

Onde:

- α Valor de correção para a parcela de ponta em função do tipo de estaca e solo (Tabela 4);
- C Coeficiente característico do solo (Tabela 3);
- N_P Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;
- A_P Área da seção transversal da ponta da estaca;
- β Valor de correção para a parcela de resistência lateral em função do tipo de estaca e solo (Tabela 5);
- N_L Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste;
- U Perímetro do fuste;
- L Comprimento da estaca.

Tabela 4 - 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	Injetadas sob pressão	Pré-Moldada	Metálicas
Argilas	0,85	0,85	0,30 (*)	0,85 (*)	1,0 (*)	1,0	1,0
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30 (*)	0,60 (*)	1,0 (*)	1,0	1,0
Areias	0,50	0,50	0,30 (*)	0,50 (*)	1,0 (*)	1,0	1,0

(*) valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Décourt (1996).

Tabela 5 - 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	Injetadas sob pressão	Pré-Moldada	Metálicas
Argilas	0,80 (*)	0,90 (*)	1,00 (*)	1,50 (*)	3,0 (*)	1,0	1,0
Solos Intermediários	0,65 (*)	0,75 (*)	1,00 (*)	1,50 (*)	3,0 (*)	1,0	1,0
Areias	0,50 (*)	0,60 (*)	1,00 (*)	1,50 (*)	3,0 (*)	1,0	1,0

(*) valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Décourt (1996).

2.6.3 Método de Teixeira (1996)

Neste método, é proposto uma equação unificada para a capacidade de carga última, em função de dois parâmetros, α e β .

$$R = R_p + R_L \rightarrow Q_{ult} = (\alpha \times N_p \times A_p) + (\beta \times N_L \times U \times L) \quad (18)$$

Onde:

- α Valor de correção para a parcela de ponta em função do tipo de estaca e solo (Tabela 6);
- N_p Valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;
- A_p Área da seção transversal da ponta da estaca;
- β Valor de correção para a parcela de resistência lateral, independente do tipo de solo, e em função do tipo de estaca (Tabela 7);
- N_L Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste;
- U Perímetro do fuste;
- L Comprimento da estaca.

Tabela 6 - Valores do parâmetro α

Solo (4 <N _{spt} < 40)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	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

Solo (4 <N _{spt} < 40)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Arei	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996).

Tabela 7 - Valores do parâmetro β

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996).

O autor do método adverte que o método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole sensíveis, com N_{spt} normalmente inferior a 3. Nesses casos, a tensão de atrito lateral (r_L) é dada pela Tabela 8, em função da natureza do sedimento argiloso.

Tabela 8 - Valores do atrito lateral r_L

Sedimento	r_L (kPa)
Argila fluviolagunar (SLF) *	20 a 30
Argila transicional (AT) **	60 a 80

* SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas - camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de N_{spt} inferiores a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensadas.

** AT: argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{spt} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas das SFL.

Fonte: Teixeira (1996).

2.6.4 Método UFRGS (Lobo, 2005)

Baseado em conceitos de energia e trabalho, o método considera a força dinâmica de reação do solo (F_d) durante a cravação do amostrador no ensaio SPT. A equação (19) representa a força dinâmica de reação.

$$F_d = \frac{\eta_3 \cdot [\eta_1 (0,75 + \Delta\rho) \cdot M_m \cdot g + \eta_2 \cdot (\Delta\rho \cdot M_h \cdot g)]}{\Delta\rho} \quad (19)$$

Em que:

- η_1 Coeficiente relativo ao martelo ($\eta_1 = 0,761$)*
- η_2 Coeficiente relativo ao martelo ($\eta_2 = 1,0$)*
- η_3 Coeficiente relativo ao martelo ($\eta_3 = 0,907 - 0,0066 \cdot L$)*
- M_m Massa do martelo
- M_h Massa da composição de hastes
- $\Delta\rho$ Penetração média por golpe do amostrador ($\Delta\rho = 30,0 \text{ cm}/N_{SPT}$)

* Valores recomendados pela autora do método

A autora sugere a aferição dos coeficientes adotados com a calibração dos equipamentos de sondagem. Ademais, de acordo com Lobo (2005), a mobilização da resistência de ponta ($F_{d,p}$) é definida numa faixa de 60% a 80% em relação a resistência total. Com a adoção de 70% da força dinâmica a equação (20) apresenta a resistência unitária de ponta (q_p).

$$q_p = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7 \cdot F_d}{a_p} \quad (20)$$

Onde:

$$a_p \quad \text{Área de ponta do amostrador } (\pi \cdot \frac{5,1^2}{4} = 20,42 \text{ cm}^2)$$

Para a resistência lateral, é determinado um efeito de escala na transposição da resistência lateral mobilizada pelo amostrador (modelo) para a estaca (protótipo). O atrito lateral unitário (f_l) corresponde a 20% da tensão cisalhante do amostrador, conforme apresenta a equação (21).

$$f_l = \frac{F_{d,l}}{a_l} = \frac{0,2 \cdot F_d}{a_l} \quad (21)$$

Onde:

$$a_l \quad \text{Soma das áreas laterais internas e externas do amostrador } (\pi \cdot 30 \cdot 5,1 + \pi \cdot 30 \cdot 3,5 = 810,5 \text{ cm}^2)$$

Dessa forma, a capacidade de carga (Q) por meio da força dinâmica do ensaio SPT é determinada pela equação (22).

$$Q = \beta \cdot q_p \cdot A_p + \alpha \cdot q_l \cdot U \cdot \Delta_L = \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} + \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \cdot \sum F_d \cdot \Delta_L \quad (22)$$

Onde:

A_p Área de ponta da estaca

U Perímetro da estaca

Δ_L Comprimento da estaca ao qual F_d se aplica

Os coeficientes α e β referem-se ao tipo de estaca e são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores de α e β .

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: Lobo (2005).

2.7 CARGA ADMISSÍVEL

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), a carga admissível de uma estaca é definida como a máxima carga aplicada que atende, com os fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalque, vibrações etc).

Para Cintra e Aoki (2010), devido à variabilidade do terreno, a capacidade de carga nas estacas, mesmo quando próximas umas das outras, não será idêntica. Isso permite tratar matematicamente a variabilidade como uma variável aleatória "R" e construir o gráfico da função de densidade de probabilidade. Dessa forma, os fatores de segurança são aplicados para transformar a capacidade de carga em carga admissível, reduzindo a probabilidade de falha da estrutura.

Existem duas filosofias diferentes de projeto nesse contexto. Na primeira, métodos dos valores de cálculo, os valores das resistências são minorados e as

solicitações são majoradas por meio de fatores de segurança parciais. Na segunda, método das tensões admissíveis, há uma redução dos valores médios de resistência por meio de um fator de segurança global, resultando na carga admissível. Na prática brasileira de projeto de fundações, em termos geotécnicos, há uma preferência absoluta pela filosofia do fator de segurança global.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), a carga admissível (P_{adm}) pelo fator de segurança global é dado pela equação (23):

$$P_{adm} = (R_p + R_l)/FS_g \quad (23)$$

Em que:

R_p	Parcela da força resistente de ponta
R_l	Parcela da força resistente de atrito lateral
FS_g	Fator de segurança global

A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que o FS a se utilizar para a determinação da carga admissível é de 2,0 para os métodos semi-empíricos. Entretanto, os autores de cada método determinam os valores adotados para o fator de segurança em seus trabalhos, conforme apresentado anteriormente.

2.8 MÉTODOS DIRETOS

Diferentemente dos métodos apresentados anteriormente, é possível obter a capacidade de carga de fundações de forma direta por meio de ensaios de prova de carga.

Devido à dificuldade em conhecer as propriedades do solo, alteração de condições iniciais devido à execução de estacas e o complexo comportamento do conjunto estaca-solo, Albuquerque (2001) justifica a necessidade de provas de carga e elenca os motivos que implicam na execução do ensaio:

- Garantir que não ocorra ruptura em uma determinada carga de trabalho;
- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar a carga de ruptura;

- Na região de trabalho, determinar o comportamento carga x deslocamento do elemento de fundação.

A prova de carga, além da capacidade de carga, permite conhecer o comportamento da fundação em uma condição de carregamento real e, assim, é verificado o atendimento às especificações de projeto para garantir a segurança e estabilidade da estrutura. Existem dois principais tipos de provas de carga, a estática e a dinâmica. No presente trabalho, será abordado apenas a primeira, tendo em vista o material disponível para o estudo.

2.8.1 Prova de carga estática

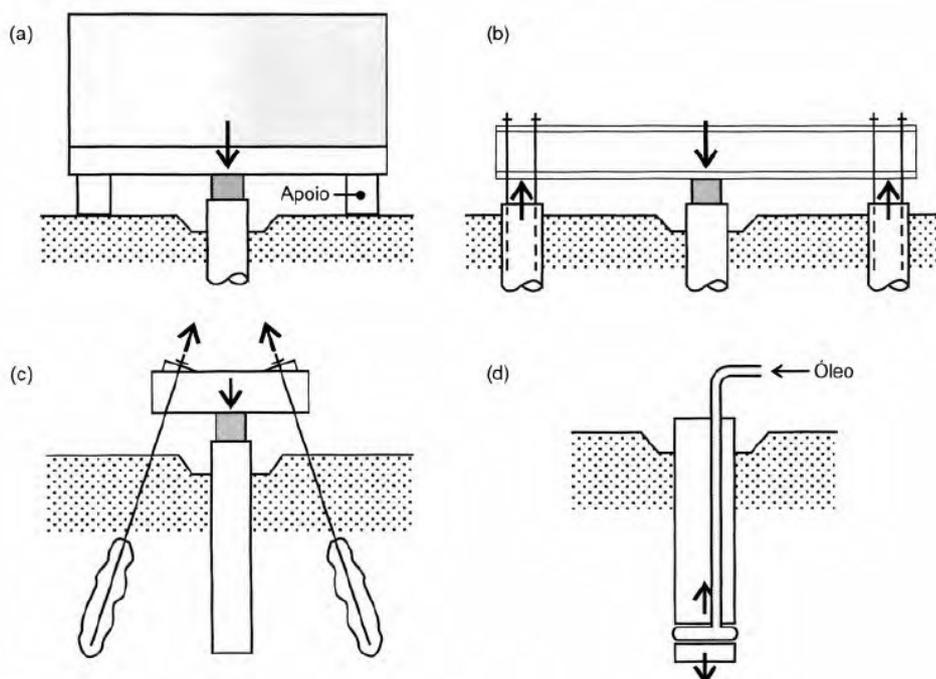
Na prova de carga estática, é aplicada uma carga na extremidade da estaca por meio de macacos hidráulicos, com a deformação e carga sendo aferidas ao longo do tempo. Segundo Hachich *et al* (1998), o ensaio é um dos mais importantes na engenharia de fundações e sua grande vantagem é que se obtém uma repercussão do complexo comportamento do sistema de interação solo-fundação. Além disso, a NBR 6122:2022 admite uma redução nos coeficientes de segurança adotados em projetos caso as provas de carga sejam realizadas no início da obra, de modo que seja possível adequar o projeto. Desse modo, a realização do ensaio é importante, não apenas porque confere maior segurança ao se conhecer as propriedades reais do solo, mas porque permite reduzir os custos do empreendimento a depender da quantidade de serviço a se executar.

Segundo a NBR 6122:2022, as provas de carga executadas devem ser levadas até que se atinja pelo menos 2 (duas) vezes a carga admissível de projeto ($2 \times Q_{adm}$) ou até que se observe um deslocamento que caracterize a ruptura do elemento estrutural (estaca). Para se aplicar essa carga de ensaio, a NBR 16903 (ABNT, 2020) elenca os tipos de sistema de reação utilizados: cargueira, estacas de reação, tirantes de reação e a própria estrutura da edificação.

Segundo Cintra *et al.* (2013), na cargueira, tem-se algum material exercendo peso acima da estaca (Figura 10a), como um caixão de areia, peças de concreto, entre outros. Esse sistema é pioneiro e hoje está em desuso, devido à aplicação de cargas cada vez maiores nas fundações. Já as estacas de reação (Figura 10b), são geralmente verticais e dimensionadas para suportar os esforços de tração, fixadas em uma viga metálica para formar o sistema de reação. Os tirantes (Figura 10c) são

semelhantes ao sistema anterior, com as estacas substituídas por tirantes inclinados, presos em uma carapaça e ancorados à viga de reação.

Figura 10 - Sistemas de reação de provas de carga



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O monitoramento da carga aplicada, em cada estágio, normalmente é feito por manômetros aferidos e instalados no sistema de alimentação do macaco hidráulico, podendo ser também por células de carga que conferem maior exatidão. O carregamento, de acordo com NBR 16903 (ABNT, 2020), pode ser de quatro tipos: lento (PCE), rápido (PCR), misto (lento seguido de rápido) (PCM), cíclico, lento (PCCL) ou rápido (PCCR). No trabalho será abordado apenas o do tipo lento (PCE), que foi realizado no estudo de caso.

Para o ensaio com carregamento lento, a aplicação das cargas deve ser realizada em estágios iguais e sucessivos, com a carga aplicada em cada estágio não ultrapassando 20% da carga de trabalho prevista. Ademais, em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min (NBR 16903, ABNT 2020).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) preconiza a realização de ensaio de prova de carga estática de desempenho com critérios relativos à quantidade de estacas da obra e a tensão admissível no elemento de fundação, conforme Tabela 10.

Tabela 10 - Condições em que são exigidas execução de provas de carga

Tipo de Estaca	A	B
	Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa (a, b, c)	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga (b, c, d)
Pré-moldada (a)	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com o usem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz (e)	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0 $\geq \varnothing 400$ mm = 13,0	75
Microestaca (e)	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

(a) Para o cálculo da tensão (admissível) máxima consideram-se estacas vazadas como maciças desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

(b) Os critérios acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

- Áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado.
- Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
- Quando não houver variação do processo executivo padrão.
- Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

(c) Quando as condições acima não ocorrerem devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

(d) As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação do desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 2 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize a ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

(e) Diâmetros nominais.

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022)

Atingido o limite de exigibilidade de provas de carga expostos na Tabela 10, o número total de estacas a serem ensaiadas corresponde a 1% do número total de estacas da obra, arredondando para uma casa decimal. Neste grupo de estacas a

serem ensaiadas, considera-se a soma das estacas de todas as edificações da obra, mesmo que sejam de diferentes tipos (comprimento e diâmetro).

Quando atingido o limite de exigibilidade de provas de carga de desempenho, pelo menos 1 (uma) prova de carga estática ou ensaios de carregamento dinâmico devem ser feitos nas estacas da edificação principal da obra. As quantidades expostas na Tabela 10 se aplicam às obras de até 500 estacas e em uma mesma região representativa do subsolo. Acima desta quantidade, o número de provas de cargas adicionais fica a critério do projetista.

Para comprovação de desempenho, conforme consta na NBR 6122 (ABNT, 2022), as provas de carga estática podem ser substituídas por ensaios de carregamento dinâmico, na proporção de 5 (cinco) ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática. Além do mais, em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna (B) da Tabela 10 e duas vezes esse valor, a substituição dos ensaios de prova de carga estática por prova de carga dinâmica pode ser total; acima desse número de estacas, conforme NBR 16903 (ABNT, 2020) é obrigatória pelo menos uma prova de carga estática.

2.8.1.1 *Resultados de provas de carga estáticas*

O ensaio de prova de carga tem como principal objetivo obter informações do comportamento de uma estaca na ruptura e em serviço. Assim, elabora-se uma curva de carga vs recalque a partir dos deslocamentos aferidos e dos carregamentos aplicados no ensaio, para conhecer o real comportamento do elemento de fundação. A norma ABNT NBR 16903 determina que na apresentação dos resultados do ensaio, sejam apresentadas as curvas carga vs recalque e tempo vs recalque.

De acordo com o ensaio, a carga de ruptura de uma estaca de prova (R) deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Todavia, existem duas circunstâncias em que pode não ocorrer ruptura nítida, expostas a seguir:

- Quando a carga de ruptura da estaca for superior à carga máxima aplicada no ensaio ($2 \times Q_{adm} < R$);

- Quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas sem que ocorra ruptura nítida (antes de atingir $2 \times Q_{adm}$).

Para Velloso e Lopes (2010), existem diversos critérios para a interpretação dos resultados de uma prova de carga conforme as situações expostas, que são agrupados em 4 grupos:

- Critérios baseados em um valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) do recalque, seja total, plástico ou residual (após o descarregamento);
- Critérios baseados na aplicação de uma regra geométrica à curva;
- Critérios que buscam uma assíntota vertical que caracteriza a ruptura do elemento de fundação;
- Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca, somada a uma percentagem do diâmetro da base.

Dentre os critérios acima, encaixa-se o de Van der Veen (1953), que será abordado com mais detalhes a seguir.

2.8.1.2 Extrapolação pelo critério de Van der Venn (1953)

Segundo Velloso e Lopes (2010), pode ser feita uma extrapolação da curva carga vs recalque quando uma prova de carga não atinge ruptura, com base em uma equação matemática ajustada com o trecho disposto pelo ensaio. Dentre os métodos, Hachich *et al.* (1998) cita que o de Van der Veen (1953) provavelmente seja o mais utilizado no Brasil.

O método associa a curva carga versus recalque a uma função exponencial, dada pela equação (24).

$$P = P_{\acute{u}lt} \cdot (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad (24)$$

Onde:

- P Carga aplicada no topo da estaca
- $P_{\acute{u}lt}$ Carga última ou de ruptura
- α Coeficiente que define a forma da curva
- ρ Recalque correspondente à carga aplicada

A partir da adoção de valores quaisquer para $P_{\text{últ}}$, são calculados valores de $-\ln(1 - P/P_{\text{últ}})$ e plotados graficamente os resultados em função do recalque (ρ). Com os gráficos, busca-se o que mais se aproxima de uma reta, isso indica o valor adequado de $P_{\text{últ}}$ e o valor de α é obtido pelo coeficiente angular da reta.

2.8.1.3 Carga de ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2022)

A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que quando um elemento de fundação é submetido à prova de carga e não apresenta ruptura nítida, pode-se extrapolar a curva carga versus recalque. Para o caso, a norma sugere que a condição de ruptura seja determinada pela equação (25), com a primeira parcela equivalente ao encurtamento elástico e a segunda ao deslocamento do elemento de fundação.

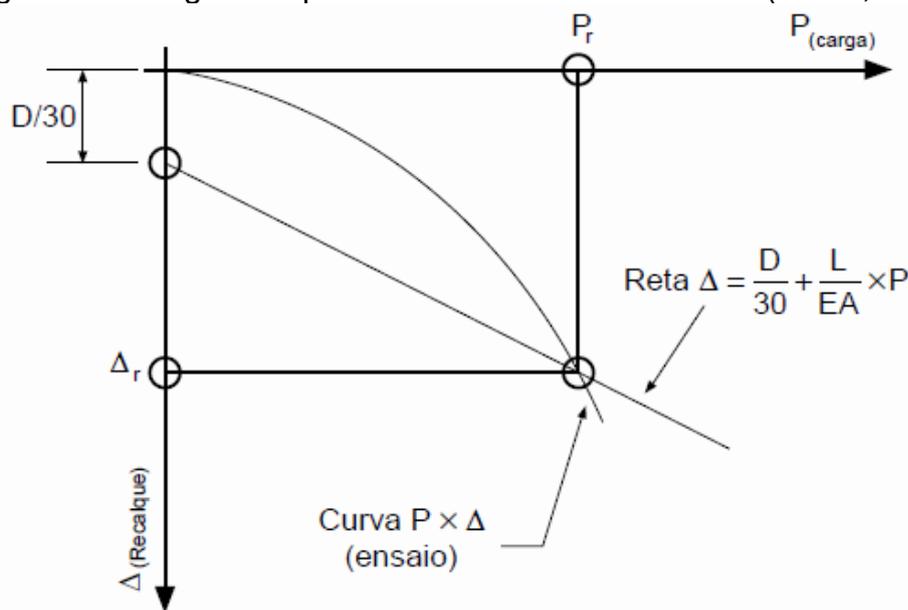
$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (25)$$

Onde:

- Δ_r Recalque de ruptura convencional
- P_r Carga de ruptura convencional
- L Comprimento da estaca
- A Área da seção transversal da estaca
- E Módulo de elasticidade do material da estaca
- D Diâmetro do círculo circunscrito a seção transversal da estaca

Dessa forma, a capacidade de carga é obtida pelo ponto onde a reta gerada pela equação (25) intercepta a curva carga versus recalque, conforme exemplo da Figura 11.

Figura 11 - Carga de ruptura convencional – NBR 6122 (ABNT, 2022)



Fonte: NBR 6122 (2022)

2.9 FÓRMULAS DINÂMICAS

De acordo com Alves, Lopes e Danziger (2004), as fórmulas dinâmicas surgem com o intuito de correlacionar a resistência de penetração da estaca no solo durante o processo de cravação com sua capacidade de carga estática. Foram desenvolvidas diversas formulações, que, em sua maioria, possuem base na lei de Newton referente ao impacto entre corpos rígidos e com fatores referentes as perdas de energia que podem ocorrer durante a cravação.

Como abordado no item 2.1.1.1, o controle da cravação é efetuado pela medida dos deslocamentos de nega e repique elástico. A NBR 6122 (2022) afirma que as formulações desenvolvidas por meio dessas medidas visam assegurar a homogeneidade das estacas cravadas. Para Alves, Lopes e Danziger (2004), a partir da capacidade de carga desejada (determinada por meio de métodos teóricos ou semi-empíricos), é possível fixar a nega máxima, ou, pode-se estimar a capacidade de carga da estaca já executada, a partir da nega calculada em campo.

Entre as diversas fórmulas, Hachich *et al.* (1998) cita que as fórmulas de Brix e dos Holandeses são as mais divulgadas e utilizadas.

- Fórmula de Brix

$$s = \frac{W^2 \cdot P \cdot h}{R \cdot (W + P)^2} \quad (26)$$

- Fórmula dos Holandeses

$$s = \frac{W^2 \cdot h}{R \cdot (W + P)} \quad (27)$$

Onde:

s	Nega correspondente
W	Peso do martelo
h	Altura de queda do martelo
R	Resistência do solo a penetração da estaca
P	Peso da estaca

Na fórmula de Brix é adotado um valor para R de 5 vezes a carga admissível da estaca e na dos Holandeses de 10 vezes a carga admissível.

De acordo com Hachich *et al.* (1998), as fórmulas dinâmicas possuem críticas relacionadas a sua construção com base na teoria de Newton. Enquanto os estudos são embasados em corpos livres, na realidade da cravação a estaca está inserida no solo e interage em função de diversas variáveis geotécnicas. Segundo Machado (1995 apud Medrano, 2014, p. 46), apesar das restrições conhecidas, as fórmulas dinâmicas são uma medida para auxiliar o engenheiro de campo na tomada de decisões, segurança e uniformidade ao estaqueamento.

2.10 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma abordagem de modelagem que tem por objetivo analisar problemas em meios contínuos. Ele é baseado na divisão desses meios em partes discretas, chamadas de elementos finitos, nos quais é possível obter uma descrição matemática do comportamento (DIAS *et al.*, 2010).

Esses elementos são conectados por pontos chamadas nós que formam uma malha que representa o domínio do problema.

Segundo Lautenschläger (2010), devem-se ser satisfeitas condições a nível local (elemento) e global (todo o corpo) para que se encontrem resultados adequados e condizentes com a realidade, são elas: equilíbrio de forças, compatibilidade de deslocamentos e relação tensão-deformação do material. Vaz (2011) cita que as incógnitas primárias são relativas ao deslocamento, a partir das quais todas as demais respostas serão obtidas, como deformações e tensões (variáveis secundárias).

Na atualidade, variados softwares para a resolução de problemas pelo MEF são utilizados. Na modelagem de problemas de geotécnica, o Abaqus é um dos programas de maior destaque e foi o utilizado no presente trabalho.

2.10.1 Modelos constitutivos

De acordo com Gerscovich (2008), a função dos modelos constitutivos é reproduzir e prever o comportamento de um material em relação à tensão e deformação. Os modelos constitutivos podem ser elástico (linear ou não linear) e elastoplásticos. Dentre os modelos elastoplásticos mais usados em solos destacam-se os modelos que representam o comportamento elástico de forma linear e definem a plastificação através de: critérios de plastificação como os Tresca e Von Mises; ou Mohr-Coulumb.; O modelo de Cam-Clay também bastante utilizado, considera um comportamento não-linear para definição tanto da elasticidade e plasticidade. No presente estudo, foi utilizado o modelo elástico linear para o elemento de fundação (estaca) e o modelo elastoplástico com critério de Mohr-Coulumb para as camadas de solo, tendo vista a disponibilidade de parâmetros.

No regime elástico, todas as deformações causadas devido a aplicação de um carregamento são recuperáveis, retornando à sua condição original após o descarregamento. Já o comportamento plástico acontece quando o material não se recupera ao seu estado original, quando são interrompidas as ações deformantes (Caputo, 1988).

No presente trabalho, foi utilizado o software Abaqus 6.13 para a execução de análises em elementos finitos. Assim como na maioria dos programas

computacionais, são inseridos os valores de duas constantes para o modelo elástico: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν).

Por outro lado, para o modelo com critério de falha de Mohr-Coulumb são necessários os parâmetros de ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c') e ângulo de dilatância (ψ). Esse critério permite a determinação da resistência ao cisalhamento (τ) de um material na iminência de sua ruptura no plano $\tau \times \sigma$, onde σ é a tensão normal ao plano de cisalhamento. A equação (28) representa a relação.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot tg\phi' \quad (28)$$

3 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O presente trabalho tem como objeto de estudo a fundação executada para a estrutura de um reservatório de água tratada. A obra está localizada na região da baixada santista, especificamente na cidade de Itanhaém (SP), e foi executada no ano 2022. Nesse capítulo é apresentada a estrutura, investigações geotécnicas realizadas, o processo executivo das fundações e prova de carga executada.

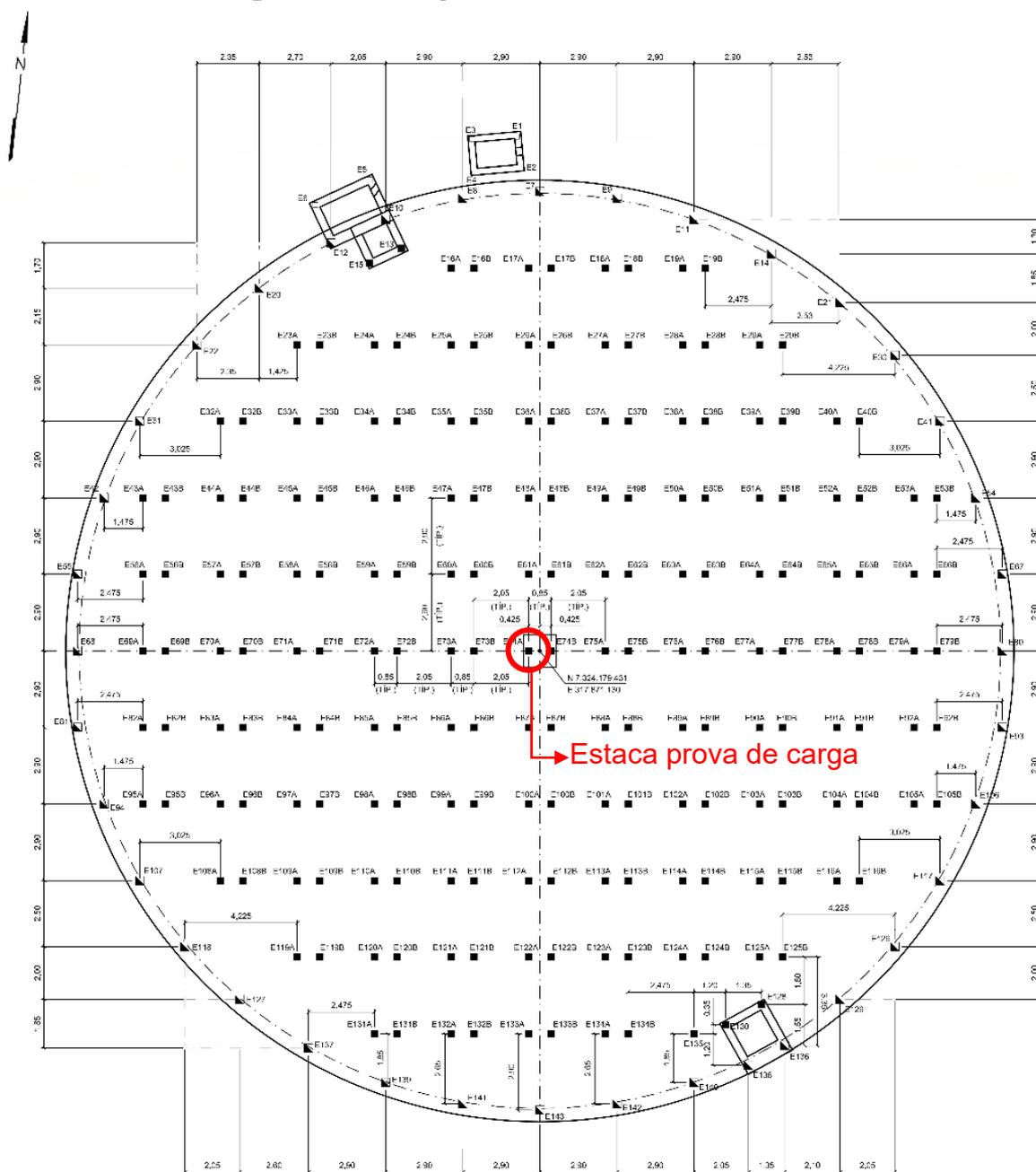
3.1 ESTRUTURA DE ESTUDO

O reservatório de água tratada projetado trata de uma estrutura metálica circular e possui 34,67 m de diâmetro e 11,57 m de altura, com volume útil de 10.000 m³. A estrutura descarrega 12.361 toneladas em sua fundação, que foi dimensionada com uma laje armada que transmite os esforços a 238 estacas pré-moldadas de concreto de seção retangular.

No projeto, as estacas variam de seção, entre 20x20 cm a 33x33 cm, a depender das cargas de trabalho aplicadas. Ademais, foram especificadas com comprimento médio da ordem de 21,0 m cravado em solo, projetadas como estacas de ponta, devido à natureza do perfil geológico observado no terreno, conforme será discutido adiante.

No presente estudo, será analisada isoladamente a estaca E74A de seção 26x26 cm, localizada na região central do reservatório, que foi submetida à prova de carga estática após a cravação, devido à sua maior carga de trabalho, de 52 tf. De acordo com os registros de obra, a estaca de 26x26 cm empregada possui uma carga de catálogo do fabricante de 127 tf à compressão. A Figura 12 apresenta em planta a estrutura descrita e as estacas locadas.

Figura 12 - Locação das estacas do reservatório



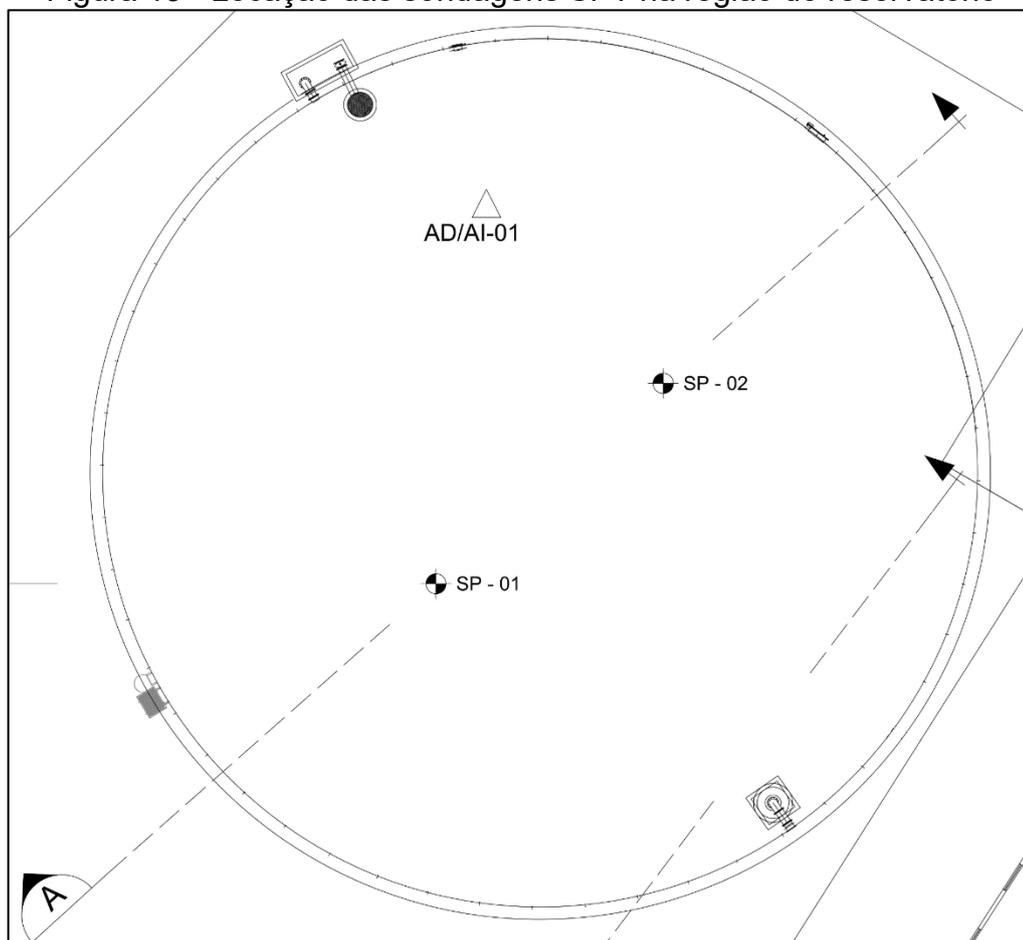
Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na região de implantação da estrutura, foram realizadas duas sondagens a percussão do tipo SPT (SP-01 e SP-02) próximas ao centro do reservatório, em âmbito do projeto executivo, a fim de caracterizar o solo e confirmar as

características já observadas em outras sondagens realizada anteriormente. A Figura 13 apresenta a locação das investigações.

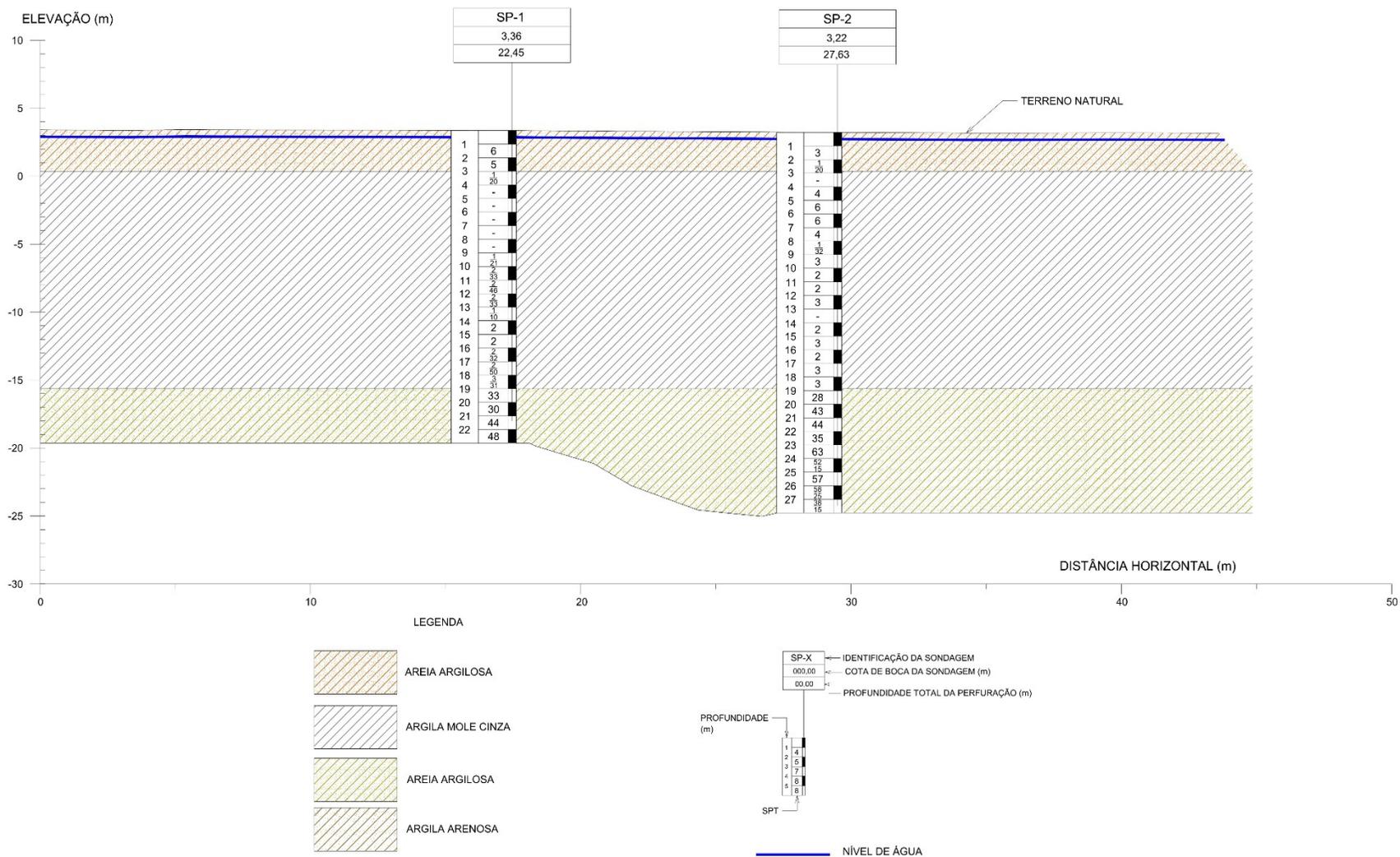
Figura 13 - Locação das sondagens SPT na região do reservatório



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Com base nos resultados das sondagens, foi traçado um perfil geotécnico aproximado utilizando o SP-01 e SP-02, conforme apresenta a Figura 14.

Figura 14 - Perfil geotécnico da região de estudo (SP-01 e SP-02 Anterior)



Fonte: Adaptado de Relatório técnico de projeto (2022)

É possível observar que os primeiros dois metros são compostos de uma camada de areia argilosa, fina a média de cor marrom, com consistência variando de fofa a compacta. A resistência à penetração do solo (N_{SPT}) varia entre 3 a 5 golpes na camada. Sotoposta a esta camada, identifica-se uma camada de 16,0 a 17,0 m de argila, pouco arenosa, de consistência mole a muito mole e cor escura. Neste material, é observada uma baixa resistência a penetração com N_{SPT} variando entre 1 a 3 golpes o que caracteriza material composto por sedimentos fluviolagunares e de baías (Argila SFL). Por fim, a última camada encontrada na investigação é composta de areia argilosa, as vezes com pedregulho e de cor cinza. Com espessura de aproximadamente 10,0 m nos furos SP-02, possui uma resistência à penetração elevada, com média superior a 45 golpes. Ademais, o nível de água ocorre superficialmente e varia de 0,32 m a 0,45 m entre as duas sondagens.

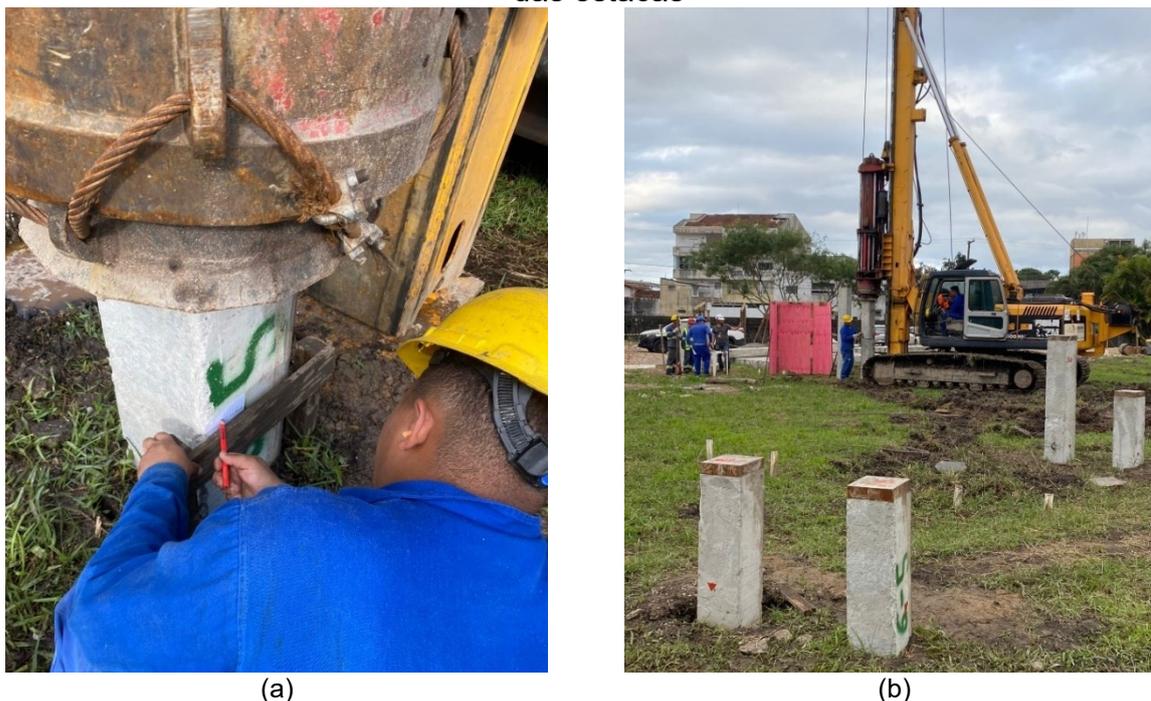
Percebe-se que o perfil geotécnico é típico das Argila SFL encontradas na região da baixada santista, conforme elucidado no item 2.3.1, isto é, com camadas muito moles na superfície, até aproximadamente 18,0 m de profundidade, e horizontes espessos de areia compacta e resistente, que já caracterizam solo de alteração de rocha. Por essa razão, a projetista optou por dimensionar o estaqueamento como “estacas de ponta”, isto é, situação em que a maior parte da capacidade de carga é atribuída à resistência de ponta (R_p), uma vez que o solo circundante apresenta baixa resistência na maior parte do fuste e o solo na elevação de assentamento se caracteriza pelo impenetrável. Esse material constatado no impenetrável, conforme empreendimentos executados em locais próximos ao sítio da obra, é oriundo de rocha de gnaiss de elevada competência.

3.3 EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO

Em abril de 2022, foi iniciada a execução das fundações após o serviço de terraplenagem do terreno. O serviço consistiu na marcação e cravação das estacas pré-moldadas com bate-estaca hidráulico e martelo de 5 toneladas. Em relação à altura de queda do martelo, foi definida entre 40 a 50 cm, com o objetivo de evitar danos na estaca.

Foi feito o registro e o controle de cravação com a nega, incluindo a estaca em estudo. A Figura 15 apresenta registros da execução.

Figura 15 - Execução da fundação do reservatório: (a) registro da nega; (b) cravação das estacas



(a)

(b)

Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Ao fim da cravação, verificou-se que os comprimentos cravados foram próximos aos determinados pela projetista pelos métodos semi-empíricos, em torno de 21,0 m de comprimento, e a execução não registrou problemas executivos. Em relação ao controle de cravação, foram obtidas negas reduzidas, que caracterizaram elevada capacidade de carga na cota de assentamento da fundação.

A Figura 16 apresenta uma imagem aérea da fase final de execução das fundações.

Figura 16 - Estaqueamento em fase final

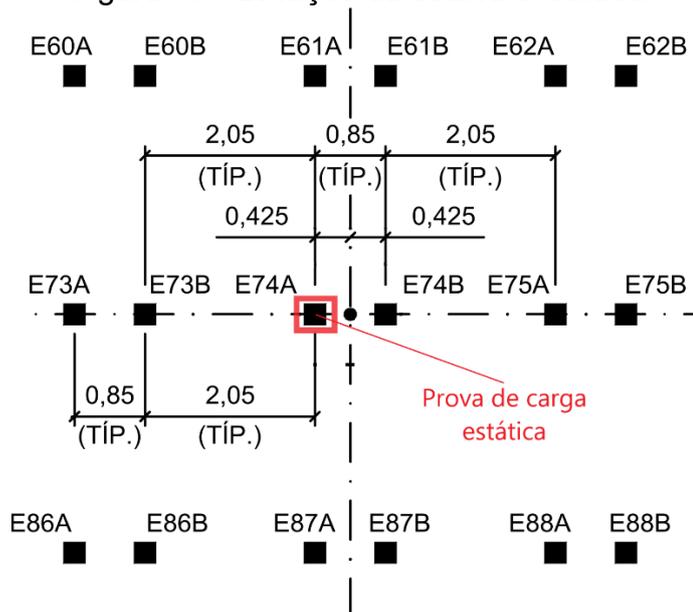


Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

3.4 PROVA DE CARGA

No empreendimento em análise, foram executadas 238 estacas pré-moldadas de concreto, de modo que se atinge o critério de exigibilidade de prova de carga exposto na Tabela 10. Dessa forma, conforme indicado pelo projeto de fundações, foi executado um ensaio de prova de carga estática em uma das estacas da estrutura. O ensaio foi realizado na estaca E74A, de seção 26x26cm, pré-moldada de concreto protendido e posicionada na região central do reservatório. A Figura 17 apresenta em planta a localização da estaca ensaiada.

Figura 17 - Locação da estaca ensaiada



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

A carga de trabalho de projeto é de 52 tf, com a capacidade de carga estimada pela projetista, por meio de métodos semiempíricos, da ordem de 75 tf. Dessa forma, foi especificado como carga de ensaio o valor de 150 tf, que corresponde a duas vezes a capacidade de carga conforme preconiza a norma NBR 6122:2022.

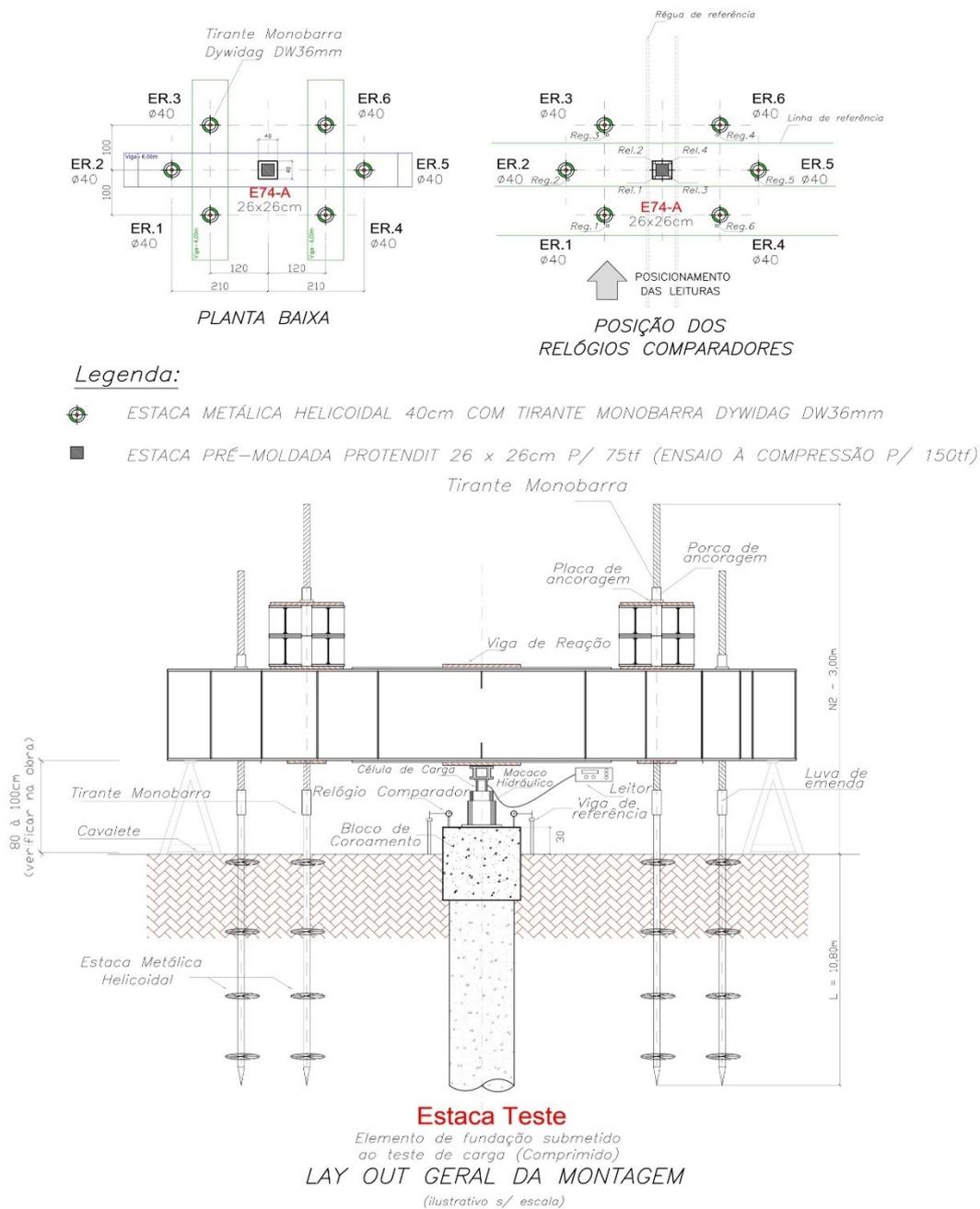
3.4.1 Procedimento executivo

Foi realizado o ensaio estático tipo lento à compressão, conforme procedimento da NBR 16903:2020, com o carregamento realizado em dez estágios de 150 kN cada. Devido à natureza mole do solo, após os primeiros metros do terreno, o sistema de reação foi concebido com uso de 6 (seis) estacas metálicas do tipo helicoidal, com diâmetro 40 cm e comprimento de 10,80 m perfurados em solo. Esse sistema foi escolhido devido à maior resistência à tração proporcionada pelos trados helicoidais, uma vez que o sistema aplicaria esforços de tração da ordem de 25 tf. em cada elemento.

Além disso, uma viga principal e duas secundárias compuseram o sistema, conforme a Figura 18, que apresenta o detalhamento do sistema de reação. A Figura 19 apresenta uma visão geral do ensaio em campo com os equipamentos

utilizados, enquanto na Figura 20 podem ser observados o macaco hidráulico e os relógios comparadores utilizados.

Figura 18 - Projeto do sistema de reação do ensaio



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Figura 19 - Montagem do ensaio e equipamentos utilizados



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Figura 20 - Macaco hidráulico e relógios comparadores instalados na estaca



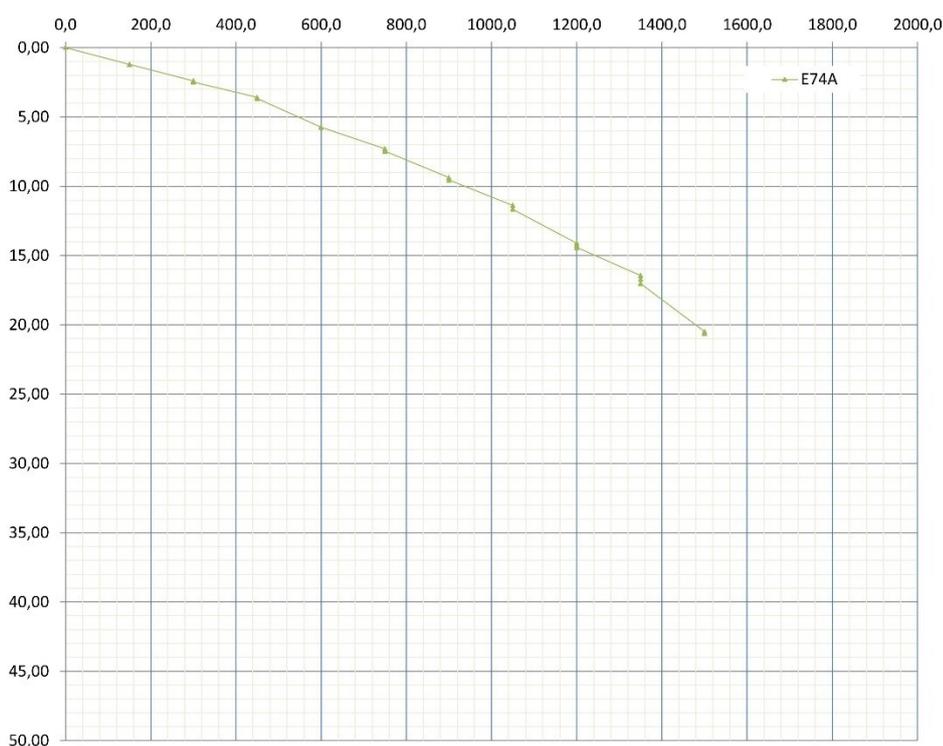
Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Foram realizados dois ensaios de prova de carga estática na estaca determinada. O primeiro teve duração de 5 horas e 30 min, tempo inferior ao estimado devido a uma falha no macaco hidráulico utilizado, conforme será discutido adiante. Todavia, foi realizado um novo ensaio dois dias após, mas que também teve o procedimento interrompido por uma falha no sistema de reação que se deslocou para cima.

3.4.1.1 Execução do primeiro ensaio

No primeiro ensaio, o procedimento correu normalmente com todos os estágios de carga sendo cumpridos. Como estabelecido na NBR 16903 (ABNT, 2020), no último estágio é necessário cumprir o período de estabilização dos recalques por 12 h seguidas. Entretanto, após a primeira hora do processo, o macaco hidráulico utilizado apresentou vazamento de óleo, o que ocasionou o descarregamento da carga aplicada. Dessa forma, a estaca foi completamente descarregada e o macaco retirado para substituição. Cabe mencionar que, conforme curva de carga versus deslocamento (Figura 21), os recalques já estavam estabilizados previamente à interrupção do ensaio.

Figura 21 – Curva carga x deslocamento do primeiro ensaio



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

3.4.1.2 Execução do segundo ensaio

Conforme mencionado anteriormente, o segundo ensaio foi interrompido por uma falha no sistema de reação. O fato ocorreu na passagem do 7º para o 8º estágio de carregamento e pode ser observado na Figura 22. Não foi observado ruptura nítida na estaca teste, mas sim das estacas de reação, trados helicoidais, que não suportaram as cargas de tração no segundo ensaio.

Dessa forma, pode-se inferir que o sistema não teve capacidade de suportar a carga transferida pelo macaco hidráulico e pelas vigas de reação. Ademais, no primeiro ensaio, a carga foi suportada, com a possível causa para o ocorrido ser a perda da estrutura do solo submetido a tração no novo ensaio. Tal problema poderia ter sido evitado, por exemplo, pela execução de estacas helicoidais em maior profundidade. Na Figura 23 pode ser observada a curva carga versus deslocamento do segundo ensaio.

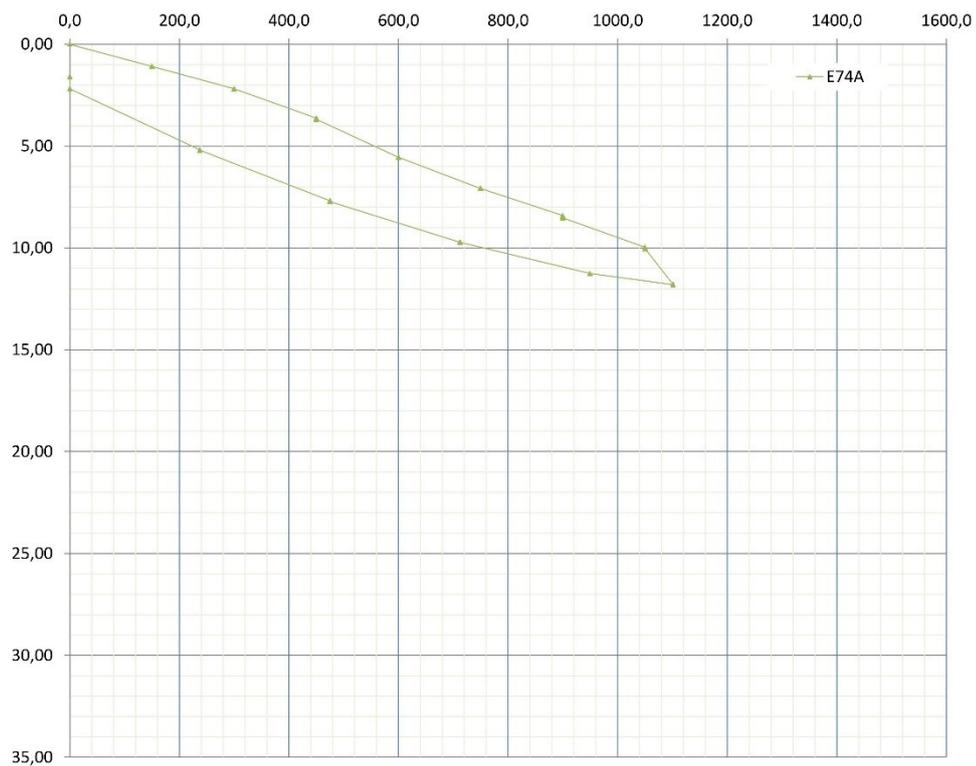
Como o primeiro ensaio obteve a curva de carga vs recalque necessária à validação da estaca-teste, a projetista entendeu que não haveria necessidade de realizar novo ensaio, uma vez que os recalques apresentados no último estágio de aplicação de carga já estavam estabilizados.

Figura 22 - Rompimento geotécnico da estaca de reação



Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

Figura 23 - Curva carga x deslocamento do segundo ensaio

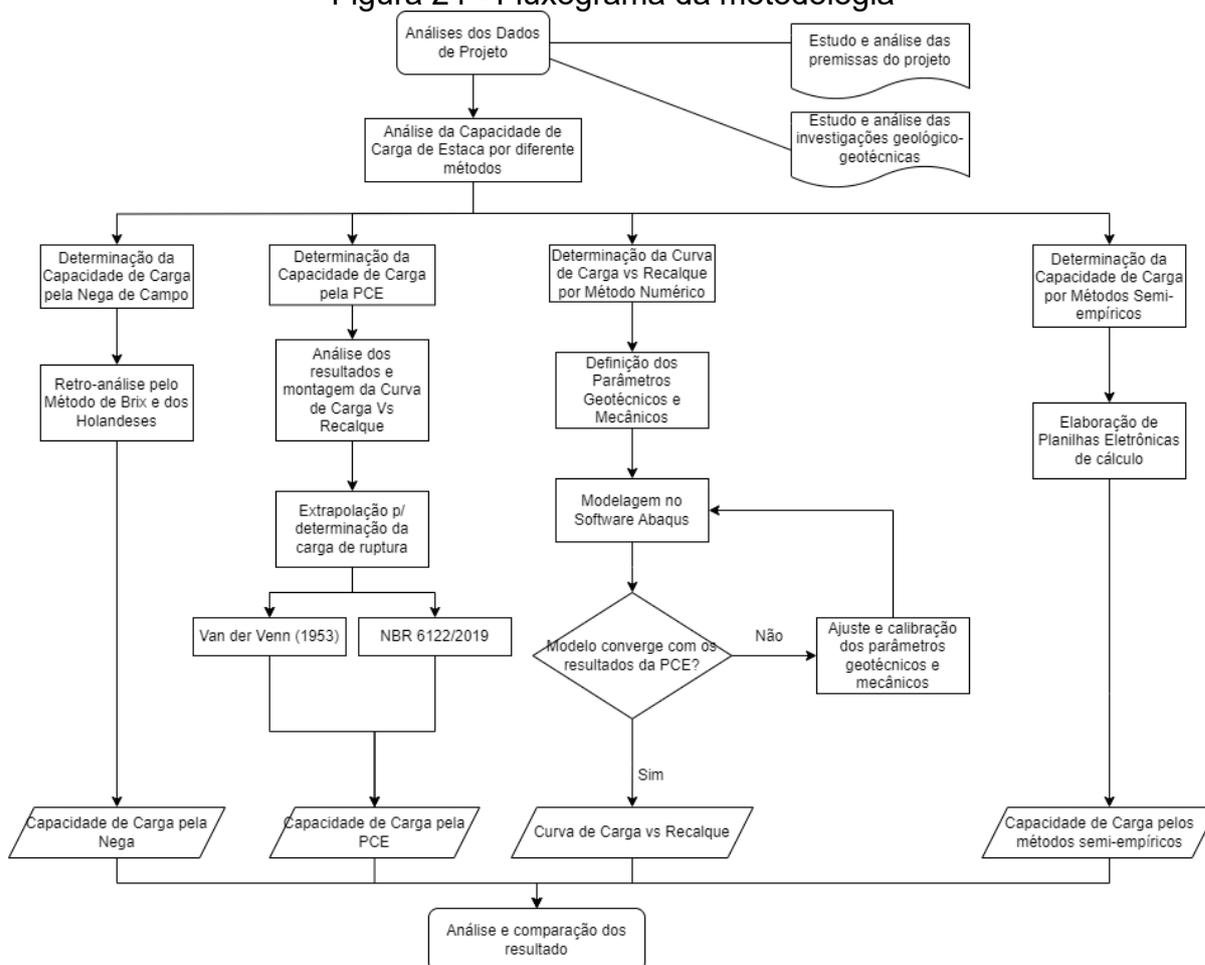


Fonte: Relatório técnico do Projeto (2022)

4 METODOLOGIA DE ANÁLISE

O trabalho desenvolvido tem por objetivo a determinação da capacidade de carga por diferentes métodos e compará-los entre si, bem como com o resultado da prova de carga estática realizada. O método adotado é apresentado na Figura 24.

Figura 24 - Fluxograma da metodologia



Fonte: Autor (2023)

O trabalho tem início com a coleta dos dados por meio de projetos, memórias de cálculo, relatórios de ensaios e material de execução da obra. A partir disso compreende-se as características geotécnicas do solo do local, soluções adotadas na obra e informações importantes para a análise.

Foram produzidas planilhas eletrônicas para o cálculo da capacidade de carga por meio dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) e UFRGS (2005). Nessa atividade, com as sondagens SPT na região do reservatório são inseridas as informações de resistência do solo (N_{SPT}) e caracterização das camadas de solo metro a metro. São

utilizadas as duas sondagens apresentadas no item 3.2 com a análise individual da capacidade de carga para cada, e posteriormente utilizando a média de ambas.

Com o boletim de cravação de estacas, foi elaborada uma planilha eletrônica para compilar os valores de nega, altura de queda, peso do martelo e comprimento da estaca. Desse modo, são empregadas as equações dinâmicas de Brix e Holandeses para estimar a capacidade de carga da fundação.

Ademais, com os dados da prova de carga, é gerada uma planilha eletrônica para plotar curva de carga versus recalque do ensaio. Nessa atividade, mediante o método de Van der Veen (1953), é realizada a extrapolação da curva e, com isso, é gerada a reta de ruptura convencional a partir do método da NBR 6122 (ABNT, 2022) para obter a capacidade de carga pelo ensaio.

Para a modelagem numérica em elementos finitos são necessárias definições de geometria, parâmetros de materiais, condições de contorno e interação entre o solo e a estaca. O detalhamento do procedimento executado é apresentado no item 4.1.

4.1 ELABORAÇÃO DA CURVA DE CARGA VS RECALQUE POR MÉTODO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS

Para a modelagem da estaca e camadas de solo utilizando o método dos elementos finitos foi utilizado o software Abaqus CAE versão 6.13. Como referência foi utilizada a sondagem SP-01, mais próxima a locação da estaca em estudo. O modelo foi estabelecido como axissimétrico, que apesar de ser em 2D, utiliza coordenadas cilíndricas que permitem aproximação à modelagem em 3D.

No modelo são necessárias as definições de geometria, malha de elementos finitos, condições de contorno, interação entre solo e estaca e parâmetros dos materiais que serão apresentadas a seguir.

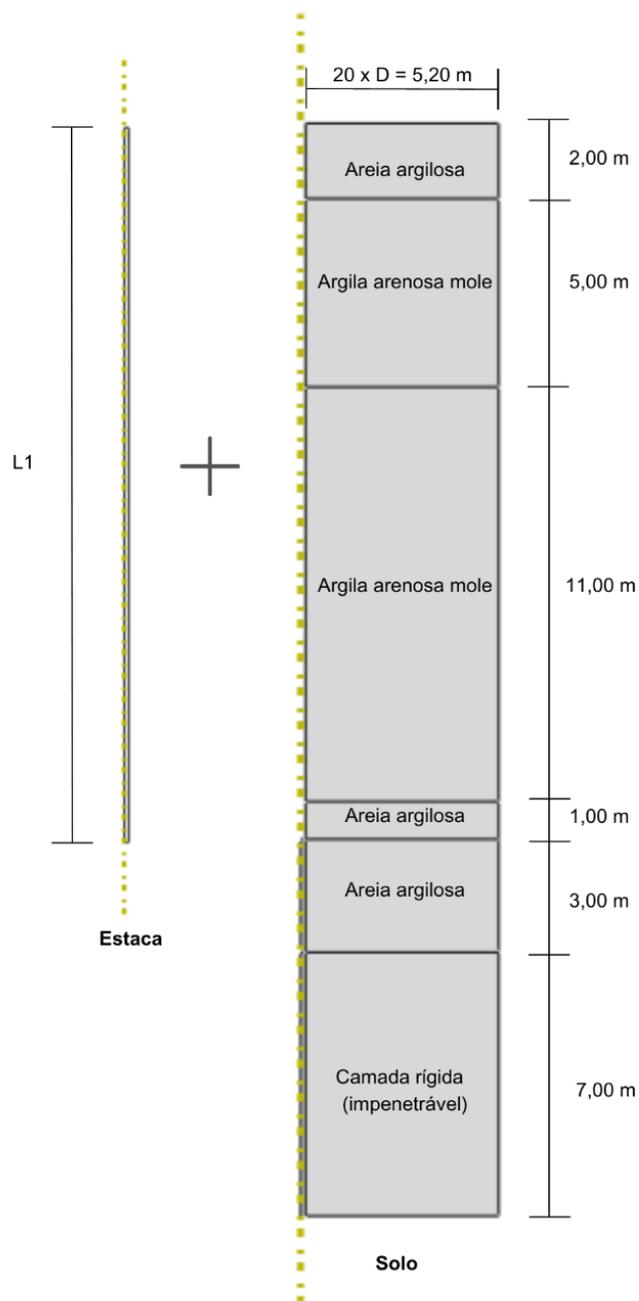
4.1.1 Geometria

Em um modelo axissimétrico há um eixo de simetria axial em que apenas metade do conjunto solo-estaca é representado no modelo. Nesse sentido, foram definidas dimensões suficientemente grandes para que não haja interferência significativa dos limites geométricos nos resultados do cálculo, com vinte vezes o diâmetro da estaca (D) de largura e com altura (L_2) de dez metros a mais que o

comprimento da estaca (L1), conforme apresenta a Figura 25. As relações geométricas são concordantes com o proposto por Faro (2014).

A estratigrafia das camadas de solo, Figura 25, foi estabelecida no modelo com base nos perfil geológico-geotécnico local, a partir das sondagens à percussão, consistência, descrição e resistência à penetração dos materiais. Por simplificação, as camadas foram representadas como horizontes de solo, apesar de ser possível a variação de espessura ao longo do terreno.

Figura 25 - Geometria adotada para o modelo estaca-solo



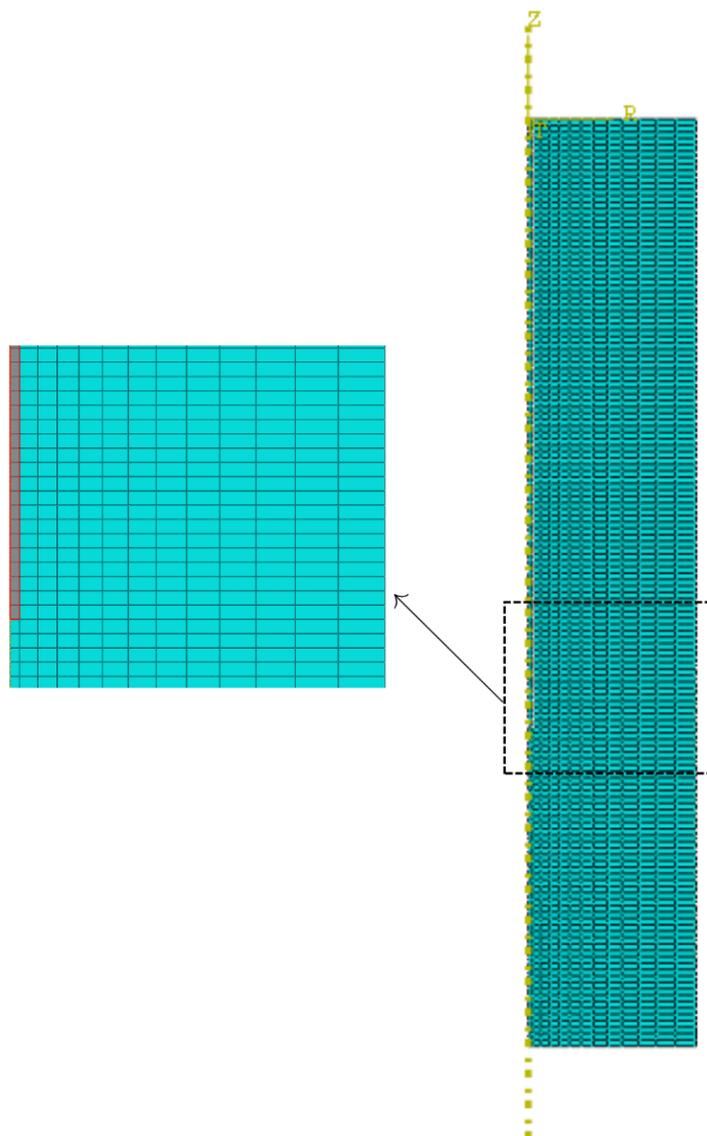
Fonte: Autor (2023).

4.1.2 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos influencia diretamente nos resultados das simulações numéricas, sendo sua definição importante para uma análise adequada. É necessário verificar em diferentes arranjos e tamanho de elementos as distorções ocorridas para assim definir a malha adequada ao modelo.

No modelo foram empregadas malhas distintas para a estaca e para as camadas de solo por possuírem geometrias e materiais diferentes. Na estaca foi utilizada uma malha de elementos quadriláteros axissimétricos bilineares denominados “CAX4R”, com quatro nós. Já nas camadas de solo, foi empregada a malha com elementos quadriláteros axissimétricos “CAX4P”, de quatro nós, com deslocamento e poropressão bilineares. Para melhorar o modelo, foram refinadas as regiões de solo ao redor da estaca, local onde são previstos maiores deslocamentos e solicitações, devido a interação solo-fundação, conforme apresenta a Figura 26.

Figura 26 - Malha de elementos finitos do modelo estaca-solo



Fonte: Autor (2023).

4.1.3 Condições de contorno e carregamento

Para este modelo, foram aplicadas as seguintes condições de contorno:

- Restrição de deslocamento vertical na base do bloco;
- Restrição de deslocamento horizontal na lateral direita do modelo;
- Restrição de deslocamento horizontal na lateral esquerda do modelo na região abaixo da estaca;
- Poropressão nas superfícies inferior, superior e na região do contato com a base da estaca;

- Aplicação no topo da estaca de um deslocamento vertical para simular o carregamento e a execução da prova de carga.

As condições de contorno impõem restrições de deslocamento, poropressões e carregamento. A partir de dois nós no topo da estaca, são obtidas as reações e deslocamentos para simulação da execução da prova de carga e construção de uma curva carga vs recalque.

4.1.4 Tensões geostáticas (*in situ*)

Para que o efeito da ação gravitacional e variação do estado de tensões com a profundidade seja representado, é necessário inserir no software a aplicação dessa condição. Dessa forma, por meio da equação proposta por Terzaghi (29) foram calculadas as tensões verticais efetivas (σ'_v).

$$\sigma'_v = \sigma_v - \mu = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i - \gamma_w \cdot z_w \quad (29)$$

Onde:

σ_v	Tensão total
μ	Pressão neutra
γ_i	Peso específico do solo na camada
z_i	Espessura da camada
γ_w	Peso específico da água
z_w	Profundidade em relação ao nível de água

Somado a isso, também é necessário determinar as tensões geostáticas horizontais. Desse modo, o coeficiente de empuxo horizontal (k_0) também foi inserido no modelo, obtido por meio da equação de Jaky (1944) (30), que correlaciona o valor com o ângulo de atrito efetivo (ϕ').

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (30)$$

Na Tabela 11 são apresentados os valores de tensão geostática adotados para cada camada de solo. Ressalta-se que o nível de água do terreno foi

considerado na superfície do terreno, conforme observado no local do empreendimento.

Tabela 11 - Valores obtidos para a tensão vertical e coeficiente de empuxo horizontal

Camada	σ'_v (kN/m^2)	k_0
Areia argilosa	36	0,57
Argila arenosa mole preta	101	0,74
Argila arenosa mole cinza escura	244	0,66
Areia argilosa média a rija	265	0,50
Areia argilosa rija	328	0,32
Camada rígida (impenetrável)	475	0,32

Fonte: Autor (2023)

4.1.5 Interação entre solo e estaca

Outra condicionante importante no modelo é a definição da interação entre o solo e a estaca, dois materiais de naturezas e propriedades distintas. O software utilizado no presente estudo, Abaqus versão 6.13, possui uma lógica para calcular tal interação, que consiste em compreender as superfícies que estão em contato em cada momento da simulação a partir da atribuição de propriedade (normal e tangencial) ao longo da interação (Lautenschläger, 2010).

Para o contato normal foi atribuída a interação com o método direto denominado *Hard Contact* e para o contato tangencial o método da penalidade (*Penalty Method*). Segundo Lautenschläger (2010) o método direto consiste na aplicação da pressão diretamente ao constatar-se o contato com uma penetração praticamente nula, enquanto que o método da penalidade é baseado no modelo de fricção isotrópica de Coulumb com um coeficiente de fricção (μ) que é obtido pela tangente do ângulo de atrito.

Foram definidas as condições de interação a partir da técnica de discretização Superfície-Superfície (S-S), na qual se define uma superfície “mestre” e outra “escrava”. Para o modelo em análise, a superfície “mestre” é a estaca, enquanto o solo é a “escrava”, onde a primeira governa a aplicação do contato e dita o comportamento do solo em contato.

4.1.6 Parâmetros e materiais

Para o material da estaca foi definido o modelo elástico linear, estabelecendo o Módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν) com base em dados padronizados para o concreto. Os valores adotados foram de 34 MPa e 0,20, respectivamente.

Nas camadas de solo, foram adotados os modelos constitutivos elástico linear e o modelo de Mohr-Coulumb na ruptura, inserindo os parâmetros de ângulo de atrito (ϕ) e coesão (C) para cada camada do perfil adotado. Nesse caso, no presente trabalho, foram definidas duas hipóteses com adoção de parâmetros diferentes:

- a) Hipótese A: análise com parâmetros teóricos, obtidos a partir de correlações e bibliografias técnicas;
- b) Hipótese B: análise com a calibração do modelo, buscando a curva carga versus recalque obtida na prova de carga estática, mediante ajustes e iterações dos parâmetros geotécnicos e mecânicos atribuídos inicialmente.

Na hipótese A, com base na descrição, N_{SPT} e consistência dos materiais verificados nas sondagens, procedeu-se a uma pesquisa em bibliografia técnica e sítios eletrônicos especializados, para obtenção de parâmetros de materiais em condições geotécnicas similares com a do empreendimento em estudo, conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos adotados na Hipótese A.

Camada	E ^[1] (MPa)	ν ^[1]	ϕ' ^[2]	c'	γ ^[4] (kN/m ³)
Areia argilosa	10,50	0,35	25,00	1,00	18,00
Argila arenosa mole	2,10	0,40	19,00	10,00 ^[3]	13,00
Argila arenosa mole	3,82	0,40	21,00	15,00 ^[3]	13,00
Areia argilosa	52,00	0,40	40,00	1,00	21,00
Areia argilosa	76,00	0,40	45,00	1,00	21,00
Camada rígida (impenetrável)	82,50	0,40	47,00	1,00	21,00

Fontes: ^[1] Teixeira e Godoy (1996), ^[2] Teixeira (1996), ^[3] Marangon (2018), ^[4] Godoy (1972)

Para a hipótese B, foi realizada uma análise paramétrica sobre os efeitos de cada parâmetro no modelo numérico, variando os valores e observando os resultados obtidos.

Com o objetivo de assimilar a curva carga versus recalque com a da prova de carga, constatou-se que a camada em que a estaca apoia sua ponta governa o modelo na inclinação inicial da curva, com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito impactando no ponto inicial da plastificação do solo e levemente na inclinação. Como trata do impenetrável, isto é, uma camada resistente de solo, que já caracteriza solo de alteração de rocha, percebeu-se que os parâmetros mecânicos (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) deveriam ser maiores para esses materiais.

Dessa forma, foram feitos ajustes nos parâmetros até uma compatibilidade entre as curvas do modelo e do ensaio.

A Tabela 13 apresenta os parâmetros obtidos após a calibração do modelo.

Tabela 13 - Parâmetros geotécnicos adotados Hipótese B

Camada	E (MPa)	ν	ϕ'	c'	γ (kN/m ³)
Areia argilosa	70	0,35	25	5	18
Argila arenosa mole	20	0,40	15	5	13
Argila arenosa mole	30	0,40	20	10	13
Areia argilosa	100	0,35	30	20	21
Areia argilosa	800	0,35	43	30	21
Camada rígida (impenetrável)	800	0,35	42	35	21

Fonte: Autor (2023)

Os valores elevados para as camadas de apoio da estaca (areia argilosa), de 800 MPa, necessário para calibrar o modelo é acima do esperado. Entretanto, algumas considerações podem ser levantadas, como:

- As correlações empíricas utilizadas para determinação do módulo de elasticidade inicial em camadas resistentes possuem um limite de aplicação, de modo que camadas de areia verificada nas sondagens, de alta resistência, podem apresentar módulos de elasticidade muito superiores aos estimados, devido ao confinamento e ao histórico de formação, com origem em rocha de gnaiss;

- O solo existente na elevação de assentamento das fundações apresenta negas reduzidas, da ordem de 10 mm, o que caracteriza material de elevada resistência e, proporcionalmente, com propriedades mecânicas competentes.

5 RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados de capacidade de carga e carga admissível para a estaca em estudo por meio dos métodos semi-empíricos, fórmulas dinâmicas e modelagem numérica em elementos finitos, a partir da curva de carga versus recalque. Com isso, todos os resultados serão comparados com os resultados da prova de carga estática realizada na estaca.

5.1 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Para a previsão da capacidade de carga com base no N_{SPT} adotaram-se os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) e UFRGS (2005). Na estimativa foram empregadas as sondagens SP-01, SP-02 e a média das duas sondagens, totalizando três perfis diferentes. Os fatores de segurança adotados para obtenção da carga admissível seguem as recomendações dos autores e para UFRGS (2005) segue a recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2022), conforme Tabela 14.

Tabela 14 - Fatores de segurança adotados para cada método

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	UFRGS
R_L	2	1,3	2	2
R_p	2	4	2	2

Fonte: Autor (2023)

5.1.1 Resistência para SP-01

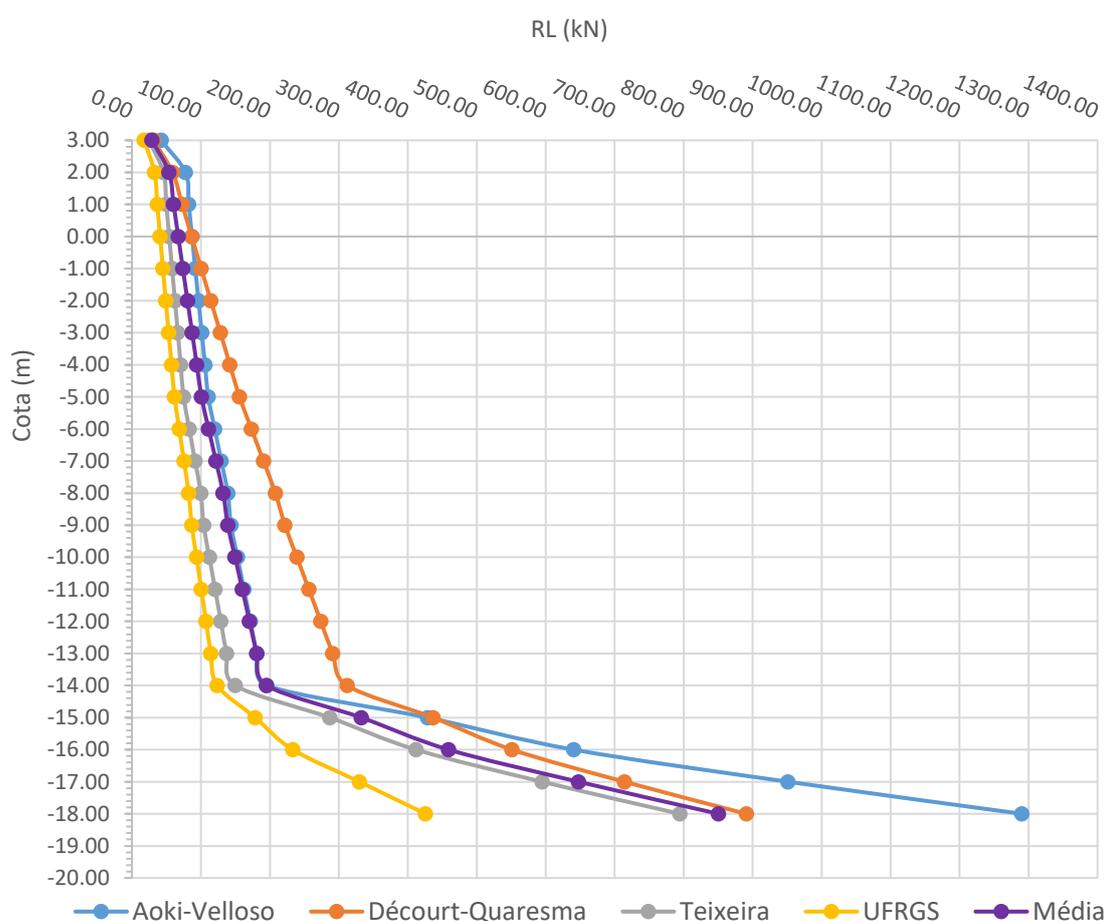
A sondagem à percussão SP-01, localizada próximo ao eixo central do reservatório, possui uma camada inicial de areia argilosa, seguida por argila arenosa mole até aproximadamente 16,5 m, onde ocorre uma camada de areia argilosa de maior resistência. A partir dos dados da sondagem, foram aplicados os métodos semi-empíricos para obtenção das resistências laterais e de ponta, bem como foi realizado o cálculo da resistência última, determinada com a soma das duas componentes e, por fim, determinada a carga admissível geotécnica.

A Figura 27 apresenta o desenvolvimento da resistência lateral (R_L) com a profundidade para cada método. De uma forma geral, o comportamento é linear com a profundidade e similar entre os métodos até a camada de solo mole. A partir da

camada de areia de maior resistência, é possível observar uma mudança abrupta na inclinação dos gráficos, caracterizada pela elevada resistência de ponta. Com o intuito de comparação, observa-se que o método Aoki-Velloso (1975) apresenta a maior resistência lateral com a profundidade, enquanto que o método UFRGS (2005) é o de menor valor.

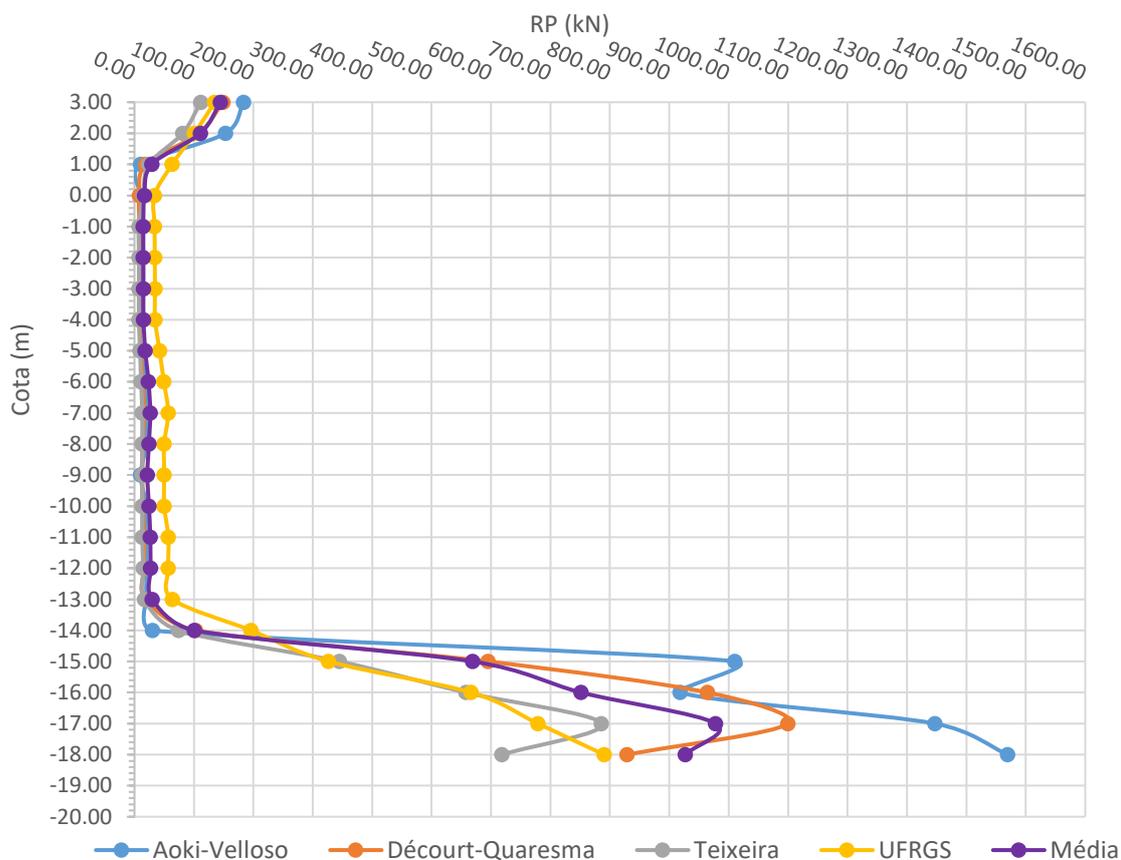
Na cota de assentamento da estaca (-16,00 m) é registrada uma R_L média de 459,20 kN e seu desvio padrão de 115,20 kN.

Figura 27 – Evolução da R_L com a profundidade para SP-01



Fonte: Autor (2023)

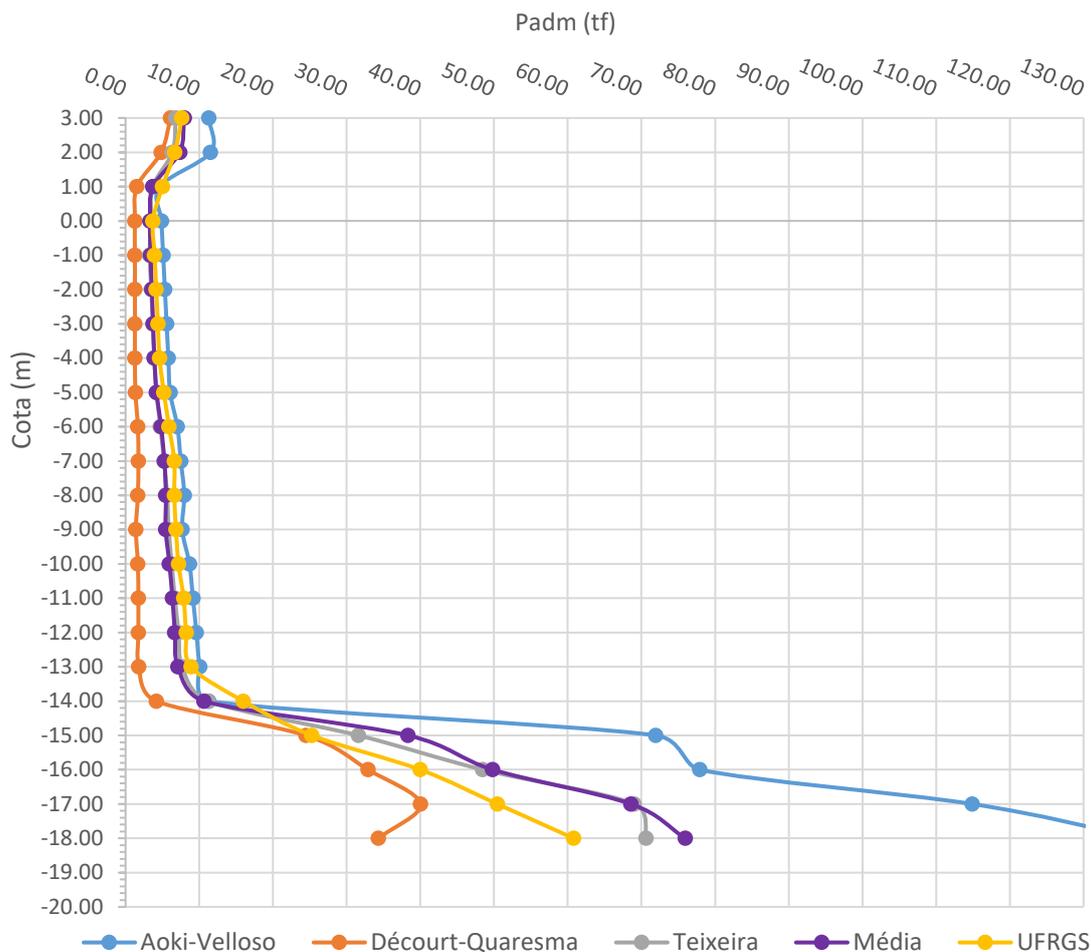
A resistência de ponta (R_p) apresenta o comportamento da Figura 28. Na região de argila mole, é possível observar que as resistências de ponta são nulas ou muito baixas, com um aumento elevado quando é encontrada a camada de areia argilosa de maior N_{SPT} . Na profundidade de assentamento (-16,00 m), os métodos de UFRGS e Teixeira compartilham valores muito próximos, da mesma forma que Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. A média entre as resistências para a cota de -16,00 m é de 751,76 kN e desvio padrão de 208,65 kN.

Figura 28 – Evolução de R_p com a profundidade para SP-01

Fonte: Autor (2023)

Com a soma das componentes lateral e de ponta e a inclusão do fator de segurança, é possível avaliar a carga admissível (P_{adm}) do elemento de fundação de acordo com cada método semi-empírico. A Figura 29 apresenta o desenvolvimento da carga admissível com a profundidade.

Na profundidade de assentamento da estaca, Aoki-Velloso tem os maiores valores resistência, na ordem de 77,94 tf. Por outro lado, UFRGS e Décourt-Quaresma apresenta um valor baixo de 39,99 e 32,91 tf, respectivamente. A resistência média também foi inserida no gráfico e é de 49,83 tf, enquanto o desvio padrão é de 13,47 tf.

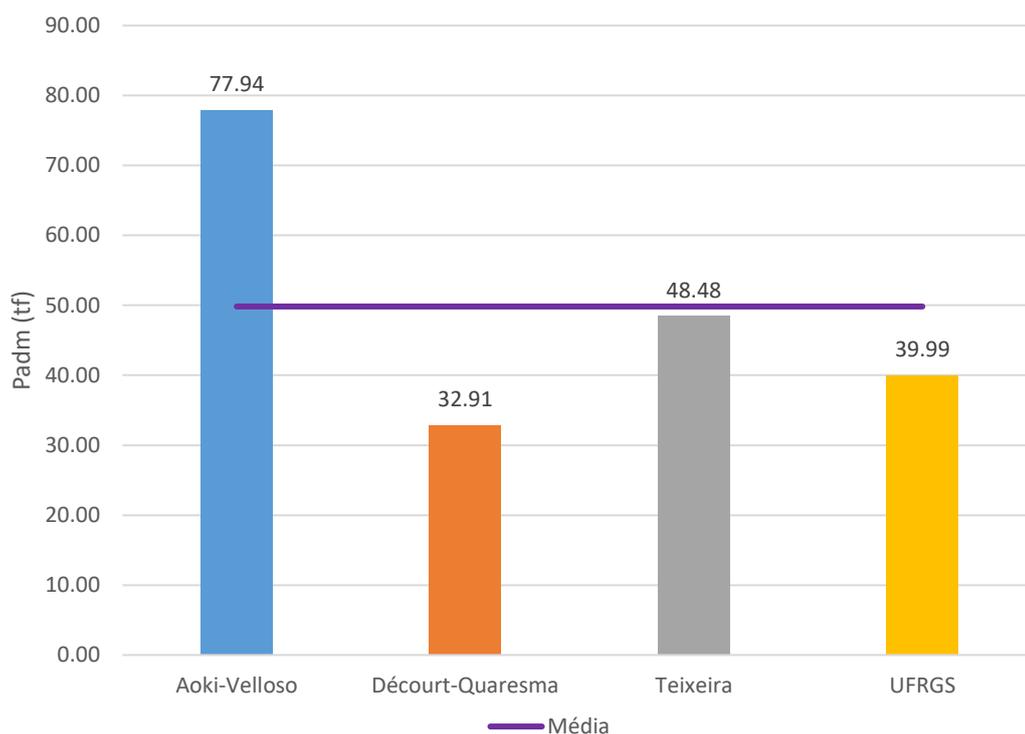
Figura 29 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-01

Fonte: Autor (2023)

Para melhor visualização, a Figura 30 apresenta os resultados finais de carga admissível para a sondagem SP-01. O valor menor, que corresponde ao método de Décourt-Quaresma pode ser justificado pelo fator de segurança adotado para a ponta, que, conforme recomendação do autor, é de 4 vezes para a resistência de ponta. Ademais, sabe-se que a estaca em estudo, devido ao perfil geotécnico, trabalha majoritariamente com a ponta, pois a resistência lateral desenvolvida no maior trecho (solo mole) é baixa.

Na Figura 30 também podem ser observados que o método Aoki-Velloso destoa dos demais e está acima da média, enquanto Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira estão abaixo, com o último com maior proximidade à média.

Figura 30 – Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-01



Fonte: Autor (2023)

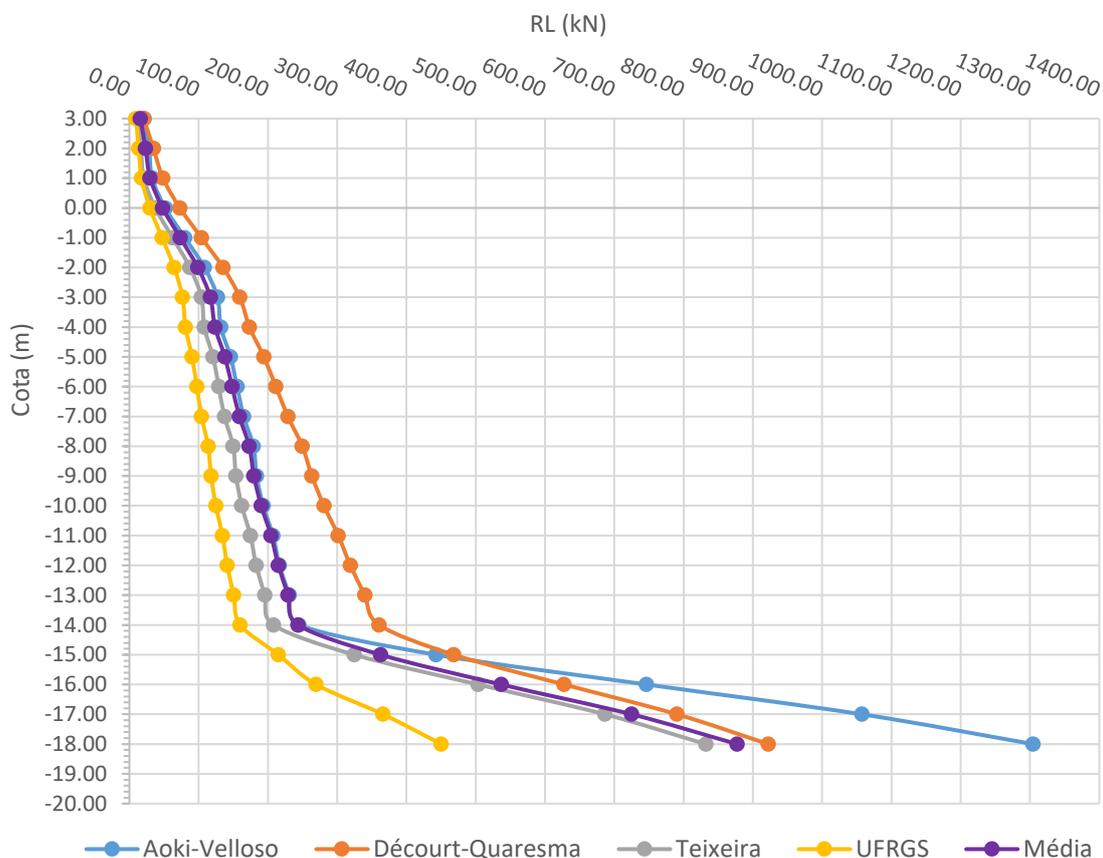
5.1.2 Resistência para SP-02

A sondagem à percussão SP-02, localizada próximo ao centro do reservatório possui um perfil similar ao da SP-01, com uma camada de areia seguida de argila silto arenosa de consistência mole a muito mole até encontrar um extrato de areia argilosa de maior resistência. A partir dos dados da sondagem foram aplicados os métodos semi-empíricos citados para obtenção das resistências laterais e de ponta, bem como a resistência última determinada com a soma das duas componentes e a carga admissível.

A Figura 31 apresenta o desenvolvimento da resistência lateral (R_L) com a profundidade para cada método. De uma forma geral, observa-se que o comportamento é linear com a profundidade e similar entre os métodos até a camada de solo mole. Com a entrada na camada de areia de maior resistência, é possível observar uma mudança considerável na inclinação dos gráficos. Com o intuito de comparação, da mesma forma como na sondagem SP-01, o método Aoki-Velloso (1975) apresenta maior resistência com a profundidade, enquanto que o método UFRGS (2005) é de menor resistência lateral. Na cota de assentamento da

estaca (-16,00 m), é registrada uma R_L média de 536,68 kN e seu desvio padrão de 135,40 kN.

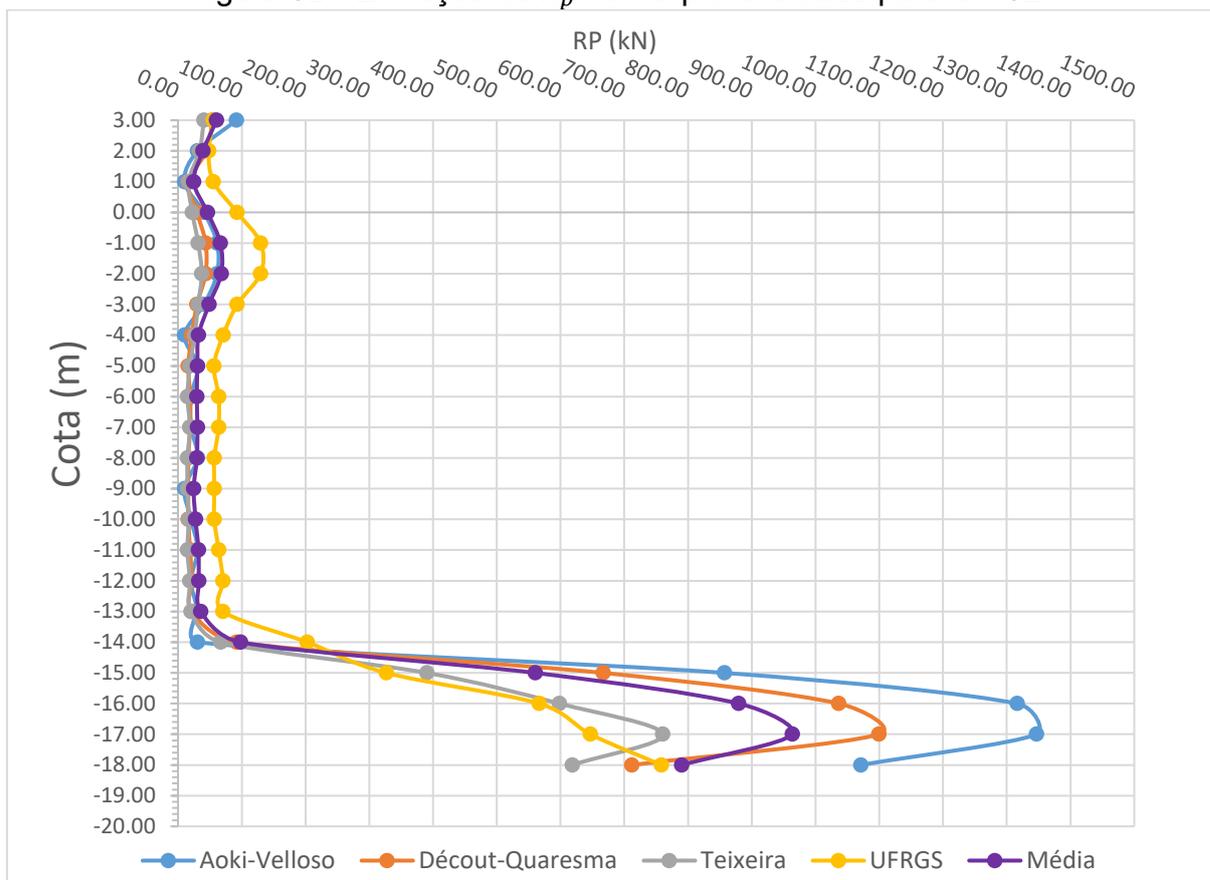
Figura 31 – Evolução da R_L com a profundidade para SP-02



Fonte: Autor (2023)

O comportamento da resistência de ponta (R_p) para a sondagem SP-02 está apresentado na Figura 32.

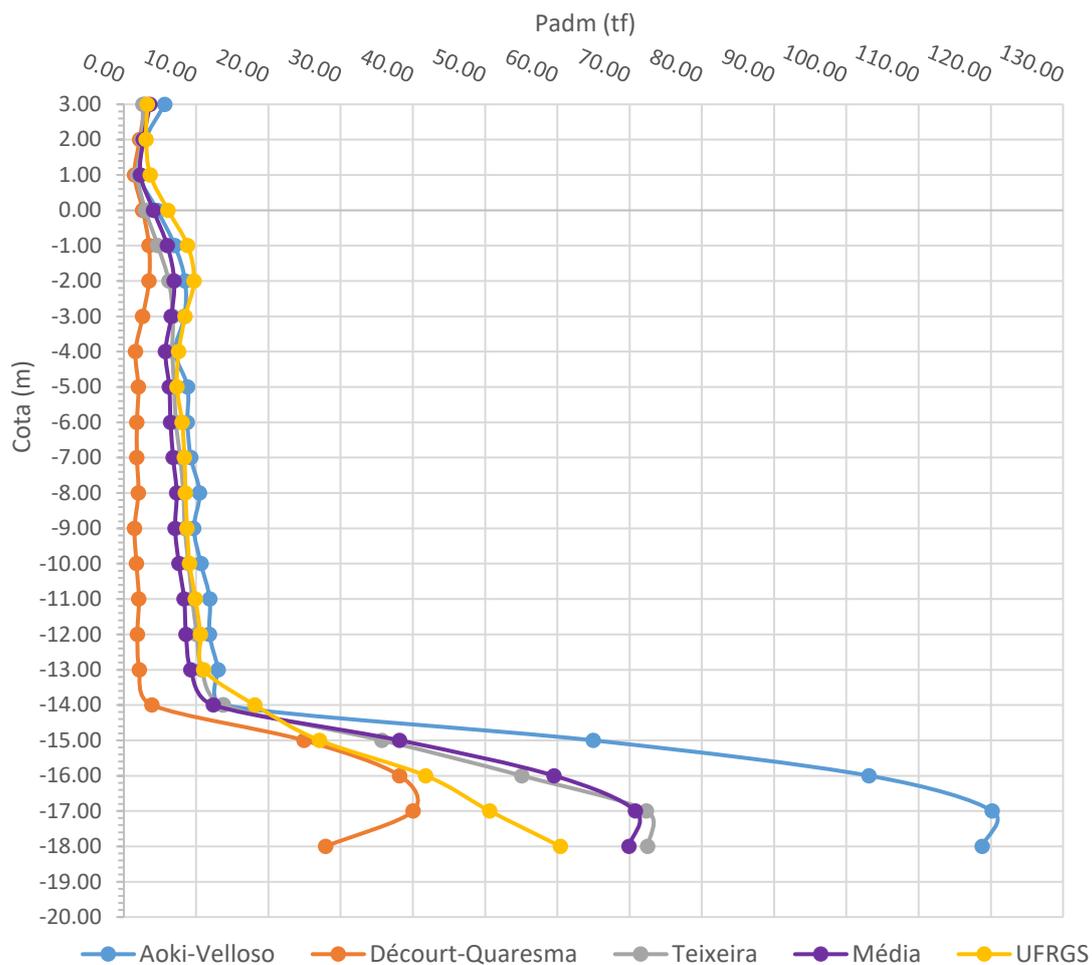
Na região de argila mole, é possível observar que as resistências de ponta são nulas ou muito baixas, com um aumento elevado quando é encontrada a camada de areia argilosa de maior N_{SPT} . Na profundidade de assentamento (-16,00 m), UFRGS e Teixeira possuem valores muito próximos, enquanto Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma apresentam valores mais elevados, conforme já observado na SP-01. A média entre as resistências para a cota de -16,00 m é de 879,41 kN e desvio padrão de 229,59 kN.

Figura 32 - Evolução de R_p com a profundidade para SP-02

Fonte: Autor (2023)

Com a soma das componentes lateral e de ponta e a inclusão do fator de segurança, é possível avaliar a capacidade de carga admissível do elemento de fundação. A Figura 33 apresenta o desenvolvimento da carga admissível com a profundidade.

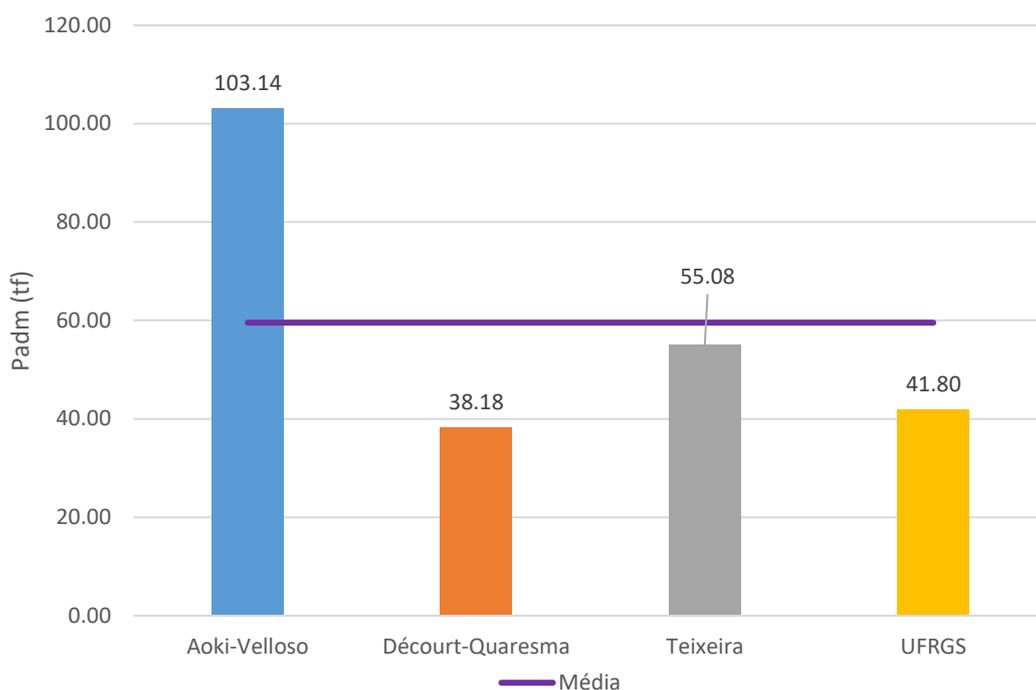
Na profundidade de assentamento da estaca, Aoki-Velloso tem a carga admissível maior, da ordem de 103 tf, seguido por Teixeira com 55,08 tf. Por outro lado, Décourt-Quaresma apresenta um valor baixo de aproximadamente 38 tf, enquanto UFRGS é próximo de 41,80 tf. A carga admissível média também foi inserida no gráfico e é de 59,55 tf, enquanto o desvio padrão é de 15,32 tf.

Figura 33 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-02

Fonte: Autor (2023)

Para melhor visualização, a Figura 34 apresenta os resultados finais de carga admissível para a sondagem SP-02. O valor menor de Décourt-Quaresma se justifica pelo fator de segurança adotado para a ponta, que, conforme recomendação do autor, é de 4 vezes a carga admissível. Ademais, sabe-se que a estaca em estudo, devido ao perfil geotécnico, trabalha majoritariamente com a ponta, pois a resistência lateral desenvolvida no maior trecho (solo mole) é baixa. Na Figura 34, também se observa que o método de Aoki-Velloso está acima da média e dos demais, enquanto Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira estão abaixo.

Figura 34 - Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-01



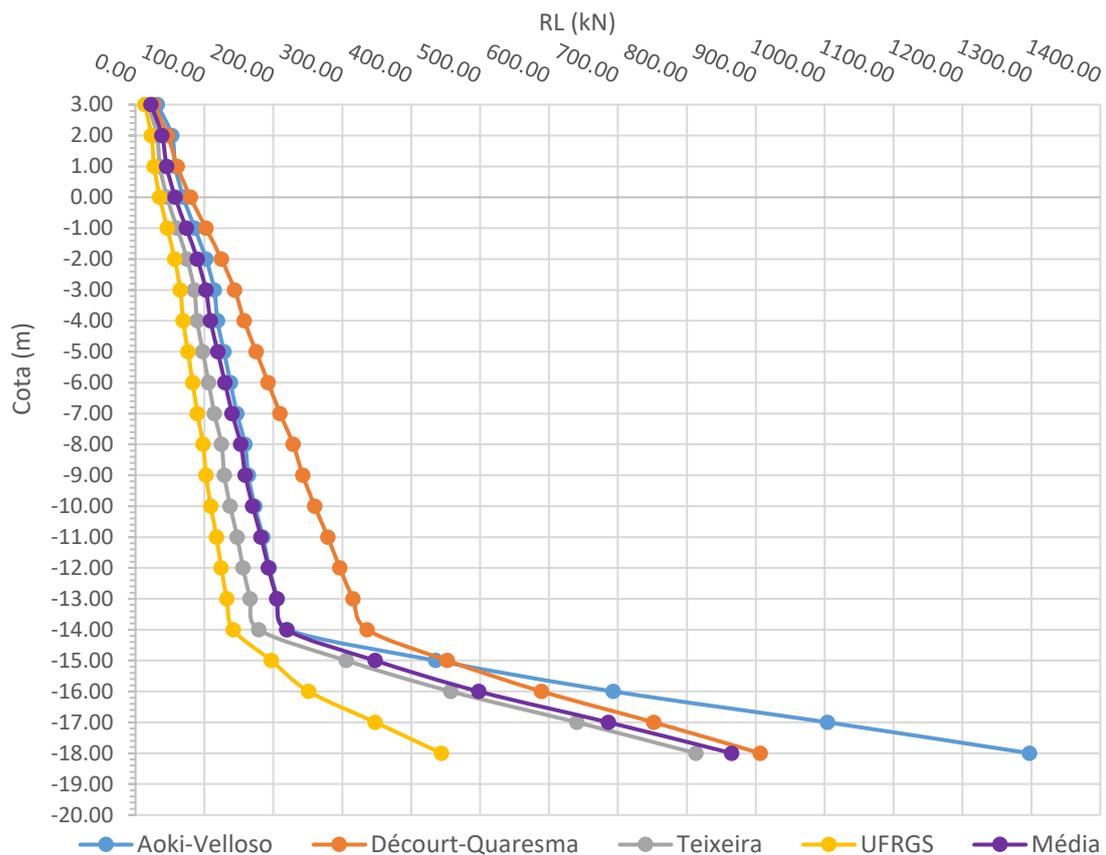
Fonte: Autor (2023)

5.1.3 Resistência para a média das sondagens

Em projetos de fundações, comumente alguns projetistas adotam um perfil médio das sondagens quando há mais de um furo com camadas mais ou menos homogêneas em termos de resistência à penetração e características dos materiais. Desse modo, também foram aplicados os métodos semi-empíricos utilizando a média das duas sondagens anteriores para obter as resistências laterais e de ponta, bem como a resistência última resultante.

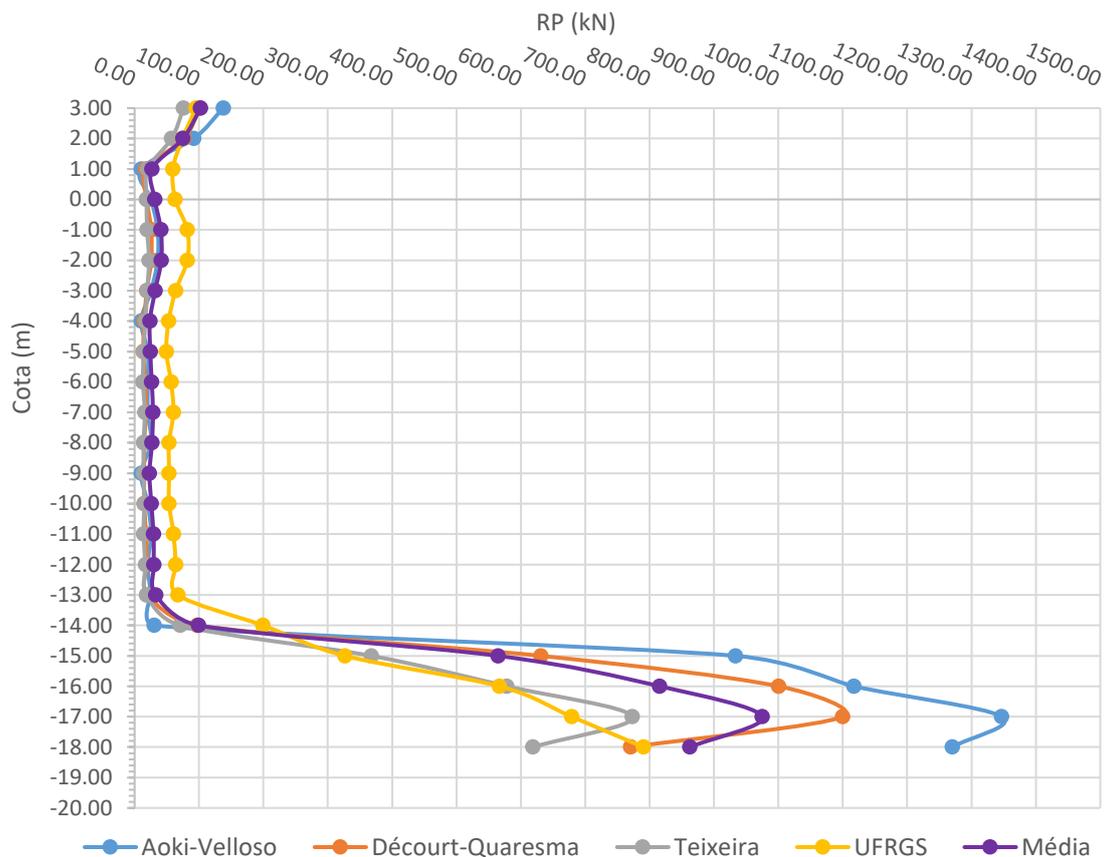
Com o perfil adotado, são obtidos comportamentos médios aos obtidos anteriormente. Na Figura 35 são observados os resultados para a resistência lateral (R_L). A média na cota de assentamento é de 497,94 kN e seu desvio padrão é de 124,81 kN. A resistência de ponta (R_p) é apresentada na Figura 36 e tem média de 815,58 kN e desvio padrão de 217,32 kN na cota de apoio da estaca.

Figura 35 – Evolução da R_L com a profundidade para SP-média



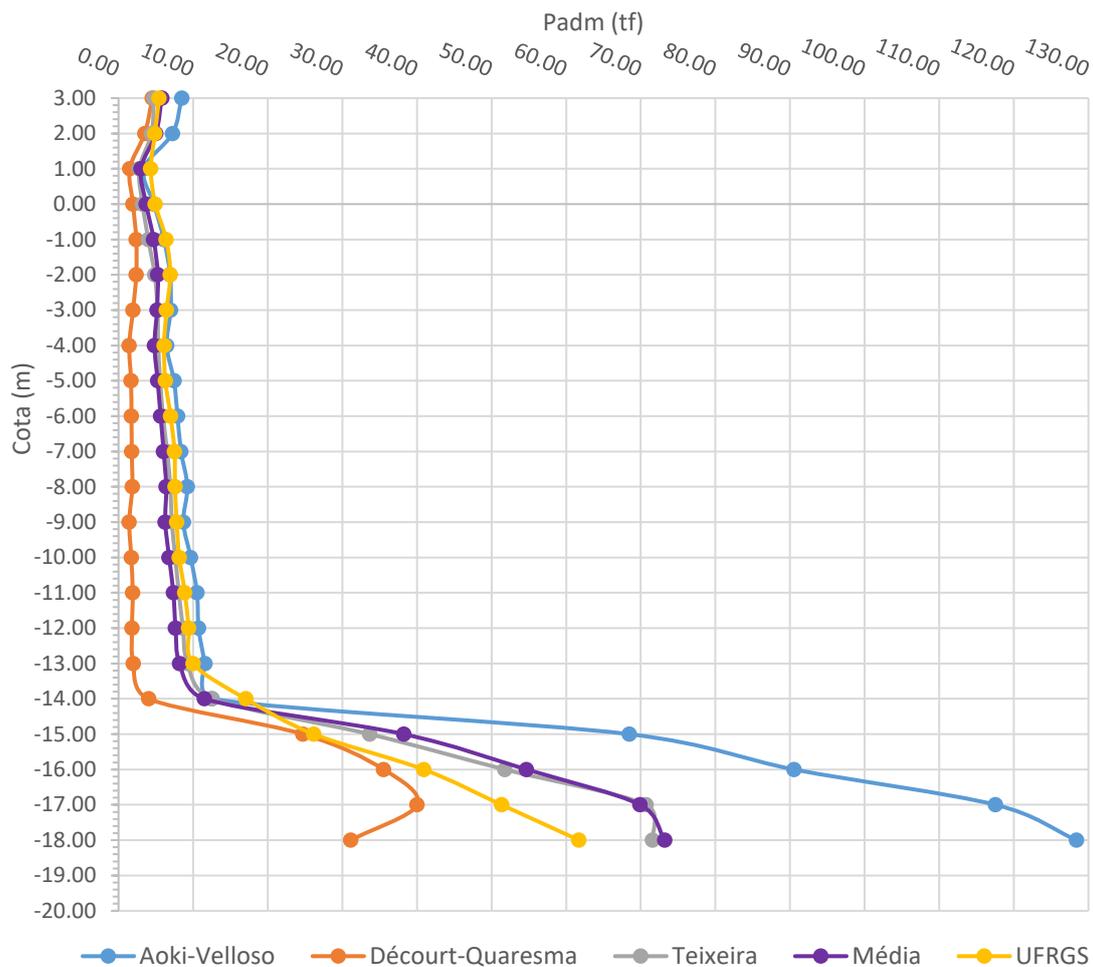
Fonte: Autor (2023)

Figura 36 - Evolução da RP com a profundidade para SP-média



Fonte: Autor (2023)

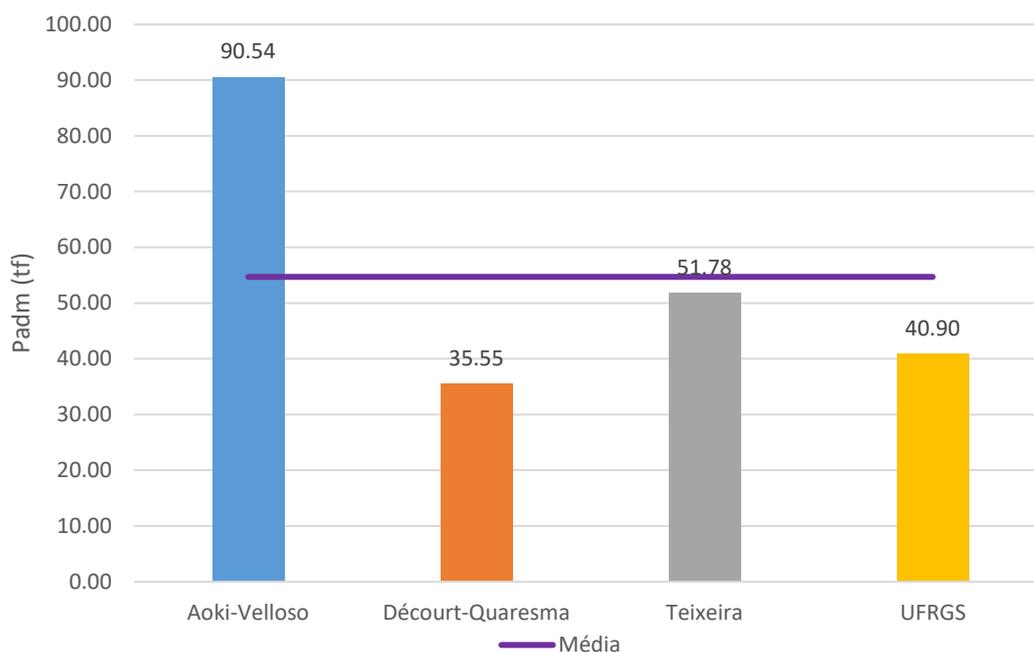
Com a soma das componentes lateral e de ponta e a inclusão do fator de segurança, é obtida a capacidade de carga admissível da fundação (Figura 37). Na profundidade de assentamento da estaca, Aoki-Velloso tem a maior carga admissível maior, da ordem de 90,54 tf, seguido por Teixeira com 51,78 tf. Por outro lado, Décourt-Quaresma apresenta um valor baixo de aproximadamente 35,55 tf, enquanto UFRGS é próximo de 40,90 tf. A resistência média é de 54,69 tf, enquanto o desvio padrão é de 14,30 tf.

Figura 37 - Evolução da P_{adm} com a profundidade para SP-média

Fonte: Autor (2023)

Na Figura 38, apresentam-se os resultados finais de carga admissível para a média das sondagens SP-01 e SP-02. Assim como anteriormente, o método de Décourt-Quaresma foi o mais conservador, enquanto que o método Aoki-Velloso está acima da média e os demais estão abaixo.

Figura 38 - Cargas admissíveis na cota de assentamento para SP-média



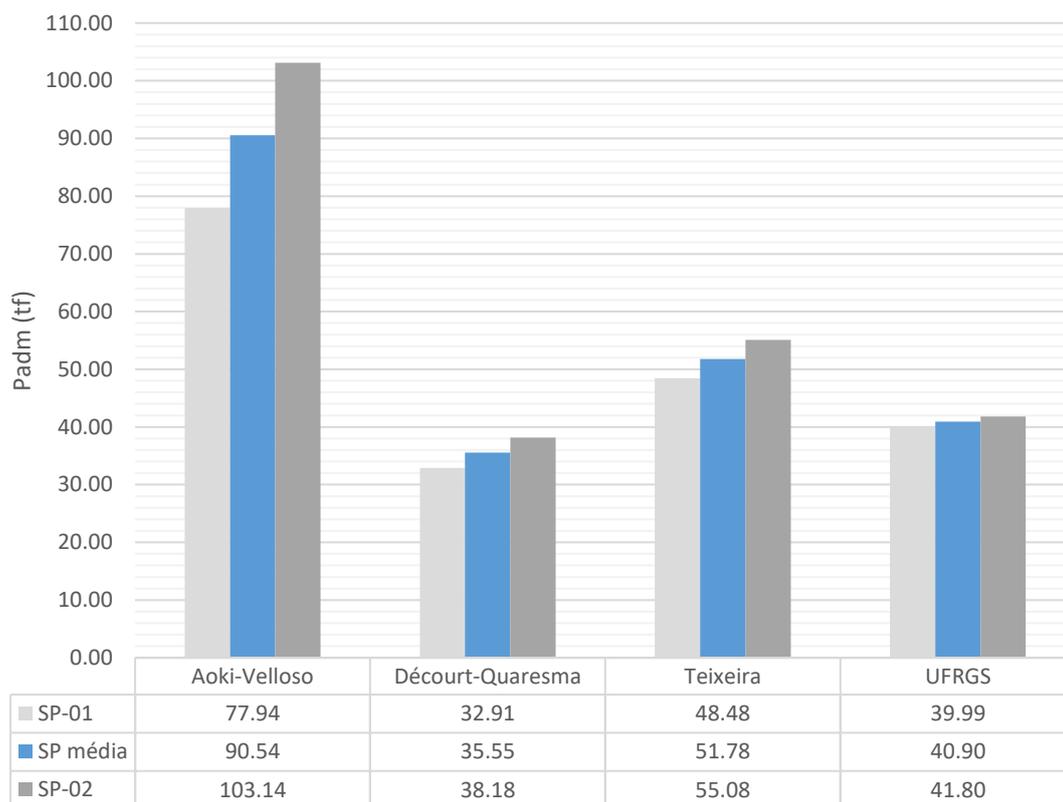
Fonte: Autor (2023)

5.1.4 Comportamento entre os métodos

Na Figura 39, são agrupados os resultados obtidos nos passos anteriores, com os valores de carga admissível para a profundidade de assentamento do elemento de fundação (-16,00 m). Devido à similaridade das sondagens, é possível observar pouca variação dos resultados, com o furo SP-02 possuindo uma resistência levemente maior.

O método de Aoki-Velloso apresentou uma maior discrepância de resistência entre as sondagens em comparação aos outros, bem como foi o menos conservador. O método de Décourt-Quaresma foi o mais conservador, no qual foram obtidas resistências baixas em comparação aos demais, que são devidas ao fator de segurança adotado para a ponta, conforme discorrido anteriormente. Na Tabela 15 são apresentados os valores de carga de ruptura e carga admissível obtidos.

Figura 39 – Resultados de carga admissível para os diferentes perfis geotécnicos



Fonte: Autor (2023)

Tabela 15 – Capacidade de carga e carga admissível resultantes dos métodos semi-empíricos

Método	SP-01		SP-02		SP-médio	
	Rrup	Radm	Rrup	Radm	Rup	Radm
AV	155,88	77,94	206,27	103,14	181,08	90,54
DC	151,50	32,91	166,40	38,18	158,98	35,55
TX	96,95	48,48	110,16	55,08	103,56	51,78
UFRGS	79,98	39,99	83,60	41,80	81,80	40,90
Média	121,07	49,83	141,61	59,55	131,35	54,69

AV – Aoki-Velloso; DC – Décourt-Quaresma; TX – Teixeira.

Fonte: Autor (2023)

5.2 FÓRMULAS DINÂMICAS

Com a finalidade de realizar uma análise da capacidade de carga e carga admissível com os dados de cravação, foram empregadas as fórmulas dinâmicas de Brix e Holandeses, por meio da nega registrada em campo, para um conjunto de estacas executadas no empreendimento, além da estaca submetida ao ensaio de prova de carga. A partir dos relatórios de cravação, foram obtidos os dados de comprimento cravados, peso, altura de queda do martelo e a nega obtida.

Como resultado, foram obtidas as cargas admissíveis de cada estaca conforme apresenta a Tabela 16 e o gráfico da Figura 40.

Ressalta-se que foram previstas em projeto negas da ordem de 15 a 20 mm, para atingir a capacidade de carga de projeto. Entretanto, conforme Tabela 16, foram atingidas negas da ordem de 7 a 10 mm em campo, para a maioria das estacas, na profundidade de cravação especificada, com exceção da estaca E74A, que apresentou 19 mm.

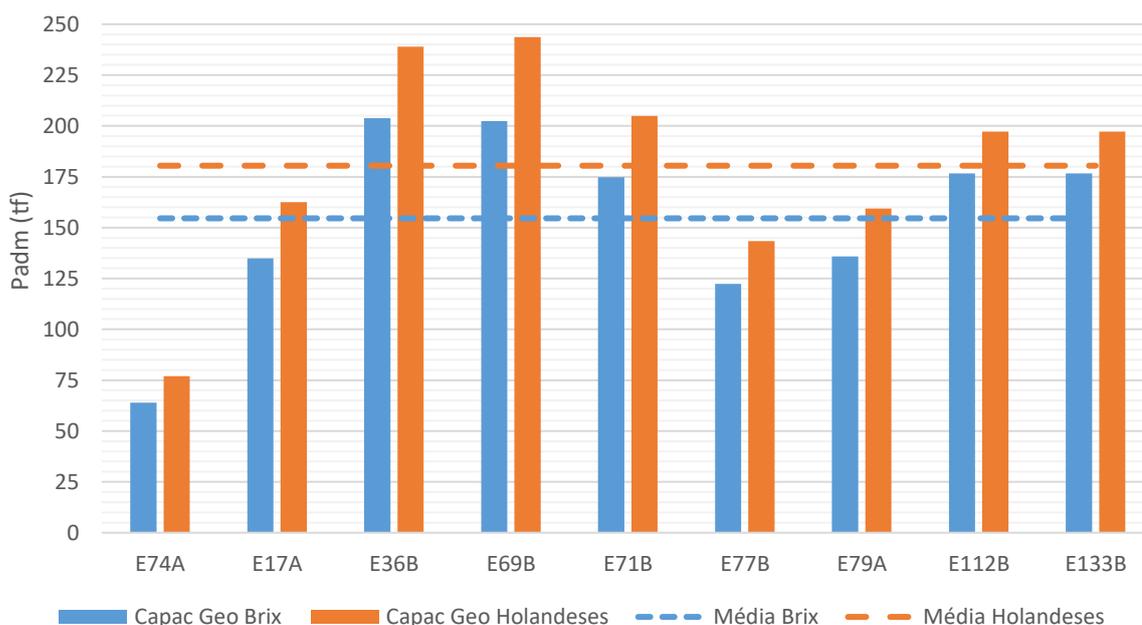
Tabela 16 - Capacidade de carga a partir da Nega

Estaca	Comp. Levantado m	Peso da estaca P (tf)	Altura queda martelo h (cm)	Nega 10 golpes S (cm)	Brix Carga geotécnica Padm (tf)	Holandeses Carga geotécnica Padm(tf)
E74A*	21	3,55	50	1,90	63,89	76,96
E17A	21	3,55	50	0,90	134,89	162,46
E36B	22	3,72	50	0,60	203,83	238,97
E69B	21	3,55	50	0,60	202,33	243,69
E71B	22	3,72	50	0,70	174,71	204,83
E77B	22	3,72	50	1,00	122,30	143,38
E79A	22	3,72	50	0,90	135,89	159,31
E112B	24	4,06	50	0,70	176,63	197,19
E133B	24	4,06	50	0,70	176,63	197,19
Média					154,57	180,44

* Estaca submetida ao ensaio de prova de carga estática

Fonte: Autor (2023)

Figura 40 – Comparativo entre os resultados obtidos pela nega



Fonte: Autor (2023)

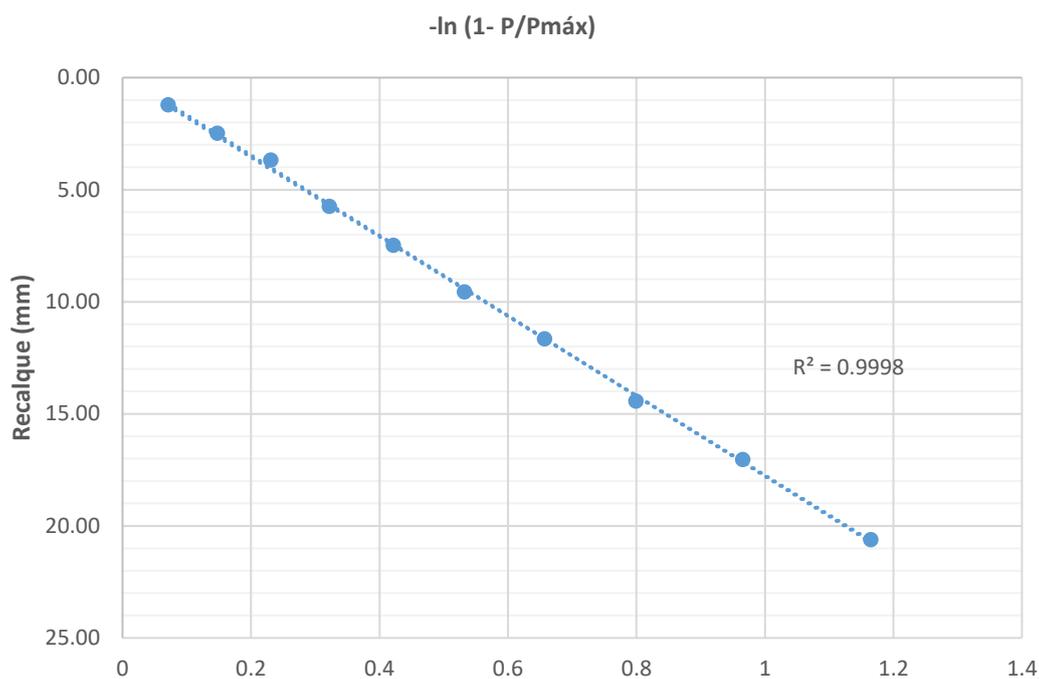
Pode-se observar pelos resultados que, devido às baixas deformações obtidas em campo (nega), da ordem de 7 a 10 mm na maioria das estacas, valores altos de carga admissível foram calculados. Esse comportamento é esperado, principalmente em estacas “de ponta”, pois ao atingir o impenetrável, os deslocamentos obtidos na cravação são reduzidos. Conforme cita Cintra *et al.* (2013), com o avanço da cravação, a penetração vai diminuindo, pois a resistência à cravação aumenta continuamente até atingir valores da ordem de 10 m no impenetrável, ponto que representa elevada capacidade de carga e a estaca “nega-se” a cravar.

Entre os resultados também é perceptível que a estaca E74A, em estudo no presente trabalho, possui uma nega fora do padrão das demais estacas, o que gerou uma capacidade de carga menor. Isso se deve ao fato de que esta estaca foi a primeira estaca teste a ser cravada no terreno do empreendimento, motivo pelo qual o executor preferiu aplicar energias menores e, conseqüentemente, uma nega menor, de 19 mm, para evitar ruptura precoce do elemento de fundação.

5.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Conforme abordado no item 3.4, foi realizada uma prova de carga estática na estaca E74A. Apesar dos problemas relatados na execução, que não permitiram aplicar fielmente todos os requisitos de norma, foram adotados os valores obtidos na execução do primeiro ensaio, no qual se atingiu a carga total especificada de 1500 kN em 10 estágios de 150 kN e com estabilização dos recalques. Devido a curva carga-recalque não apresentar ruptura nítida, foi realizada a extrapolação pelo critério de ruptura física de Van der Veen (1953) e determinada a capacidade de carga por meio do critério de ruptura convencional da NBR 6122:2022.

Primeiramente, plotou-se o gráfico de $-\ln(1 - P/P_{m\acute{a}x})$ com os recalques medidos no final de cada estágio, adotando valores de $P_{m\acute{a}x}$ até se obter uma reta linearizada com o coeficiente de determinação (R^2) mais próximo de 1,00. Para uma carga $P_{m\acute{a}x}$ de 2180 kN, chegou-se em um R^2 correspondente a 0,9998, conforme apresenta a Figura 41.

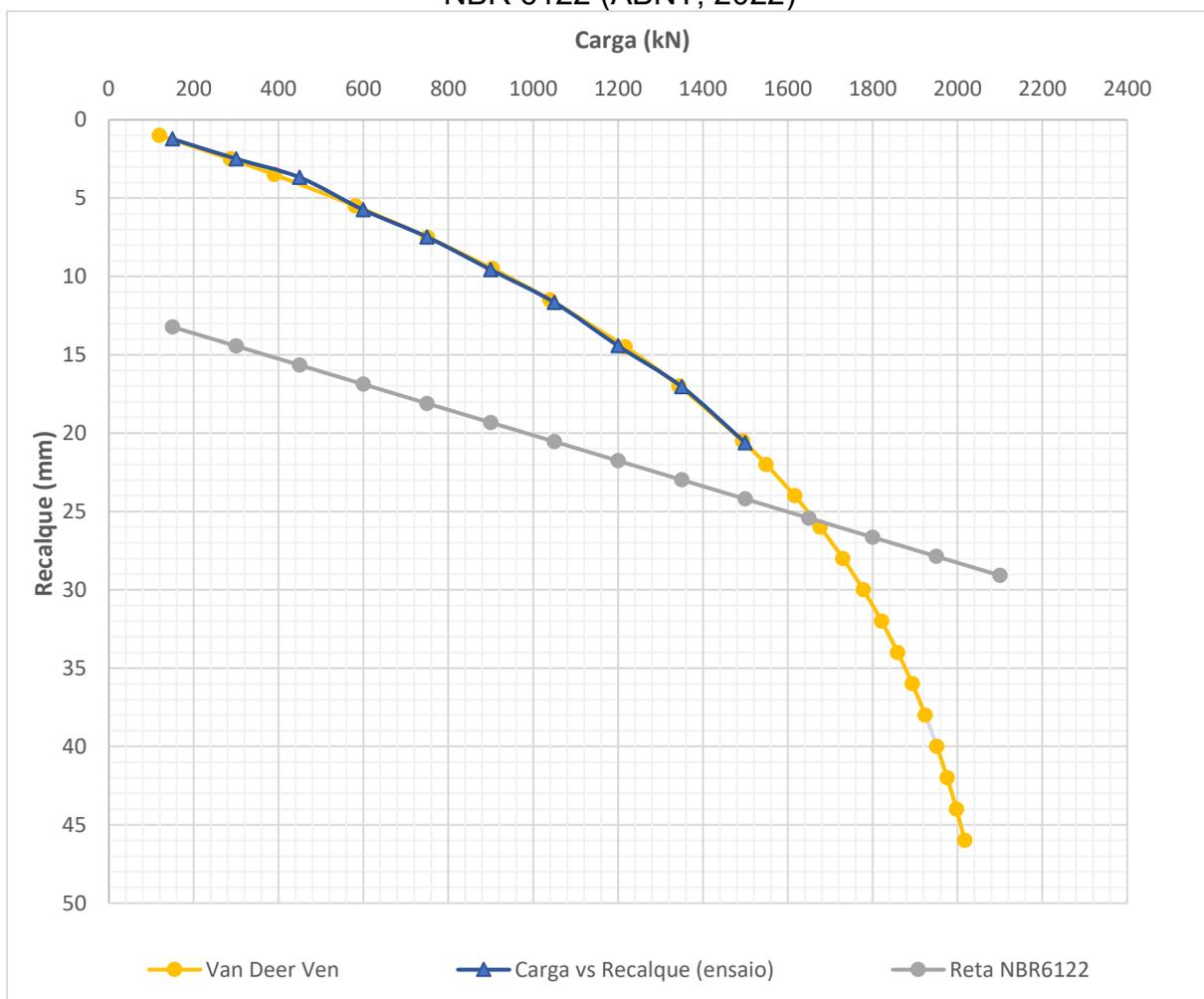
Figura 41 Função recalque vs $-\ln(1 - P/P_{\text{máx}})$ 

Fonte: Autor (2023)

Com uma carga de ruptura de 2180 kN o coeficiente angular encontrado é de 0,056356 e a extrapolação é função da Equação (31). O resultado da curva carga-recalque suavizada e a extrapolação com a determinação da capacidade de carga segundo NBR 6122:2022, são apresentados na Figura 42.

$$P = 2180 (1 - e^{-0.056356 \times z}) \quad (31)$$

Figura 42 – Curvas carga vs recalque da prova de carga e extrapolação com a reta NBR 6122 (ABNT, 2022)



Fonte: Autor (2023)

Dessa forma, a capacidade de carga é obtida a partir da interseção da curva extrapolada com a reta, que resulta em 1667 kN ou 166,70 tf. A carga admissível, neste caso, considerando o fator de segurança de 2 (dois) indicado pela NBR 6122, (ABNT, 2022) teve como resultado 833,50 kN ou 83,35 tf.

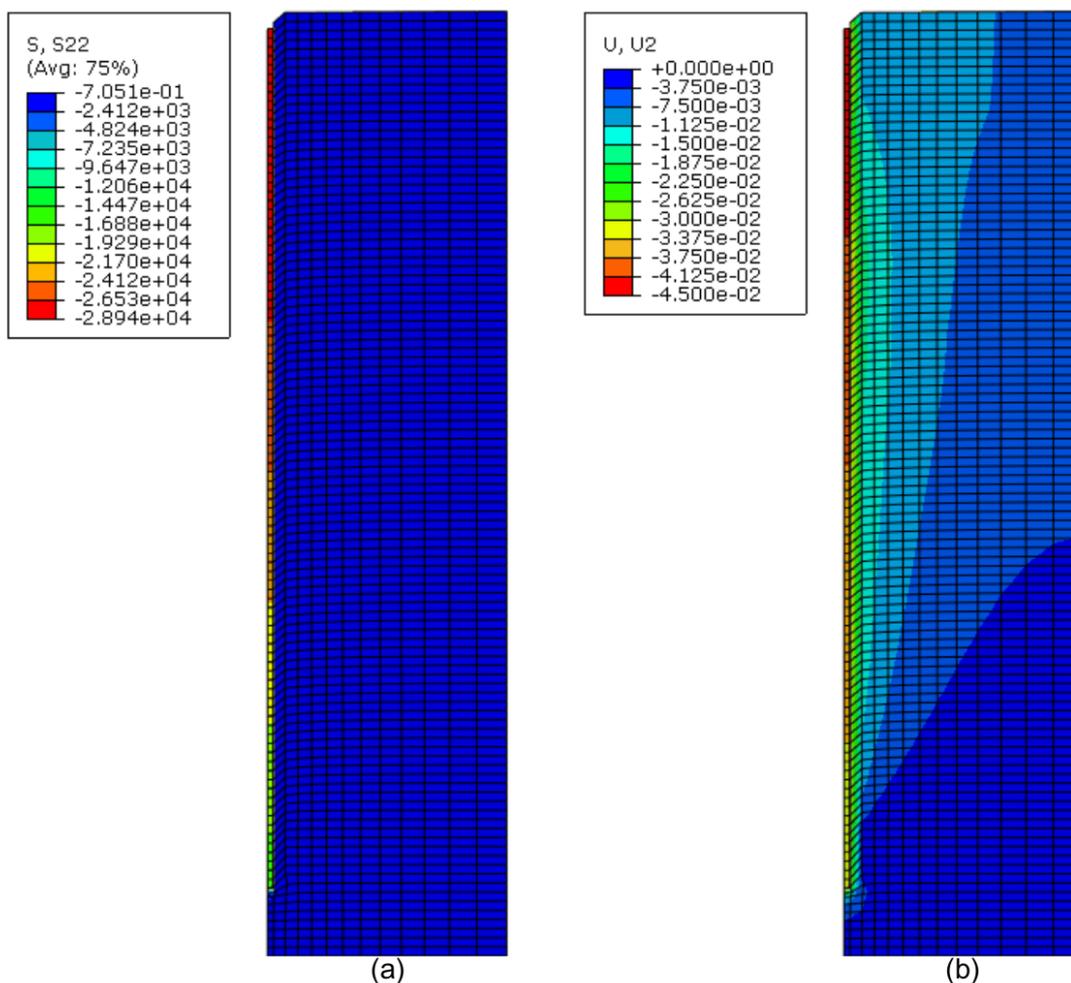
Ressalta-se que devido ao problema relatado no item 3.4.1.1, em que o tempo total de estabilização do último estágio não foi atingido, os valores de recalque poderiam sofrer leve alteração na curva, mas sem grande influência na carga admissível obtida. A incerteza nos resultados devido ao ocorrido não descarta o ensaio, mas deve-se atribuir cautela no uso dos resultados, bem como as normas devem ser consideradas com todos os seus critérios e diretrizes, a fim de se permitir a reprodutibilidade, padronização e confiabilidade dos resultados.

5.4 MODELO NUMÉRICO

O modelo em elementos finitos possibilita determinar uma maior quantidade de informações acerca das tensões e deformações da fundação, que não são obtidas nos outros métodos. Dessa forma, é possível compreender de forma mais ampla o comportamento do solo com inserção e carregamento de um elemento de fundação. Entretanto, as análises com modelos numéricos dependem de uma quantidade e qualidade mínima de dados de entrada, bem como informações que permitam calibrar os modelos com a realidade. Na análise são apresentados os valores obtidos nas Hipóteses A e B do item 4.1.6, e comparadas na construção das curvas carga versus recalque.

Nas simulação realizada para a Hipótese A, a região com a maior sollicitação de tensões é a do elemento de fundação, equivalente a 28,94 MPa, conforme apresenta a Figura 43(a). No solo, observaram-se maiores tensões na região em contato com a ponta da estaca, na ordem de 14,47 Mpa. Os deslocamentos verticais são apresentados na Figura 43(b), onde são registrados menores deslocamentos com o aumento da profundidade. No topo da estaca, local onde o carregamento é aplicado, são verificados os maiores deslocamentos, da ordem de 45,0 mm, que corresponde ao valor limite definido no modelo para simulação da prova de carga.

Figura 43 - Modelo estaca-solo para hipótese A: (a) distribuição das tensões verticais em kPa; (b) deslocamentos verticais em metros

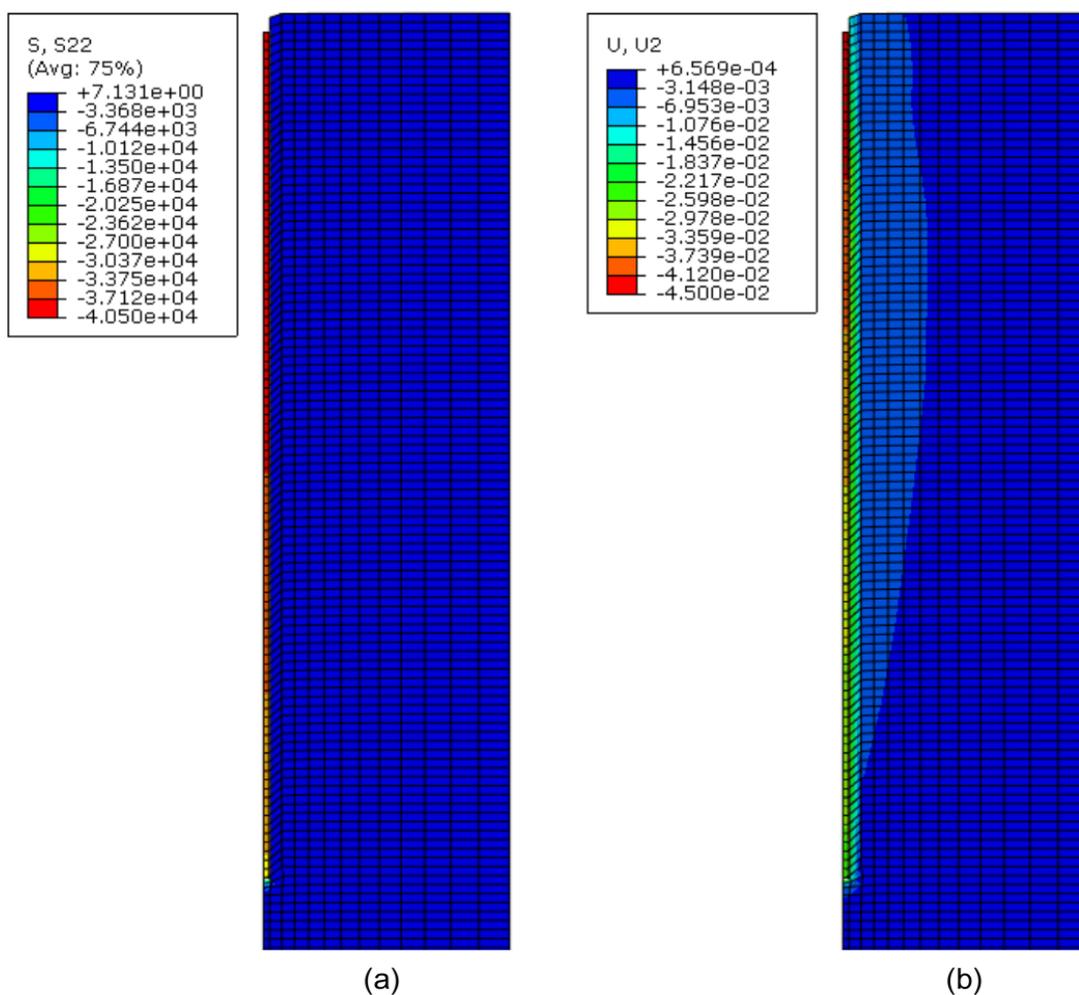


Fonte: Autor (2023)

Para a Hipótese B, após os cálculos, verificou-se que na distribuição de tensões verticais apresentada na Figura 44(a), a região com maior solicitação na estaca compreende sua metade superior com o equivalente a 40,50 MPa. No solo, observa-se que as maiores tensões concentram-se no contato com a ponta da estaca e são da ordem de 20,25 Mpa, condizente com a presença do material resistente na cota de assentamento.

Quanto aos deslocamentos verticais, a Figura 44(b) demonstra que os valores reduzem com a profundidade. Ademais, é notório que a região ao redor da estaca sofre maiores deslocamentos ao longo do comprimento do elemento, conforme esperado. Os maiores deslocamentos ocorrem em seu trecho superior no sentido do carregamento como o valor equivalente a 45,0 mm, que corresponde ao valor limite definido no modelo para simulação da prova de carga estática.

Figura 44 - Modelo estaca-solo para hipótese B: (a) distribuição das tensões verticais em kPa; (b) deslocamentos verticais em metros

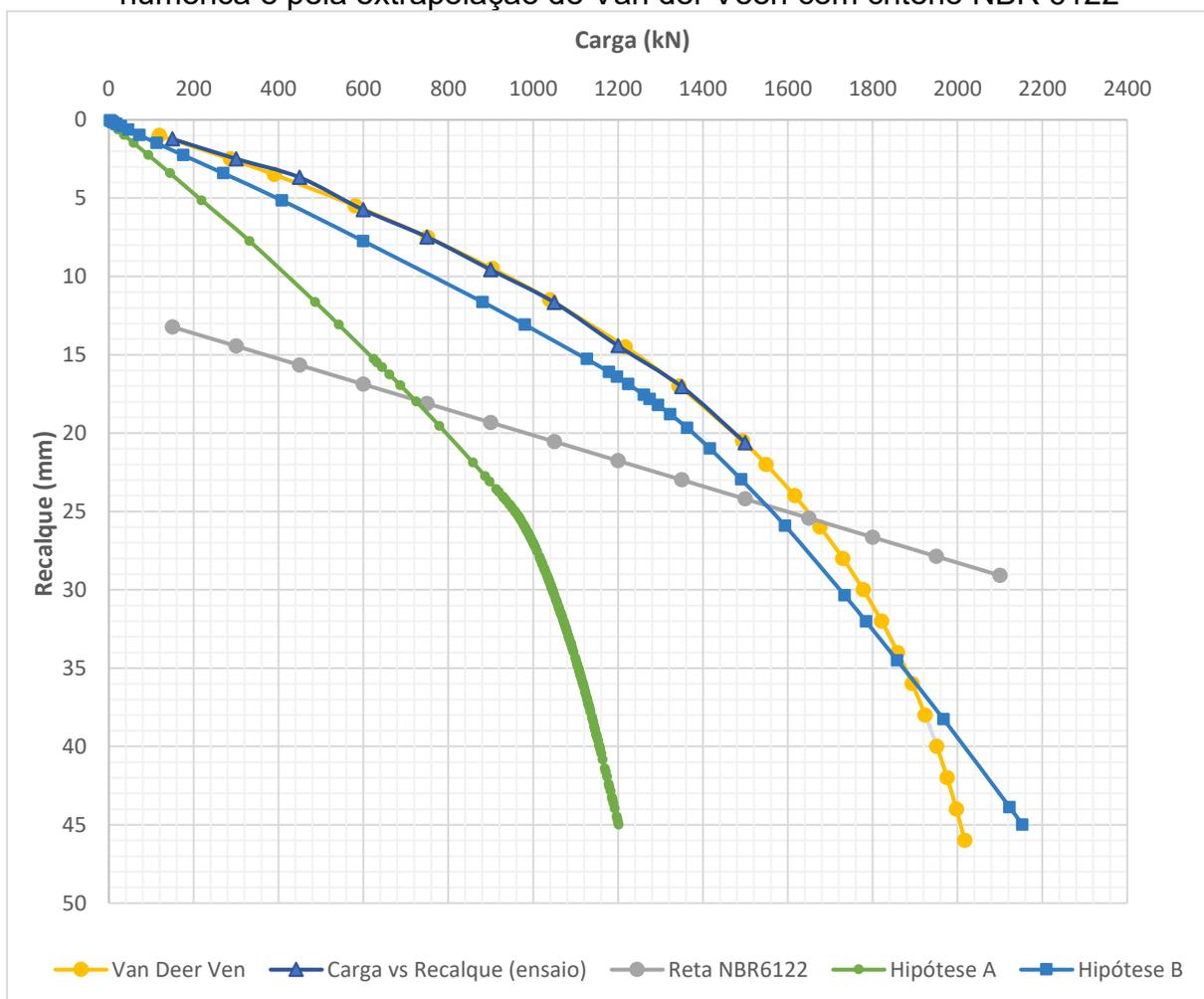


Fonte: Autor (2023)

A curva carga versus recalque do modelo foi construída a partir de dois nós no topo da estaca e se encontra apresentada na Figura 45. A curva obtida na *Hipótese B*, que considera os parâmetros calibrados, apresenta um comportamento próximo ao obtido no ensaio de prova de carga e da extrapolação por Van der Venn (1953), enquanto a *Hipótese A* com parâmetros estimados por correlações e bibliografia técnica, atingiu uma menor carga para os mesmos valores de deslocamentos.

A maior diferença entre a curva obtida do ensaio e aquela do modelo numérico, Hipótese B é de aproximadamente 2,5 mm. No que tange as cargas, a máxima encontrada no modelo é de 2153 kN, ao passo que a extrapolação de Van der Venn (1953) obteve 2007 kN para o deslocamento aplicado. Além disso, pode ser observada uma plastificação no resultado numérico iniciando em uma carga próxima aos 1300 kN.

Figura 45 - Curvas carga vs recalque pela prova de carga estática, modelagem numérica e pela extrapolação de Van der Veen com critério NBR 6122



Fonte: Autor (2023)

Considerando o modelo como uma simulação da prova de carga, os valores da capacidade de carga foram obtidos por meio do critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2022) e são apresentados juntamente com a carga admissível na Tabela 17.

Tabela 17 – Capacidade de carga e carga admissível resultantes do MEF

Hipótese	Rrup (kN)	Radm (kN)
A	724,70	362,35
B	1548,00	774,00

Fonte: Autor (2023)

5.5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS

A partir dos resultados específicos de cada método de obtenção de capacidade de carga para o elemento de fundação, torna-se possível comparar os

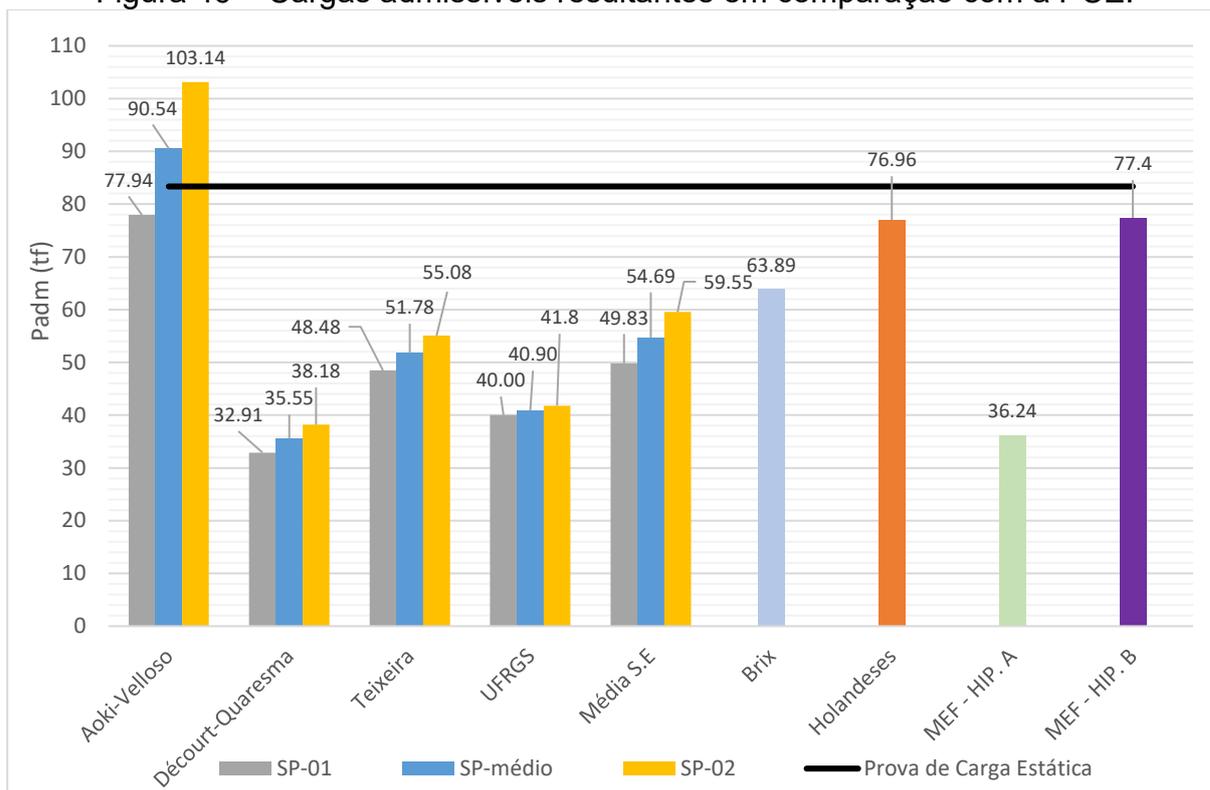
valores de carga admissível. São analisados os resultados considerando os variados perfis de sondagem adotados (SP-01, SP-02 e SP-médio) que interferem nos resultados dos métodos semi-empíricos, enquanto os outros métodos não são afetados pela mudança.

Na Figura 46 é possível identificar os métodos e suas diferenças com a prova de carga realizada, em que apenas o método de Aoki-Velloso (SP-02 e SP-médio) apresentou valores superiores ao do ensaio.

Verifica-se que o método semi-empírico de Aoki-Velloso, com base na nega a fórmula dos Holandeses e por elementos finitos Hipótese B são os resultados mais próximos do obtido na PCE ($\pm 10\%$ de variação), sendo o método Aoki-Velloso (SP-01) o com a melhor precisão. Os resultados com menor precisão foram os de Décourt-Quaresma, UFRGS e o MEF – Hipótese A, que apresentaram distância de aproximadamente 50% da PCE. Já os métodos de Teixeira, a médio dos métodos semi-empíricos (Média S.E) e de Brix estão em uma faixa intermediária (40% a 20%) de distância em relação a PCE.

Cabe notar que a Hipótese B pelo método dos elementos finitos apresentou uma diferença pequena em relação à PCE, da ordem de 7,14%, o que permite considerar uma boa correlação entre o modelo matemático e o comportamento estaca-solo observado em campo.

Figura 46 – Cargas admissíveis resultantes em comparação com a PCE.



Média S.E – Média dos métodos semi-empíricos

Fonte: Autor (2023)

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho de conclusão de curso teve como objetivo analisar a capacidade de carga axial e carga admissível de um estaca pré-moldada de concreto de um reservatório de água localizado na baixada santista mediante diferentes métodos de cálculo. Foram empregados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e UFRGS. Com os registros da nega de cravação, foram utilizadas as fórmulas dinâmicas de Brix e Holandeses para estimar a capacidade de carga. Além disso, foi realizada a modelagem numérica do problema, por meio do Método dos Elementos Finitos, com o objetivo de simular o comportamento do sistema estaca-solo, bem como obter tensões e deformações e a curva de carga vs recalque. A partir dos dados da prova de carga estática executada no empreendimento, foi realizada a análise comparativa dos resultados obtidos.

Na avaliação da capacidade de carga desenvolvida pelos métodos semi-empíricos, foram constatadas diferenças entre os mesmos, que se justificam pela formulação proposta por cada autor, onde são utilizados dados de locais, tipos de fundação e premissas diferentes. Outra consideração importante se deve aos fatores de segurança para obtenção da carga admissível em cada método, que levou o método de Décourt-Quaresma a ser o resultado mais conservador, devido ao seu coeficiente de segurança elevado para a resistência de ponta. Nessa ocasião, como a estaca suporta os esforços majoritariamente pela sua ponta, o método pode não ser o mais aplicável ao caso em estudo.

Em relação aos perfis de sondagem considerados nos métodos semi-empíricos, o que mais se aproximou da carga de ruptura pela NBR 6122 (ABNT, 2022) foi o método de Aoki-Velloso.

As formulações dinâmicas trouxeram uma análise a partir dos dados de cravação com a nega registrada em campo. Com base nessas informações, foi possível constatar que o valor de carga admissível média para o estaqueamento considerado foi próximo ao obtido na PCE, pela fórmula de Holandeses, enquanto o método de Brix teve uma diferença pouco maior. Entretanto, para as demais estacas analisadas, os valores são elevados em comparação com a PCE.

Em relação às simulações numéricas, os resultados revelaram a análise das tensões e deformações, o que proporciona um entendimento maior acerca do comportamento mecânico do sistema estaca-solo. Verificou-se que no elemento de fundação concentraram-se as maiores tensões e deformações, como é esperado, já

que a aplicação do carregamento acontece no topo da estaca. Quanto a curva carga vs recalque do modelo, a Hipótese B, após a calibração dos parâmetros mecânicos e geotécnicos, apresentou comportamento muito próximo à curva do ensaio, extrapolada por Van der Veen. Neste caso, não foi constatada ruptura nítida na fundação, motivo pelo qual foi adotado o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2022) para determinação da capacidade de carga, com valor 7,14% menor do que o constatado pela prova de carga estática.

Cabe ressaltar que, no desenvolvimento do modelo numérico foi constatada a dificuldade de se obter parâmetros de resistência adequados pela simples aplicação de dados de sondagem SPT. Ao adotar-se correlações com N_{SPT} e valores de bibliografias, a Hipótese A teve resultados distantes do esperado, com uma capacidade de carga 56,53% menor do que a obtida pela prova de carga. Dessa forma, conclui-se que para gerar um modelo confiável e fidedigno do comportamento estaca-solo de um empreendimento, é necessária uma boa caracterização geológica e geotécnica do local, mas essencialmente um ensaio de prova de carga que permita calibrar o modelo numérico, a fim de que seja possível ajustar os parâmetros, tal como feito para a Hipótese B.

Após a comparação de todos os métodos utilizados, foi concluído que as capacidades de carga determinadas por Aoki-Velloso, Holandeses e MEF – Hipótese B apresentam resultados mais próximo à capacidade de carga obtida na Prova de Carga Estática (PCE), com uma variação de aproximadamente $\pm 10\%$. Por outro lado, os métodos Décourt-Quaresma, UFRGS e MEF - Hipótese A apresentaram resultados com menor precisão. Quanto aos métodos Teixeira, média dos métodos semi-empíricos (Média S.E) e Brix, eles estão localizados em uma faixa intermediária de proximidade em relação à PCE.

Como houve boa convergência entre o modelo numérico e o comportamento estaca-solo observado em campo, pode-se utilizar a curva de carga vs recalque obtida não apenas para o cálculo da capacidade de carga, mas para a análise das deformações com diferentes cargas de trabalho, considerando o mesmo tipo de fundação. Ademais, os parâmetros geotécnicos e mecânicos calibrados podem ser extrapolados para estima a capacidade de carga e o comportamento em serviço de outras soluções e variações de fundação no mesmo empreendimento.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros relacionados ao tema, sugere-se:

- Análise do efeito de grupo para um conjunto de estacas por meio de modelo em elementos finitos;
- Comparação com outras soluções de fundação, avaliando o custo e segurança;
- Utilização de outros modelos constitutivos no modelo de elementos finitos;
- Análise da capacidade de carga considerando a possibilidade de mobilização de atrito negativo na fundação;
- Comparativo de capacidade de carga com adoção de outros *software*.

REFERÊNCIAS

ABAQUS. **Abaqus User's Manual**. Abaqus vs. 6.13. Dassault Systèmes, Simulia Corp. Rohde Island, 2013.

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações**. 1ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975) **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. V Congreso Panamericano de Mecanica De Suelos Y Cimentaciones – Passmfe, Buenos Aires, V5, p. 367-374.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 – Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT**. Rio de Janeiro, 2020.

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.

DANZIGER, Bernadete Ragoni; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro: Ltc, 2022. 205 p.

DÉCOURT, L; QUARESMA, R. A. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, ABMS, Rio de Janeiro.

DIAS, Felipe Teixeira et al. **Método dos Elementos Finitos - Técnicas de Simulação Numérica em Engenharia**. 1ª ed. Lisboa: ETEP, 2010.

FARO, Vítor Pereira. **Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Concepção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998.

HELWANY, Sam. **Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications**. John Wiley & Sons, New Jersey, 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.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LORENZI, Vinicius. **Fundações na Prática**. Cascavel, PR: FSC Treinamentos em Engenharia Civil Ltda, 2022.

MARANGON, Márcio. **Mecânica dos Solos**. Notas de Aula. Juiz de Fora, 2018.

ODEBRECHT, Edgar. **Medidas de energia do ensaio SPT**. 2003. 232 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

RELATÓRIO TÉCNICO DE PROJETO. 2022.

TEIXEIRA, A. H. (1996). **Projeto e execução de fundações**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações especiais e Geotecnia, São Paulo, n. 1, p. 33-50.

THIESEN, Stephanie. **Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau/SC.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

VAZ, Luiz Eloy. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas.** 1ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.