

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

Bruna Carvalho Matheus

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACA HÉLICE  
CONTÍNUA EMBUTIDA EM ROCHA**

Florianópolis

2022

Bruna Carvalho Matheus

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACA HÉLICE  
CONTÍNUA EMBUTIDA EM ROCHA**

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

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Gracieli Dienstmann, Dra.

Florianópolis

2022

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

Matheus, Bruna Carvalho

Análise da capacidade de carga axial de estaca hélice  
contínua embutida em rocha / Bruna Carvalho Matheus ;  
orientadora, Gracieli Dienstmann, 2022.

114 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Capacidade de carga. 3. Métodos  
semi-empíricos. 4. Método dos elementos finitos. 5. Estaca  
hélice contínua. I. Dienstmann, Gracieli. II. Universidade  
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.  
III. Título.

Bruna Carvalho Matheus

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACA HÉLICE  
CONTÍNUA EMBUTIDA EM ROCHA**

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, 11 de março de 2022.

Prof.<sup>a</sup> Liane Ramos da Silva, Dra.  
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Prof.<sup>a</sup> Gracieli Dienstmann, Dra.  
Orientadora  
Universidade Federal de Santa Catarina

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

Eng. Ricardo Bergan Born  
Avaliador  
Born Sales Engenharia

## **AGRADECIMENTOS**

A minha família, em especial ao meu pai, Clebson, pelo apoio em todos os momentos, por ser meu maior exemplo, pela paciência durante esses últimos meses e por me encorajar a ir atrás dos meus sonhos.

Aos meus amigos, Alana, Tatiana, Jade e Rafael, por compartilharem comigo tantos momentos e por tornaram os dias mais leves e felizes. Espero levar a amizade de vocês para a vida.

Agradeço a todos os professores que de alguma forma contribuíram para a minha formação acadêmica, principalmente à Gracieli, pela orientação, dedicação, disponibilidade e por compartilhar o seu conhecimento comigo.

Por fim, agradeço a todos àqueles que não foram aqui diretamente citados, mas que integram parte fundamental da minha caminhada.

Muito obrigada!

## RESUMO

A determinação da capacidade de carga de elementos de fundação profunda é complexa e exige o ajuste de um bom modelo físico e matemático que expresse uma aproximação adequada da carga de ruptura. O presente trabalho tem como objetivo avaliar a previsão da capacidade de carga obtida por meio de métodos semi-empíricos e da modelagem numérica, confrontando os resultados com os valores experimentais da prova de carga estática à compressão. A investigação geotécnica na região de instalação das estacas estudadas ocorreu através da realização de dois ensaios CPT e de uma sondagem mista, sendo que a última apresenta um trecho em que não há quaisquer informações acerca das características do solo. Com isso, considerou-se duas hipóteses para a determinação da capacidade de carga. Na hipótese A, o trecho sem recuperação de testemunho foi adotado como sendo igual ao solo da última camada que se tem informação, e na hipótese B, assumiu-se que tal trecho é composto por rocha granítica extremamente fraturada. Foram empregados os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005) para estimativa do trecho em solo e os métodos de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000) para a previsão do trecho embutido em maciço rochoso. A análise numérica foi realizada por meio do método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional Abaqus. Para ambas as hipóteses estudadas, constatou-se que os métodos que mais se aproximaram da carga de ruptura foram os fundamentados nos resultados dos ensaios CPT. Já as combinações dos métodos de “Aoki e Velloso (1975) e Poulos e Davis (1980)” e “UFRGS (2005) e Poulos e Davis (1980)” mostraram-se mais conservadoras. Outro aspecto observado é que as capacidades de carga calculadas considerando a hipótese A resultaram em valores superiores aos obtidos para a hipótese B, devido à utilização de coeficientes que consideram a condição mais desfavorável do maciço rochoso. Com base nas simulações numéricas, verificou-se que a maior concentração de tensões e os deslocamentos verticais mais significativos ocorreram no elemento de fundação. Ainda, a modelagem forneceu resultados superiores ao das cargas máximas experimentais para todos os casos considerados.

**Palavras-chave:** Capacidade de carga. Métodos semi-empíricos. Método dos elementos finitos. Estaca hélice contínua.

## ABSTRACT

The determining the load capacity of deep foundation elements is complex and requires the adjustment of a good physical and mathematical model that expresses an adequate approximation of the failure load. The present work aims to evaluate the prediction of the load capacity obtained through semi-empirical methods and numerical modeling, comparing the results with the experimental values of the static load test under compression. The geotechnical investigation in the region of installation of the studied piles took place through the performance of two CPT tests and a mixed sounding, the last one having a section in which there is no information about the characteristics of the soil. With that, two hypotheses were considered for the determination of the load capacity. In hypothesis A, the section without core recovery was assumed as being equal to the soil of the last layer that has information, and in hypothesis B, it was assumed that this section is composed of extremely fractured granitic rock. The methods proposed by Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1996), Teixeira (1996) and UFRGS (2005) were used to estimate the soil stretch and the methods of Poulos and Davis (1980) and Cabral and Antunes (2000) for the prediction of the stretch embedded in rock mass. Numerical analysis was performed using the finite element method, performed in the Abaqus computer program. For both hypotheses studied, it was found that the methods that came closest to the breaking load were those based on the results of the CPT tests. The combinations of the methods “Aoki and Velloso (1975) and Poulos and Davis (1980)” and “UFRGS (2005) and Poulos and Davis (1980)” proved to be more conservative. Another aspect observed is that the load capacities calculated considering hypothesis A resulted in higher values than those obtained for hypothesis B, due to the use of coefficients that consider the most unfavorable condition of the rock mass. Based on numerical simulations, it was found that the highest concentration of stresses and the most significant vertical displacements occurred in the foundation element. Furthermore, the modeling provided superior results to the maximum experimental loads for all cases considered.

**Keywords:** Load capacity. Semi-empirical methods. Finite element method. Continuous helical displacement pile.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mecanismo de ruptura de fundação superficial e profunda. ....	19
Figura 2 – Sequência executiva: (a) perfuração, (b) concretagem e (c) colocação da armadura. ....	23
Figura 3 – Esforços atuantes na estaca. ....	25
Figura 4 – Cálculo do $N_p$ . ....	32
Figura 5 – Sistema de reação por cargueira. ....	42
Figura 6 – Sistema de reação por estacas. ....	43
Figura 7 – Sistema de reação por tirantes. ....	44
Figura 8 – Modos de ruptura: (a) nítida, (b) física e (c) convencional. ....	47
Figura 9 – Solução gráfica para o método de Van der Veen (1953). ....	48
Figura 10 – Carga de ruptura convencional. ....	49
Figura 11 – Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear. ....	52
Figura 12 – Gráfico tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb. ....	53
Figura 13 – Diagrama das etapas metodológicas. ....	54
Figura 14 – Perfil geotécnico do terreno. ....	56
Figura 15 – Esquema de montagem da prova de carga estática PCE.01. ....	58
Figura 16 – Curva carga-recalque PCE.01. ....	59
Figura 17 – Curva carga-recalque PCE.02. ....	60
Figura 18 – Dimensões do modelo geométrico adotado. ....	63
Figura 19 – Refinamento das malhas adotadas. ....	67
Figura 20 – Pontos analisados na modelagem numérica. ....	68
Figura 21 – Curvas obtidas com base no critério de Van der Venn (1953) para ET.01. ....	72
Figura 22 – Curvas corrigidas para melhor ajuste do critério de Van der Veen (1953), ET.01. ....	73
Figura 23 – Carga de ruptura a partir do critério da NBR 6122/2019 para ET.01. ....	74
Figura 24 – Curvas obtidas com base no critério de Van der Venn (1953) para ET.02. ....	75
Figura 25 – Curvas corrigidas para melhor ajuste do critério de Van der Veen (1953), ET.02. ....	76
Figura 26 – Carga de ruptura a partir do critério da NBR 6122/2019 para ET.02. ....	77
Figura 27 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese A e ET.01). ....	80
Figura 28 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese A e ET.01). ....	81
Figura 29 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese A e ET.01). ....	82
Figura 30 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese B e ET.01). ....	84



Figura 31 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese B e ET.01). .....	85
Figura 32 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese B e ET.01). .....	86
Figura 33 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese A e ET.02). .....	89
Figura 34 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese A e ET.02). .....	90
Figura 35 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese A e ET.02). .....	91
Figura 36 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese B e ET.02). .....	93
Figura 37 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese B e ET.02). .....	94
Figura 38 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese B e ET.02). .....	95

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas estruturais típicas de estacas hélice contínua (EHC). .....	21
Tabela 2 – Fatores de correção $F_1$ e $F_2$ . .....	28
Tabela 3 – Valores de $K$ e $\alpha$ . .....	29
Tabela 4 – Valores de $\alpha$ . .....	31
Tabela 5 – Valores de $\beta$ . .....	31
Tabela 6 – Valores de $C$ . .....	31
Tabela 7 – Valores de $\alpha_T$ em kPa. .....	33
Tabela 8 – Valores de $\beta_T$ . .....	34
Tabela 9 – Valores de $\alpha$ e $\beta$ . .....	36
Tabela 10 – Valores típicos de resistência à compressão das rochas. ....	37
Tabela 11 – Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto. ....	38
Tabela 12 – Valores indicativos de resistência à compressão das rochas. ....	40
Tabela 13 – Valores característicos do coeficiente de correção. ....	40
Tabela 14 – Fator multiplicador para determinação do comprimento mínimo de embutimento. ....	41
Tabela 15 – Características das estacas ensaiadas. ....	57
Tabela 16 – Resumo dos coeficientes e parâmetros adotados. ....	61
Tabela 17 – Parâmetros do concreto empregado na estaca. ....	64
Tabela 18 – Parâmetros geotécnicos adotados. ....	65
Tabela 19 – Valores obtidos para a tensão vertical e para o coeficiente de empuxo. ....	66
Tabela 21 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese A e ET.01). ....	78
Tabela 22 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese A e ET.01). ....	78
Tabela 22 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese B e ET.01). ....	83
Tabela 23 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese B e ET.01). ....	83
Tabela 24 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese A e ET.02). ....	87
Tabela 25 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese A e ET.02). ....	87
Tabela 26 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese B e ET.02). ....	92
Tabela 27 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese B e ET.02). ....	92

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AT	Argila Transicional
AV	Aoki e Velloso (1975)
CA	Cabral e Antunes (2000).
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
DQ	Décourt e Quaresma (1996)
EHC	Estaca Hélice Contínua
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
ET	Estaca
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PCE	Prova de Carga Estática
PD	Poulos e Davis (1980)
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SFL	Sedimentos Fluviolagunares e de Baías
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SPT-T	<i>Standard Penetration Test</i> complementado com medidas de torque
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
$W$	peso próprio da estaca
$r_p$	resistência de ponta unitária
$A_P$	área da seção transversal da ponta da estaca
$U$	perímetro da seção da estaca
$r_L$	atrito lateral unitário
$\Delta_L$	segmento de estaca na respectiva camada de solo
$N_{SPT}$	índice de resistência à penetração do amostrador padrão SPT
$q_c$	resistência de ponta do cone
$f_s$	resistência local
$F_1$ e $F_2$	fatores de correção que consideram o efeito de escala
$\alpha$	razão de atrito
$R_{adm}$	resistência admissível
$\alpha$	fator de reação de ponta
$\beta$	fator de atrito
$L$	comprimento da estaca
$C$	coeficiente que correlaciona o $N_{SPT}$ com a resistência de ponta em função do tipo de solo
$N_P$	índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca no intervalo de um diâmetro acima da ponta da estaca até um diâmetro abaixo
$N_L$	média do número de golpes para cada camada de solo ao longo do fuste da estaca
$\alpha_T$	fator de correção em função do tipo de solo
$N_P$	valor médio da resistência à penetração medido no ensaio SPT no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca até um diâmetro abaixo
$\beta_T$	fator de atrito
$N_L$	média dos valores de resistência à penetração do solo compreendido ao longo do fuste da estaca
$F_d$	força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador

$M_m$	massa do martelo
$\Delta\rho$	magnitude da penetração média por golpe do amostrador
$M_h$	massa da composição de hastes
$\eta_1$	coeficiente de eficiência devido ao golpe do martelo
$\eta_2$	coeficiente de eficiência devido ao comprimento das hastes
$\eta_3$	coeficiente de eficiência do ensaio SPT devido ao sistema
$L$	comprimento de hastes
$F_{d,p}$	força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador
$q_p$	resistência unitária de ponta
$a_p$	área de ponta do amostrador
$f_l$	atrito lateral unitário da estaca
$a_l$	área da lateral do amostrador
$Q$	previsão de capacidade de carga de estacas
$\Delta L$	comprimento da estaca
$\alpha$ e $\beta$	coeficientes para consideração de outros tipos de estacas
$q_{um}$	resistência à compressão simples das rochas
$f'_c$	resistência do concreto
$s_d$	desvio-padrão da dosagem do concreto
$r_{ph}$	resistência unitária de ponta considerando um maciço rochoso homogêneo
$\beta_{p0}$	fator adimensional de correlação
$\sigma_r$	tensão de compressão simples da rocha
$r_p$	resistência unitária de ponta da estaca considerando o maciço não homogêneo
$\beta_p$	coeficiente de correção em função do grau de alteração da rocha
$L_e$	comprimento mínimo de embutimento da estaca na rocha
$P$	carga aplicada no topo da estaca
$P_{últ}$	carga última ou de ruptura
$\alpha$	coeficiente que define a forma da curva
$\rho$	recalque correspondente à carga aplicada
$\Delta_r$	critério de recalque máximo
$P_r$	carga de ruptura
$A$	área da seção transversal da estaca
$E$	módulo de elasticidade do material da estaca
$\varepsilon_i$	deformações nas direções principais

$\varepsilon_{ij}$	deformações cisalhantes
$\sigma_i$	tensões principais normais
$\tau_{ij}$	tensões cisalhantes
E	módulo de Young
$\nu$	coeficiente de Poisson
G	módulo cisalhante ou módulo de elasticidade transversal
$\phi'$	ângulo de atrito efetivo
$c'$	coesão efetiva
$\psi$	ângulo de dilatância
$\tau$	tensão cisalhante
$\sigma'$	tensão efetiva normal ao plano de cisalhamento
$\alpha_\sigma$	coeficiente de redução
$q_{um,c}$	resistência unitária à compressão simples da rocha corrigida
$\gamma$	peso específico
k	permeabilidade
e	índice de vazios
$\eta$	porosidade
$\sigma'_v$	tensão vertical efetiva
$k_0$	coeficiente de empuxo
$\sigma_v$	tensão total
$\mu$	pressão neutra
$\gamma_i$	peso específico do solo na camada
$z_i$	espessura da camada
$\gamma_w$	peso específico da água
$z_w$	profundidade em relação ao nível da água
$\mu$	coeficiente de fricção
$\tau_{crit}$	tensão tangencial crítica
$p_c$	pressão de contato
$R_{RUP}$	carga de ruptura

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	16
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	16
1.2	OBJETIVOS.....	17
1.2.1	Objetivo geral.....	17
1.2.2	Objetivos específicos.....	17
1.3	LIMITAÇÕES.....	18
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	19
2.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	19
2.1.1	Estaca hélice contínua (EHC).....	21
2.1.1.1	<i>Processo executivo</i> .....	22
2.2	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL.....	25
2.2.1	Métodos semi-empíricos.....	27
2.2.1.1	<i>Aoki e Velloso (1975)</i> .....	27
2.2.1.2	<i>Décourt e Quaresma (1996)</i> .....	30
2.2.1.3	<i>Teixeira (1996)</i> .....	33
2.2.1.4	<i>UFRGS (2005)</i> .....	34
2.2.1.5	<i>Poulos e Davis (1980)</i> .....	36
2.2.1.6	<i>Cabral e Antunes (2000)</i> .....	39
2.2.2	Prova de carga.....	41
2.2.2.1	<i>Critério de Van der Venn (1953)</i> .....	47
2.2.2.2	<i>Critério da NBR 6122 (ABNT, 2019)</i> .....	48
2.3	MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS.....	49
2.3.1	<i>Software Abaqus</i> .....	50
2.3.2	Modelos constitutivos.....	51
2.3.2.1	<i>Modelo elástico linear</i> .....	51
2.3.2.2	<i>Modelo de Mohr-Coulomb</i> .....	52
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	54
3.1	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA ÁREA.....	55
3.2	PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	57
3.3	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS.....	60
3.4	MODELAGEM NUMÉRICA.....	62

3.4.1	Parâmetros geométricos .....	62
3.4.2	Parâmetros dos materiais .....	64
3.4.3	Tensões geostáticas .....	65
3.4.4	Discretização da malha.....	66
3.4.5	Condições de contorno e carregamento .....	68
3.4.6	Interação solo-estaca .....	69
<b>4</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>71</b>
4.1	INTERPRETAÇÃO DA PROVA DE CARGA.....	71
4.1.1	PCE.01.....	71
4.1.2	PCE.02.....	74
4.2	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – ET.01 .....	77
4.2.1	Hipótese A.....	77
4.2.1.1	<i>Métodos semi-empíricos.....</i>	<i>77</i>
4.2.1.2	<i>Modelagem numérica.....</i>	<i>80</i>
4.2.2	Hipótese B .....	82
4.2.2.1	<i>Métodos semi-empíricos.....</i>	<i>82</i>
4.2.2.2	<i>Modelagem numérica.....</i>	<i>84</i>
4.3	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – ET.02 .....	86
4.3.1	Hipótese A.....	86
4.3.1.1	<i>Métodos semi-empíricos.....</i>	<i>86</i>
4.3.1.2	<i>Modelagem numérica.....</i>	<i>89</i>
4.3.2	Hipótese B .....	91
4.3.2.1	<i>Métodos semi-empíricos.....</i>	<i>91</i>
4.3.2.2	<i>Modelagem numérica.....</i>	<i>94</i>
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>96</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	97
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>98</b>
	<b>ANEXO A – SONDAgens.....</b>	<b>102</b>
	<b>ANEXO B – RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA .....</b>	<b>108</b>



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

As fundações profundas são definidas por Cintra e Aoki (2010) como sistemas formados por elementos estruturais e pelas camadas do maciço que os envolvem, cuja finalidade principal é resistir às solicitações provenientes da superestrutura, de modo a garantir um nível adequado de segurança no que se refere aos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS).

De acordo com Hachich *et al.* (1998), a determinação do tipo de fundação depende da análise de uma série de fatores, sendo que a caracterização geológica e geotécnica do subsolo pode ser considerada a mais relevante, visto que, além do solo possuir natureza extremamente variável quanto à composição e ao comportamento quando submetido a carregamentos, comumente é o material menos resistente do elemento de fundação, portanto, a capacidade de carga fica restrita à interação solo-estrutura.

As análises são ainda mais complexas quando as fundações estão embutidas e/ou apoiadas em maciço rochoso, uma vez que, diferentemente dos solos, seu comportamento é influenciado não somente pelo material que o constitui, mas também pela presença de descontinuidades e falhas em sua estrutura interna (Goodman, 1989). No entanto, no Brasil ainda não há códigos ou normas específicas para o assentamento de fundações em rochas de maneira geral e, por esse motivo, as únicas informações disponíveis são usualmente as obtidas com base nas sondagens rotativas, não sendo realizados ensaios adicionais para constatar as propriedades do maciço rochoso.

Os principais métodos semi-empíricos estimam a capacidade de carga para elementos de fundação com trecho em solo com base nos valores de resistência à penetração dinâmica medidos nas sondagens à percussão (SPT) e nos valores de resistência à penetração estática fornecidos pelo ensaio de cone (CPT). Já para as estacas com trecho em rocha, os principais métodos difundidos na literatura técnica utilizam o valor da resistência à compressão simples da rocha. Contudo, os métodos semi-empíricos apresentam grande variabilidade entre si, uma vez que esses foram desenvolvidos com base em regiões específicas e adotam diferentes coeficientes ligados à forma de execução da fundação.

Com o advento da tecnologia nos anos 50, o emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), que consiste na discretização do domínio do problema em elementos menores de dimensões finitas, tornou-se uma das opções para a determinação da capacidade de carga. O MEF permite avaliar de maneira detalhada e realista os resultados de tensão, deformação e

resistência, devendo-se tomar as devidas precauções para que se garanta resultados condizentes com a realidade.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) preconiza a realização de prova de carga estática para obtenção de forma direta da capacidade de carga. Com esse tipo de ensaio é possível determinar o comportamento da curva carga-recalque e sua interpretação, utilizando diferentes métodos, possibilita estimar a carga de ruptura para a estaca ensaiada.

Neste contexto, o presente trabalho apresenta a análise de capacidade de carga axial de elementos de fundação do tipo hélice contínua embutida em rocha. Foram avaliados diferentes métodos de cálculo de capacidade de carga, a saber, métodos semi-empíricos e modelagem numérica. Os resultados das previsões foram diretamente confrontados com os valores experimentais obtidos a partir de ensaios de prova de carga estática à compressão visando identificar qual composição de métodos melhor representa o comportamento das estacas avaliadas.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho possui como objetivo principal determinar a capacidade de carga de estacas hélice contínua carregadas axialmente através dos métodos semi-empíricos e da modelagem numérica e realizar análises com base nos resultados das provas de carga estática à compressão.

### 1.2.2 Objetivos específicos

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

- Verificar a capacidade de carga axial por diferentes métodos semi-empíricos disponíveis na literatura, visando identificar as principais discrepâncias entre as previsões;
- Identificar o modelo de melhor representação do conjunto solo-estaca para modelagem com o auxílio de *software* de análise geotécnica;
- Comparar os resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos e pela modelagem numérica com os ensaios de prova de carga;

- Identificar as limitações em cada um dos métodos utilizados.

### 1.3 LIMITAÇÕES

As principais limitações relacionadas ao desenvolvimento desse trabalho são:

- A determinação indireta dos parâmetros de resistência relativos aos solos e ao maciço rochoso;
- A ausência de ensaios de laboratório que determinem a condição da rocha.

### 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O **Capítulo 1** contemplou uma breve introdução ao tema de modo a descrever conceitos básicos que norteiam a pesquisa, além da justificativa, dos objetivos e das limitações.

O **Capítulo 2** refere-se à revisão bibliográfica sobre fundações profundas, dando ênfase para as estacas do tipo hélice contínua (EHC), abordando sobre a sequência executiva, as vantagens e as desvantagens. Em seguida, são apresentados os métodos semi-empíricos para previsão da capacidade de carga de elementos de fundação com trecho em solo e com trecho embutido em rocha. São contemplados também aspectos pertinentes relacionados a prova de carga estática à compressão, além do critério de Van der Venn (1953) para extrapolação dos resultados das curvas carga-recalque e do método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2019) para determinação da capacidade de carga (última ou de ruptura). Por fim, discorre-se sobre aspectos referentes ao método dos elementos finitos e sobre o *software* Abaqus.

O **Capítulo 3** é dedicado à descrição e caracterização geotécnica da região com base na sondagem mista e nos ensaios CPT. Posteriormente, mostra-se as curvas carga-recalque resultantes das provas de carga estática realizadas e as considerações relevantes para aplicação dos métodos semi-empíricos e da modelagem numérica.

No **Capítulo 4** são apresentados os resultados em relação à previsão da capacidade de carga das estacas e as comparações desses resultados com as cargas de ruptura obtidas a partir da extrapolação das curvas carga-recalque experimentais.

O **Capítulo 5** sintetiza as considerações finais e propõe algumas linhas de investigação para continuidade da pesquisa, listando, em seguida, as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do presente trabalho e os Anexos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

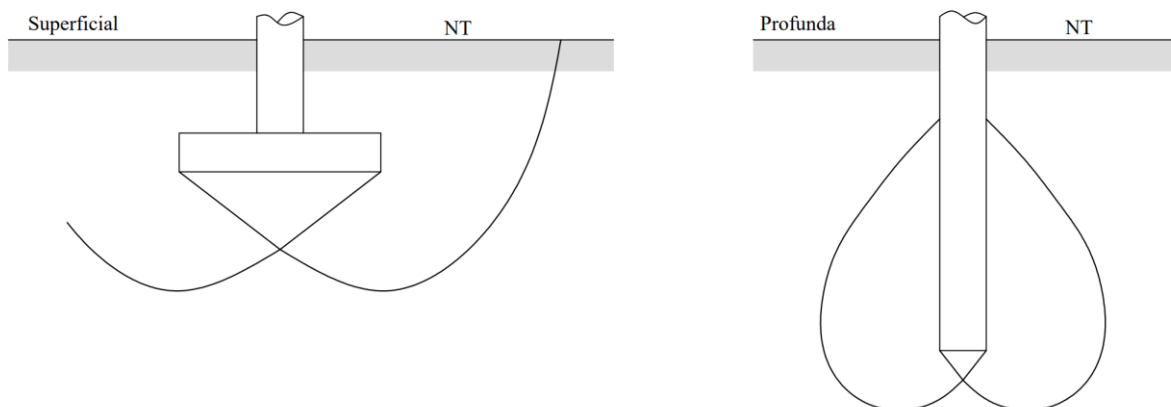
No presente capítulo, será apresentada a fundamentação teórica básica necessária para o entendimento das aplicações desenvolvidas. Neste sentido, abordam-se resumidamente as principais características das fundações profundas, com ênfase para as estacas do tipo hélice contínua, a definição de capacidade de carga e os métodos utilizados para a sua determinação (métodos semi-empíricos e prova de carga estática). Também se discorre sobre conceitos teóricos referentes à modelagem numérica aplicada à mecânica dos solos.

### 2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Fundação é o elemento estrutural responsável por transmitir as cargas oriundas da estrutura ao solo ou rocha em que a mesma se apoia (Azeredo, 1997). Para Schulze (2013), é o componente de maior relevância de um sistema estrutural por garantir níveis seguros de tensão e limites admissíveis de recalque.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), os vários tipos de fundação podem ser agrupados com base em diferentes critérios. Um deles considera a profundidade de embutimento da base do elemento estrutural, a partir do qual originam-se dois grupos: as fundações rasas (diretas ou superficiais) e profundas. A distinção entre esses dois tipos é feita presumindo arbitrariamente que o mecanismo de ruptura da base de uma fundação profunda não atinge a superfície do terreno, conforme apresentado na Figura 1 (Velloso e Lopes, 2010).

Figura 1 – Mecanismo de ruptura de fundação superficial e profunda.



Fonte: Adaptada de Velloso e Lopes (2010).

De acordo com Salgado (2008) apud Schulz (2020), as fundações profundas geralmente são uma opção quando o solo das camadas superficiais não apresenta resistência necessária para receber as cargas advindas da estrutura.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define as fundações profundas como sendo aquelas que transferem as cargas da estrutura ao solo pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas. Além disso, para ser considerada profunda, a fundação deve ter a sua base apoiada em uma profundidade de, no mínimo, três metros e superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta. Apesar de ser usual classificar esse tipo de fundação em estacas e tubulões, o presente trabalho limita-se apenas ao primeiro grupo.

As estacas são integralmente executadas por equipamentos ou ferramentas, não havendo a necessidade de ocorrer a descida de operário em seu interior (ABNT NBR 6122:2019). Velloso e Lopes (2010) propõem que as estacas sejam classificadas de acordo com o material constituinte e com o processo executivo, sendo separadas segundo o efeito no solo em: de deslocamento, sem deslocamento e de substituição (Quadro 1).

Quadro 1 – Classificação das estacas quanto ao processo executivo.

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

Fonte: Adaptada de Velloso e Lopes (2010).

Segundo Hachich *et al.* (1998), as estacas de deslocamento são aquelas inseridas no terreno por meio de alguma técnica executiva que não ocasione a remoção de material, portanto, a estaca ocupa um espaço obtido através do deslocamento horizontal do solo. Já as estacas de substituição, nomeada por alguns autores como estacas escavadas, caracterizam-se por serem moldadas *in situ* mediante perfuração ou escavação do terreno, com retirada de material para

posterior concretagem. Fica a critério do projetista a utilização ou não de revestimento e de fluido estabilizante (Hachich *et al.*, 1998). Velloso e Lopes (2010) ressaltam que a retirada do solo ocasiona algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), há uma classificação intermediária denominada de estacas sem deslocamento, que compreendem os casos em que não há remoção significativa de solo e/ou, os casos em que são tomadas medidas para restabelecer, mesmo que parcialmente, as tensões geostáticas durante a execução da concretagem.

Existem diversos tipos de estacas disponíveis no mercado, porém, para o escopo desta pesquisa, empregou-se apenas estaca tipo hélice contínua (EHC). Esse tipo de fundação pode ser classificado em duas categorias, visto que, havendo retirada ou não de solo durante o processo executivo, a mesma pode se aproximar de uma estaca de substituição ou de uma estaca de deslocamento - denominada de estaca hélice de deslocamento (Velloso e Lopes, 2010).

### 2.1.1 Estaca hélice contínua (EHC)

A estaca hélice contínua (EHC) foi introduzida no Brasil em 1987 e amplamente difundida a partir da metade da década de 90, com a importação de equipamentos específicos para sua execução (Hachich *et al.*, 1998). A NBR 6122 (ABNT, 2019) caracteriza esse tipo de fundação profunda como sendo de concreto, moldada *in loco* e executada através da inserção, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno até à profundidade definida em projeto. A injeção de concreto, sob pressão controlada, é realizada pela haste central do trado concomitantemente à sua retirada. A armadura é instalada após a finalização da concretagem, devendo ser introduzida com o concreto ainda fresco.

Em função da sua geometria transversal, a EHC apresenta elevada carga estrutural, podendo ser uma solução técnica e econômica em obras de médio e grande porte. A Tabela 1 fornece os diâmetros nominais e suas respectivas cargas admissíveis usuais e máximas.

Tabela 1 – Cargas estruturais típicas de estacas hélice contínua (EHC).

Tensão de trabalho (MPa)	Diâmetro (cm)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
$\sigma = 5$ a $6$	$\phi$ 40	600	800
	$\phi$ 60	1400	1800
	$\phi$ 80	2500	3000
	$\phi$ 100	4000	4700

Fonte: Adaptada de Velloso e Lopes (2010).

Esse tipo de fundação profunda reflete uma tendência mundial devido as suas principais vantagens (Hachich *et al.*, 1998):

- Elevada produtividade, havendo redução do cronograma físico da obra e consequente diminuição de custos;
- Ausência de vibrações e ruídos, tornando-se uma alternativa interessante para obras executadas em áreas urbanas;
- Não provoca descompressão do terreno, evitando possíveis danos em fundações vizinhas;
- Adaptabilidade na maioria dos tipos de solo;
- Dispensabilidade de fluido estabilizante (lama bentonítica ou polímeros) no processo executivo, eliminando problemas ambientais relacionados à disposição final do material oriundo da escavação.

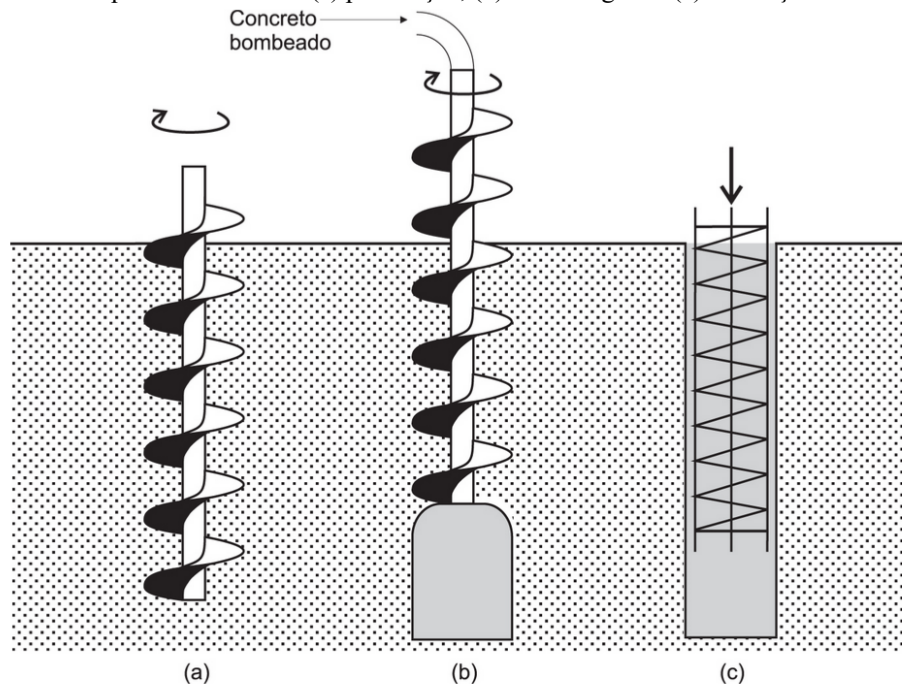
Neto (2002) cita como possíveis desvantagens a difícil execução em solos moles devido ao provável alargamento ou estreitamento do fuste, a complexidade na instalação de armaduras mais profundas e o fato da qualidade executiva depender da sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz. Para Hachich *et al.* (1998), as principais desvantagens são o porte elevado do equipamento de perfuração que restringe a área de trabalho para regiões planas e de fácil movimentação, a exigência de uma central de concreto nas proximidades da obra devido à elevada produtividade e a necessidade de um número mínimo de estacas, compatível com o custo de mobilização dos equipamentos envolvidos.

Segundo Velloso e Lopes (2010), os equipamentos disponíveis atualmente permitem executar estacas com comprimento máximo de 30,0 m e diâmetros variando entre 30,0 e 100,0 cm. A NBR 6122 (ABNT, 2019) preconiza que deve ser respeitado o intervalo mínimo de doze horas para execução de estacas que possuam espaçamento inferior a cinco diâmetros, sendo essa distância referente à estaca de maior diâmetro.

#### 2.1.1.1 Processo executivo

O processo executivo inerente às estacas hélice contínua encontra-se em constante evolução e pode ser dividido em três etapas: perfuração, concretagem e colocação da armadura, como apresentado na Figura 2.

Figura 2 – Sequência executiva: (a) perfuração, (b) concretagem e (c) colocação da armadura.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Hachich *et al.* (1998), a perfuração consiste na inserção do trado helicoidal contínuo no terreno até a cota de projeto, por meio de uma mesa rotativa acoplada em sua extremidade superior, que aplica um torque apropriado para superar a resistência do terreno.

O trado contínuo é constituído por uma hélice espiral, responsável pela remoção de solo solidarizada a uma haste central vazada, disposta de dentes na extremidade inferior que facilitam a penetração no terreno. Para evitar que durante a perfuração ocorra a entrada de solo ou água na haste tubular, o equipamento possui, em sua face inferior, uma tampa de proteção recuperável que é expulsa ao início da fase de concretagem (Hachich *et al.*, 1998).

A perfuração é executada de modo contínuo sem a retirada da hélice do terreno, garantindo que não haja alívio significativo de tensões no solo. Essa característica permite a execução das EHC tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático (Hachich *et al.*, 1998).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), o monitoramento eletrônico é indispensável e deve ser realizado durante todo o processo de perfuração, registrando ao menos a profundidade, a velocidade de rotação do trado, a velocidade de avanço e a pressão do torque.

Alcançada a profundidade definida em projeto, inicia-se a concretagem da estaca através do bombeamento do concreto pelo interior da haste central, simultaneamente à retirada da hélice do terreno. A extração do trado ocorre sem que se imprima movimento de giro ou, no caso de terrenos arenosos, girando-se lentamente no sentido da perfuração (Hachich *et al.*,



1998). Assim como na etapa anterior, a concretagem deve ser executada de forma contínua e ininterrupta, assegurando a sustentação das paredes onde se formará a estaca.

Segundo Neto (2002), o concreto deve ser injetado sob pressão positiva com o intuito de garantir a continuidade e a integridade do fuste da estaca, sendo indispensável que se verifiquem dois aspectos executivos: certificar que a extremidade inferior do trado atingiu um solo que possibilite a formação da “bucha”, impedindo que o concreto injetado atinja a interface solo-trado e monitorar a velocidade de extração do trado, de modo a haver sempre um sobreconsumo de concreto.

Conforme prescreve a NBR 6122 (ABNT, 2019), o concreto empregado deve apresentar resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) igual ou superior a 30 MPa e consumo de cimento não inferior a 400 kg/m<sup>3</sup>. Além disso, recomenda-se que o abatimento (*slump test*) seja mantido entre 220,0 e 260,0 mm, havendo a possibilidade de incorporar aditivos desde que atendam à ABNT NBR 11768:2019.

Em geral, a concretagem da estaca é efetuada até à superfície de trabalho, podendo haver o seu arrasamento abaixo da superfície do terreno. Nesses casos, a estabilidade do furo na extensão não concretada e a inserção da armadura devem ser avaliadas com o intuito de garantir a não contaminação do concreto pelo solo (Magalhães, 2005). Além disso, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que o monitoramento eletrônico durante a etapa de concretagem deve registrar a velocidade de subida do trado, a pressão de injeção do concreto e o volume bombeado.

A colocação da armadura deve ser realizada imediatamente após o término da concretagem, com o concreto ainda fresco. De acordo com Neto (2002), a armadura é introduzida na estaca por gravidade, por compressão de um pilão ou por vibração, sendo a última prática recomendada na literatura internacional, porém, pouco difundida no Brasil.

A fim de facilitar o seu posicionamento, a armadura deve dispor de um formato de “gaiola” e ser constituída por barras grossas e estribos helicoidais soldados nas barras longitudinais, de modo a ter um peso e uma rigidez compatíveis com seu comprimento. Ainda, recomenda-se deixar a extremidade inferior (trecho de aproximadamente um metro) com seção tronco-cônica para impedir que ocorram deformações.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as EHCs submetidas aos esforços de compressão e tensão atuante inferior a 6,0 MPa podem ser executadas em concreto não armado, utilizando somente uma armadura de ligação com o bloco de coroamento, especificada com 4,0 m de comprimento útil mínimo e taxa de armadura mínima de 0,4%. No caso de estacas submetidas à cargas de compressão com tensões atuantes superiores a 6,0 MPa e à esforços de tração ou

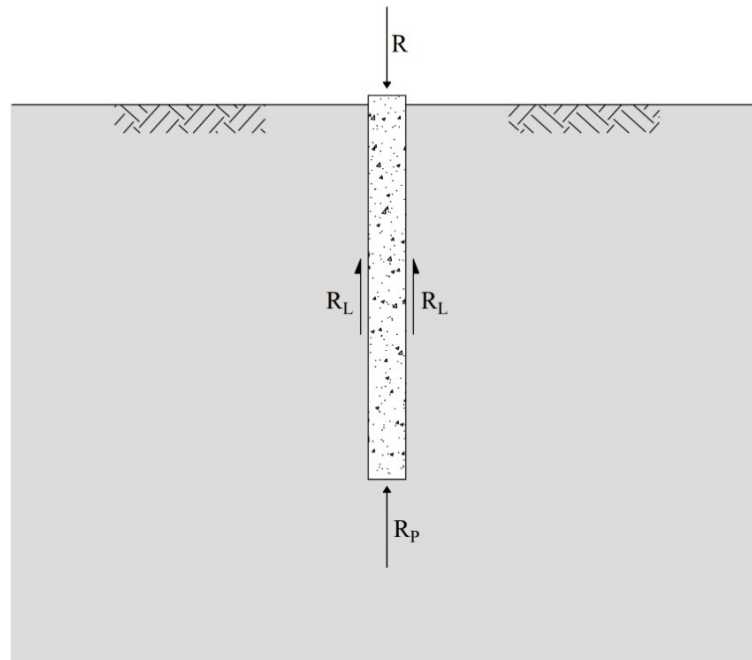
transversais, o comprimento da armadura deve ser compatível com o carregamento solicitante e os estribos devem ser substituídos por espirais, evitando emendas por transpasse (Hachich *et al.*, 1998).

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define a capacidade de carga como a máxima carga axial que, ao ser aplicada sobre a estaca, provoca somente recalques compatíveis com a construção e que não ocasionam a ruptura do solo e do material que constitui o elemento de fundação, atendendo simultaneamente aos estados limite último (ELU) e de serviço (ELS).

Segundo Cintra e Aoki (2010), ao aplicar gradativamente a carga vertical de compressão sobre a estaca, essa resistirá a tal solicitação parcialmente pelo atrito lateral gerado entre o solo e o fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas em sua ponta. Sendo assim, separam-se esses esforços em duas parcelas: a resistência lateral ( $R_L$ ) e a resistência de ponta ( $R_P$ ), como pode ser verificado na Figura 3.

Figura 3 – Esforços atuantes na estaca.



Fonte: Adaptada de Albuquerque e Garcia (2020).

A capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento de fundação é obtida através do equilíbrio de forças entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca ( $W$ ) e a resistência oferecida pelo solo, como apresentado na Equação 1.

$$R + W = R_p + R_L \quad (\text{Equação 1})$$

Usualmente o peso próprio da estaca é desprezado por apresentar valor reduzido se comparado com as demais parcelas. Com isso, a equação anterior passa a ser expressa como a soma da máxima carga suportada pelo atrito lateral e pela ponta na interação solo-estrutura (Equação 2).

$$R = R_p + R_L \quad (\text{Equação 2})$$

A parcela da resistência de ponta é calculada por meio da Equação 3, multiplicando a resistência de ponta unitária ( $r_p$ ) pela área da seção transversal da ponta da estaca ( $A_p$ ).

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (\text{Equação 3})$$

A parcela de resistência devido ao atrito lateral, por sua vez, é dada pela Equação 4, em que  $U$  é o perímetro da seção da estaca,  $r_L$  é o atrito lateral unitário e  $\Delta_L$  é o segmento de estaca na respectiva camada de solo.

$$R_L = U \cdot \sum_1^n (r_L \cdot \Delta_L) \quad (\text{Equação 4})$$

Por fim, realizando as devidas substituições, a capacidade de carga ( $R$ ) passa a ser determinada utilizando-se a Equação 5.

$$R = r_p \cdot A_p + U \cdot \sum_1^n (r_L \cdot \Delta_L) \quad (\text{Equação 5})$$

A previsão do comportamento de estacas submetidas a carregamentos axiais pode ser obtida através de métodos estáticos (teóricos e semi-empíricos), métodos dinâmicos, provas de carga e modelos numéricos.

### 2.2.1 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos, para estacas inseridas em solo, estimam a resistência de ponta unitária e o atrito lateral unitário com base nos valores de resistência à penetração dinâmica, medidos nas sondagens à percussão (SPT) e nos valores de resistência à penetração estática fornecidos pelo ensaio de cone (CPT). No Brasil, esses métodos têm sido propostos desde a década de 1970 e os tradicionalmente empregados são: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996) e Teixeira (1996). O método UFRGS (2005), apesar de não ser tão difundido quanto os anteriores, também é abordado na presente pesquisa.

Os principais métodos semi-empíricos para a previsão da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, por sua vez, baseiam-se na resistência à compressão simples. Segundo Carter e Kulhawy (1988), são necessários deslocamentos significativos ao longo de todo o comprimento da estaca para que a resistência de ponta seja mobilizada, o que dificilmente ocorre e, por essa razão, diversos métodos simplificados desconsideram essa parcela ao determinar a capacidade de carga sob compressão axial. Com o intuito de avaliar a influência da resistência de ponta e do atrito lateral, empregaram-se os métodos propostos por Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000).

Apesar dessas formulações serem de suma importância para a engenharia de fundações, cabe ressaltar que, devido a sua natureza estatística, a utilização é restrita à prática construtiva regional e às circunstâncias específicas dos casos históricos utilizados na preposição de cada um dos métodos (Schnaid e Odebrecht, 2012).

#### 2.2.1.1 Aoki e Velloso (1975)

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), o método de Aoki e Velloso (1975) baseia-se em resultados de ensaios CPT ou, não sendo possível realizar esse tipo de investigação geotécnica, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) obtidos através de ensaios SPT. Na proposição do método, os autores julgaram pertinente considerar a estaca do tipo *Franki* e as informações obtidas de provas de carga executadas em estacas comprimidas.

Aoki e Velloso (1975) propõem que a resistência de ponta unitária ( $r_p$ ) e o atrito lateral unitário ( $r_L$ ) estão correlacionados com ensaios de penetração contínua do cone (CPT), por meio dos valores de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e da resistência local ( $f_s$ ), de acordo com as Equações 6 e 7, respectivamente.

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (\text{Equação 6})$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (\text{Equação 7})$$

em que  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que consideram o efeito de escala, ou seja, relacionam o comportamento da estaca (protótipo) e do cone do CPT (modelo), além da influência da execução de cada tipo de estaca.

Esses fatores corretivos foram ajustados com base em provas de carga realizadas em vários estados brasileiros. Para os casos em que não houve a ruptura do elemento de fundação ao realizar o ensaio de prova de carga, Aoki e Veloso (1975) utilizaram o método de Van der Venn (1953) para estimativa da capacidade de carga (Danziger e Lopes, 2021). Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  para cada tipo de estaca são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
<i>Franki</i>	2,50	$2 \cdot F_1$
Metálica	1,75	$2 \cdot F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 \cdot F_1$
Escavada	3,0	$2 \cdot F_1$
Raiz	2,0	$2 \cdot F_1$
Hélice contínua	2,0	$2 \cdot F_1$
Ômega	2,0	$2 \cdot F_1$

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

Para utilização da proposta de Aoki e Velloso (1975) com base em ensaios SPT, os valores de  $q_c$  e  $f_s$  podem ser substituídos por correlações empíricas com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Com isso, a resistência de cone (Equação 8) pode ser obtida a partir do coeficiente  $K$  e o atrito lateral calculado através da Equação 9, utilizando a razão de atrito ( $\alpha$ ).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (\text{Equação 8})$$

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (\text{Equação 9})$$

O coeficiente  $K$  e a razão de atrito ( $\alpha$ ) dependem do tipo de solo e seus valores são indicados na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de K e  $\alpha$ .

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

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

Reescrevendo as expressões anteriores, a resistência de ponta unitária e o atrito lateral unitário passam a ser obtidos utilizando as Equações 10 e 11, respectivamente.

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (\text{Equação 10})$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (\text{Equação 11})$$

onde  $N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e  $N_L$  é a média do número de golpes para cada camada de solo ao longo do fuste da estaca.

Portanto, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação será dada pela Equação 12. Já a Equação 13 apresenta a resistência admissível ( $R_{adm}$ ) a partir de um coeficiente de segurança 2,0, conforme recomendado por Aoki e Velloso (1975).

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (\text{Equação 12})$$

$$R_{adm} = \frac{R}{2,0} \quad (\text{Equação 13})$$

Cintra e Aoki (2010) ressaltam que publicações mais recentes trazem novos valores para o coeficiente K e a razão de atrito ( $\alpha$ ), considerando formações geotécnicas específicas. Com isso, recomenda-se que a formulação geral do método seja mantida, mas que se adote correlações regionais (quando disponíveis) que tenham validade comprovada.

### 2.2.1.2 *Décourt e Quaresma (1996)*

Décourt e Quaresma (1978) apresentam um método de previsão de capacidade de carga para estacas isoladas baseado apenas em resultados de ensaios de sondagens à percussão (SPT). Os autores originalmente propuseram essa metodologia para estacas pré-moldadas de concreto, abrangendo posteriormente outros tipos de estacas, como escavadas em geral, hélice contínua e injetadas sob pressão (Schnaid e Odebrecht, 2012).

As parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral são expressas pelas Equações 14 e 15, respectivamente.

$$R_P = \alpha \cdot r_P \cdot A_P \quad (\text{Equação 14})$$

$$R_L = \beta \cdot r_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 15})$$

sendo  $\alpha$  o fator de reação de ponta,  $r_P$  a tensão resistente na ponta,  $A_P$  a área da ponta da estaca,  $\beta$  o fator de atrito,  $r_L$  o atrito lateral unitário,  $U$  o perímetro da estaca e  $L$  o comprimento da estaca.

Os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  foram introduzidos por Décourt (1996) com o intuito de corrigir a resistência de ponta e o atrito lateral, ampliando a utilização do método para os demais tipos de estacas. Ambos os coeficientes dependem do solo e da estaca e seus valores típicos estão apresentados nas Tabela 4 e Tabela 5. A proposição inicial ( $\alpha = \beta = 1$ ) permanece para as estacas pré-moldadas, metálicas e tipo *Franki*.

Tabela 4 – Valores de  $\alpha$ .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua / Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

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

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

Tabela 5 – Valores de  $\beta$ .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua / Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

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

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

A tensão resistente na ponta da estaca é estimada utilizando correlação empírica com a resistência à penetração média na região da base da estaca (Equação 16).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (\text{Equação 16})$$

em que C é um coeficiente que correlaciona o  $N_{SPT}$  com a resistência de ponta em função do tipo de solo (Tabela 6) e  $N_p$  é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, obtido a partir da média de três valores correspondentes ao nível da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior, como apresentado na Figura 4.

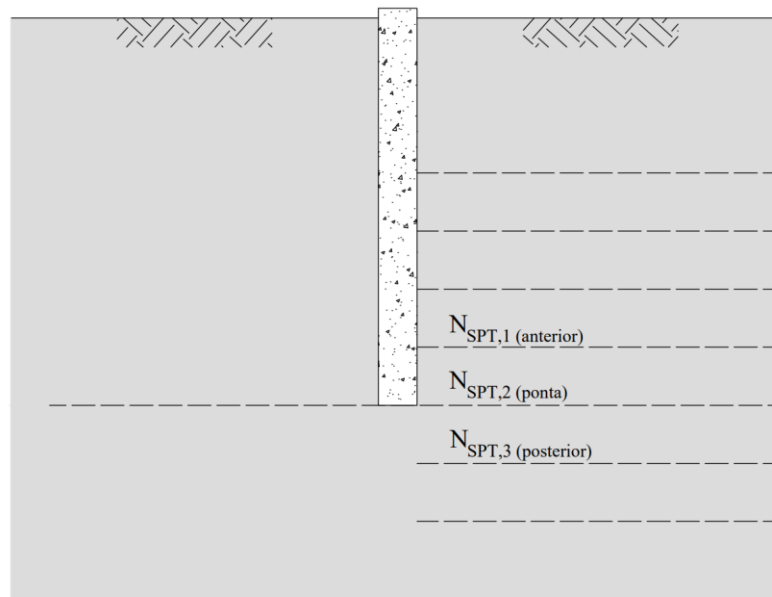
Tabela 6 – Valores de C.

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

\* Solos residuais.

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



Figura 4 – Cálculo do  $N_p$ .

Fonte: Adaptada de Albuquerque e Garcia (2020).

Segundo Cintra e Aoki (2010), os valores de  $C$  foram ajustados utilizando 41 provas de carga executadas em estacas pré-moldadas de concreto. Nos casos em que não houve a ruptura do elemento de fundação, adotou-se como critério de ruptura a carga correspondente ao recalque de 10% do diâmetro da estaca.

Os autores também propõem uma correlação empírica entre o atrito lateral unitário e o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ), devendo-se desconsiderar os valores utilizados para a estimativa da resistência de ponta e não sendo realizada qualquer distinção quanto as camadas de solo que constituem a região na qual a estaca está inserida (Equação 17). Os valores de  $N_L$  devem estar compreendidos entre  $3 \leq N_L \leq 50$  - exceto nos casos de estacas *Strauss*, em que o limite de  $N_L$  deve ser 15 (Velloso e Lopes, 2010).

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (\text{Equação 17})$$

A expressão final para a capacidade de carga ( $R$ ) de uma estaca isolada é apresentada na Equação 18 e a carga admissível ( $R_{adm}$ ) é dada pela Equação 19, sendo adotados fatores de segurança iguais a 4,0 para a resistência de ponta e 1,3 para a parcela de atrito lateral.

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

$$R_{adm} = \frac{R_p}{4,0} + \frac{R_L}{1,3} \quad (\text{Equação 19})$$

### 2.2.1.3 Teixeira (1996)

Teixeira (1996) propôs uma unificação entre os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para o cálculo da capacidade de carga de estacas isoladas. A resistência de ponta (Equação 20) e a resistência lateral (Equação 21) são determinadas pelo número de golpes do ensaio SPT e pelos fatores  $\alpha_T$  e  $\beta_T$  recomendados pelo autor.

$$R_p = \alpha_T \cdot N_p \cdot A_p \quad (\text{Equação 20})$$

onde  $\alpha_T$  é o fator de correção em função do tipo de solo,  $N_p$  é o valor médio da resistência à penetração medido no ensaio SPT no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca até um diâmetro abaixo e  $A_p$  é a área da ponta da estaca.

$$R_L = \beta_T \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 21})$$

sendo  $\beta_T$  o fator de atrito,  $N_L$  a média dos valores de resistência à penetração do solo compreendido ao longo do fuste da estaca,  $U$  o perímetro da estaca e  $L$  o comprimento da estaca.

Os valores propostos por Teixeira (1996) para o parâmetro  $\alpha_T$  estão indicados na Tabela 7 e são função da natureza do solo e do tipo de estaca. Já os valores sugeridos para o fator de atrito ( $\beta_T$ ) dependem apenas do tipo de estaca e são apresentados na Tabela 8.

Tabela 7 – Valores de  $\alpha_T$  em kPa.

Tipo de solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	Tipo de estaca			
	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
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

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

Tabela 8 – Valores de  $\beta_T$ .

<b>Tipo de estaca</b>	<b><math>\beta_T</math> (kPa)</b>
Pré-moldada e perfil metálico	4
<i>Franki</i>	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

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

A capacidade de carga ( $R$ ) é obtida através da Equação 22.

$$R = \alpha_T \cdot N_P \cdot A_P + \beta_T \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 22})$$

Para estimativa da carga admissível ( $R_{adm}$ ), Teixeira (1996) propõe a utilização de um fator de segurança igual a 2,0 (Equação 23), exceto para estacas escavadas a céu aberto, para o qual adotam-se fatores de segurança segundo a Equação 24, iguais a 4,0 para ponta e 1,5 para resistência lateral.

$$R_{adm} = \frac{R}{2,0} \quad (\text{Equação 23})$$

$$R_{adm} = \frac{R_P}{4,0} + \frac{R_L}{1,5} \quad (\text{Equação 24})$$

Salienta-se que o método não se aplica ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas cravadas em espessas camadas de argilas moles sensíveis, em que comumente o  $N_{SPT}$  é inferior a três (Cintra e Aoki, 2010). Para esse caso, a parcela unitária de atrito lateral ( $r_L$ ) é dependente do tipo de sedimento argiloso, sendo recomendado que se utilize valores de 20,0 a 30,0 kPa para as argilas fluviolagunares e de baías (SFL) e valores de 60,0 a 80,0 kPa para as argilas transicionais (AT).

#### 2.2.1.4 UFRGS (2005)

A previsão da capacidade de carga de estacas pelo método UFRGS (Lobo, 2005) baseia-se em conceitos de energia e trabalho, considerando a força dinâmica de reação do solo ( $F_d$ ) mobilizada durante a cravação do amostrador do ensaio SPT.

Essa força dinâmica é expressa pela Equação 25, sendo função da altura de queda teórica do martelo – equivalente a 75,0 cm no caso do sistema brasileiro –, da massa do martelo ( $M_m$ ), do tipo de solo – que determina a magnitude da penetração média por golpe do amostrador ( $\Delta\rho = 30,0 \text{ cm}/N_{\text{SPT}}$ ) – e da massa da composição de hastes ( $M_h$ ).

$$F_d = \frac{\eta_3 \cdot [\eta_1 \cdot (0,75 + \Delta\rho) \cdot M_m \cdot g + \eta_2 \cdot (\Delta\rho \cdot M_h \cdot g)]}{\Delta\rho} \quad (\text{Equação 25})$$

Lobo (2005) recomenda que se utilizem valores de coeficientes do martelo equivalentes a  $\eta_1 = 0,761$ ,  $\eta_2 = 1,0$  e  $\eta_3 = 0,907 - 0,0066 \cdot L$ , onde  $L$  representa o comprimento de hastes do topo da composição do amostrador. A autora também sugere que se realize a calibração local dos equipamentos de sondagem para realização das aferições dos coeficientes.

Ainda de acordo com Lobo (2005), variando o índice de rigidez, o ângulo de atrito interno do solo e o nível de tensões efetivas verticais, tem-se uma faixa bem definida entre 60% e 80% de mobilização da resistência de ponta ( $F_{d,p}$ ) em relação à resistência total. Adotando-se um valor médio de 70% da força dinâmica ( $F_{d,p} = 0,7 \cdot F_d$ ), a resistência unitária de ponta ( $q_p$ ) pode ser definida conforme a Equação 26.

$$q_p = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7 \cdot F_d}{a_p} \quad (\text{Equação 26})$$

em que  $a_p$  representa a área de ponta do amostrador ( $\pi \cdot 5,1^2/4 = 20,42 \text{ cm}^2$ ).

Já a parcela de atrito lateral é influenciada por efeitos de escala que ocorrem na transferência da resistência mobilizada pelo amostrador (modelo) para a estaca (protótipo), resultando em atrito lateral unitário da estaca de  $f_l = 0,2 \cdot F_d$ , como apresentado na Equação 27 (Lobo, 2005).

$$f_l = \frac{F_{d,l}}{a_l} = \frac{0,2 \cdot F_d}{a_l} \quad (\text{Equação 27})$$

onde  $a_l$  corresponde a soma das áreas das laterais externas e internas do amostrador ( $\pi \cdot 30 \cdot 5,1 + \pi \cdot 30 \cdot 3,5 = 810,5 \text{ cm}^2$ ); considera-se os 30 cm utilizados como referência no valor de  $N_{\text{SPT}}$ , ainda que o corpo do amostrador possua 45,7 cm de comprimento.

Com isso, a previsão de capacidade de carga de estacas (Q) através da força dinâmica calculada pelo ensaio SPT é dada pela Equação 28.

$$Q = \beta \cdot q_p \cdot A_p + \alpha \cdot q_l \cdot U \cdot \Delta_L = \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} + \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \cdot \sum F_d \cdot \Delta_L \quad (\text{Equação 28})$$

sendo  $A_p$  a área da ponta da estaca,  $U$  o perímetro da estaca e  $\Delta_L$  o comprimento da estaca ao qual  $F_d$  se aplica. O método foi proposto para estacas metálicas cravadas, sua aplicação para outros tipos de estacas requer a utilização de coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  obtidos por meio de correlações empíricas e aplicados às resistências laterais e de ponta, respectivamente (Tabela 9).

Tabela 9 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$ .

<b>Tipo de estaca</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>
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).

O método foi desenvolvido utilizando dados de 324 provas de carga à compressão, executadas em diferentes regiões do país. Nos casos em que a ruptura do elemento de fundação não ocorreu, a estimativa da capacidade de carga foi obtida através da extrapolação da curva carga-recalque utilizando-se o método de Van der Venn (1953), adaptado por Aoki (1976).

#### 2.2.1.5 Poulos e Davis (1980)

Para a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, Poulos e Davis (1980), com base em estudos realizados por Thorne (1977), propuseram um método considerando a resistência à compressão simples das rochas ( $q_{um}$ ). Os valores típicos dessa propriedade para alguns tipos de rocha são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores típicos de resistência à compressão das rochas.

<b>Tipo de rocha</b>	<b><math>q_{um}</math> (MPa)</b>
Basalto	193,05 – 461,95
Granito	68,95 – 266,83
Quartzito	110,32 – 308,89
Calcário	16,89 – 195,81
Mármore	54,47 – 186,16
Arenito	33,78 – 137,90
Ardósia	47,92 – 213,74
Xisto	3,45 – 44,82
Concreto	13,79 – 34,47

Fonte: Adaptada de Peck (1969) apud Poulos e Davis (1980).

A parcela de resistência devido à ponta da estaca ( $r_p$ ) pode ser determinada através de dados empíricos baseados na descrição do maciço rochoso. Segundo Poulos e Davis (1980), os valores das tensões mobilizadas na ponta equivalem entre 20% e 50% do valor estipulado para a resistência à compressão da rocha, conforme Equação 29.

$$r_p = 0,2 \text{ a } 0,5 \cdot q_{um} \quad (\text{Equação 29})$$

A resistência lateral, por sua vez, é fundamentada na adesão estaca-rocha e estimada por meio de medições *in situ* realizadas em diversos locais (Poulos e Davis, 1980). Apesar de na época da publicação do método não haver uma quantidade considerável de dados, os autores afirmam que em muitos casos a resistência do concreto ( $f'_c$ ) acaba sendo o fator limitante e propõem a relação dada pela Equação 30 para obtenção da resistência devido ao atrito lateral da estaca ( $r_L$ ) no trecho embutido no maciço rochoso, adotando-se o menor valor calculado. Ressalta-se que esses valores não devem ser aplicados em rochas altamente fraturadas, sendo mais adequado adotar para esses casos valores de adesão entre 75,0 e 150,0 kPa.

$$r_L = 0,5 \cdot q_{um} \text{ ou } 0,05 \cdot f'_c \quad (\text{Equação 30})$$

De acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2015), a resistência média do concreto pode ser obtida através da Equação 31, sendo  $f_{ck}$  a resistência característica do concreto à compressão e  $s_d$  o desvio-padrão da dosagem, ambos expressos em MPa.

$$f'_c = f_{ck} + 1,65 \cdot s_d \quad (\text{Equação 31})$$

Para qualquer circunstância em que não se conheça o desvio-padrão, a NBR 12655 (ABNT, 2015) preconiza a adoção dos valores indicados na Tabela 11 para o cálculo da resistência média do concreto, de acordo com a condição de preparo, que deve ser mantida inalterável no decorrer da construção.

Tabela 11 – Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto.

<b>Condição de preparo do concreto</b>	<b>Desvio-padrão (MPa)</b>
A <sup>1</sup>	4,0
B <sup>2</sup>	5,5
C <sup>3</sup>	7,0

<sup>1</sup> Aplicável a todas as classes de concreto, o cimento e os agregados são medidos em massa, a água é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados.

<sup>2</sup> Pode ser aplicada às classes C10 e C20, o cimento é medido em massa, a água é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume.

<sup>3</sup> Aplicável apenas aos concretos de classe C10 e C15, o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água é medida em volume e sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados.

Fonte: Adaptada de NBR 12655 (ABNT, 2015).

O método de Poulos e Davis (1980) não prevê a utilização de um coeficiente redutor da resistência unitária à compressão simples da rocha em função do grau de alteração, havendo a necessidade de empregar no presente trabalho o coeficiente de correção proposto por Zhang (2010) com o intuito de considerar o efeito das descontinuidades.

De acordo com Zhang (2010), o RQD (*Rock Quality Designation*), em muitos casos, é a única informação disponível sobre as descontinuidades no maciço rochoso. Portanto, o autor avalia os métodos empíricos baseados nesse índice de classificação para determinar a resistência a compressão não confinada da rocha e propõe a Equação 32 para obtenção do coeficiente de redução ( $\alpha_\sigma$ ).

$$\alpha_\sigma = 10^{0,013 \cdot RQD - 1,34} \quad (\text{Equação 32})$$

Com isso, a resistência unitária à compressão simples da rocha corrigida ( $q_{um,c}$ ) para o método de Poulos e Davis (1980) pode ser obtida a partir da Equação 33.

$$q_{um,c} = \alpha_\sigma \cdot q_{um} \quad (\text{Equação 33})$$

onde  $q_{um}$  é a resistência unitária à compressão simples da rocha.

Logo, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação é determinada pela Equação 34. Com relação à estimativa da carga admissível ( $R_{adm}$ ), Poulos e Davis (1980) propõe a utilização de um fator de segurança igual a 3,0, conforme Equação 35.

$$R = r_p \cdot A_p + r_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 34})$$

$$R_{adm} = \frac{R}{3,0} \quad (\text{Equação 35})$$

em que  $A_p$  é a área da ponta da estaca,  $U$  é o perímetro da estaca e  $L$  é o comprimento da estaca que se encontra embutido no maciço rochoso.

#### 2.2.1.6 Cabral e Antunes (2000)

O método proposto por Cabral e Antunes (2000) foi desenvolvido para previsão da capacidade de carga de estacas instaladas em rocha e se baseia nas formulações de Poulos e Davis (1980). Os autores afirmam que, quando parte do fuste da estaca ou sua ponta se encontra em rocha, na maioria dos casos, deve-se desprezar a parcela de resistência lateral da porção da estaca embutida em solo, dado que é grande a diferença entre os coeficientes de rigidez do solo e da rocha alterada ou não. Entretanto, quando o solo apresentar resistência razoável ( $N_{SPT} \geq 10$ ) e deformações elásticas superiores a  $2 \text{ mm} + 0,2\% \cdot D$  (sendo  $D$  o diâmetro da estaca em mm), Cabral e Antunes (2000) comentam que é possível acrescentar a parcela resistiva do solo ao cálculo da capacidade de carga, desde que adotado um fator de segurança global igual a 3,0.

A resistência unitária de ponta, considerando um maciço rochoso homogêneo ( $r_{ph}$ ), é obtida por meio da Equação 36, sendo limitada a 40% do  $f_{ck}$  do concreto e não devendo exceder o valor de 8,0 MPa (Cabral e Antunes, 2000).

$$r_{ph} = \beta_{p0} \cdot \sigma_r \quad (\text{Equação 36})$$

onde  $\beta_{p0}$  é um fator adimensional de correlação que varia de 4,0 a 11,0 e  $\sigma_r$  é a tensão de compressão simples da rocha.



Na ausência de ensaios específicos de caracterização do maciço rochoso, Cabral e Antunes (2000) propõem a utilização dos valores contidos na Tabela 12 para determinação da resistência a compressão a partir do tipo de rocha matriz encontrada.

Tabela 12 – Valores indicativos de resistência à compressão das rochas.

<b>Tipo de rocha</b>	<b><math>\sigma_r</math> (MPa)</b>
Rochas ígneas e metamórficas (basaltos, gnaisses e granitos)	70,00 a 250,00
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40,00 a 90,00
Rochas sedimentares bem cimentadas (arenitos, calcários e siltitos)	30,00 a 80,00

Fonte: Adaptada de Cabral e Antunes (2000).

Nos casos em que a resistência da rocha seja comprometida por fissuras e fendas, os autores recomendam que se adote um fator de correção que considere o grau de alteração, conforme Equação 37.

$$r_p = \beta_p \cdot \sigma_r \quad (\text{Equação 37})$$

sendo  $r_p$  a resistência unitária de ponta da estaca, considerando o maciço não homogêneo e  $\beta_p$  o coeficiente de correção em função do grau de alteração da rocha (Tabela 13).

Tabela 13 – Valores característicos do coeficiente de correção.

<b>Tipo de rocha</b>	<b><math>\beta_p</math></b>
Muito alterada	0,07 a 0,13
Alterada	0,24 a 0,36
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60

Fonte: Adaptada de Cabral e Antunes (2000).

A resistência lateral unitária ( $r_L$ ), por sua vez, deve compreender de 2,5% a 3,5% da resistência de ponta unitária (Cabral e Antunes, 2000). Há ainda um fator limitante relacionado à resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ), onde o valor obtido para a resistência lateral unitária deve satisfazer as condições impostas pela Equação 38.

$$r_L < \frac{f_{ck}}{15} \leq 1,30 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 38})$$

Para definição do comprimento mínimo de embutimento da estaca na rocha ( $L_e$ ) os autores recomendam a utilização de um fator multiplicador do diâmetro da estaca (D)

considerando a qualidade do maciço rochoso de apoio e o nível de confiança na limpeza da ponta da estaca, como descritos na Tabela 14.

Tabela 14 – Fator multiplicador para determinação do comprimento mínimo de embutimento.

Nível de confiança e qualidade da rocha de apoio	Fator multiplicador
Não existem dúvidas quanto a limpeza e a qualidade da rocha de apoio	$L_e = 0,5 \cdot D$
Possibilidade da qualidade da rocha de apoio ser inferior ao encontrado no final da perfuração	$L_e = 1,5 \cdot D$ , para $r_p > 30 \text{ MPa}$ $L_e = 2,0 \cdot D$ , para $15 \text{ MPa} < r_p < 30 \text{ MPa}$
Problemas com relação à limpeza ou com a qualidade da rocha de apoio	$L_e = 3,0 \cdot D$ , para $r_p > 30 \text{ MPa}$ $L_e = 4,0 \cdot D$ , para $15 \text{ MPa} < r_p < 30 \text{ MPa}$

Fonte: Adaptada de Cabral e Antunes (2000).

A determinação da capacidade de carga, assim como para os demais métodos, se dá a partir da soma das parcelas de resistência lateral e de ponta, conforme a Equação 39.

$$R = r_p \cdot A_p + r_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 39})$$

em que  $A_p$  é a área da ponta da estaca,  $U$  é o perímetro da estaca e  $L$  é o comprimento da estaca que se encontra embutida no maciço rochoso.

### 2.2.2 Prova de carga

Além dos métodos teóricos e semi-empíricos demonstrados anteriormente, a NBR 6122 (ABNT, 2019) preconiza que a capacidade de carga de fundações também pode ser obtida de forma direta através de ensaios de prova de carga.

Para Poulos e Davis (1980), esse tipo de ensaio é realizado com o intuito de determinar o comportamento da curva carga-recalque e indicar a integridade estrutural da estaca. Além disso, é possível analisar o comportamento previsto em projeto e estimar a carga de serviço para os casos em que não são efetuadas previsões utilizando outros métodos (Velloso e Lopes, 2010).

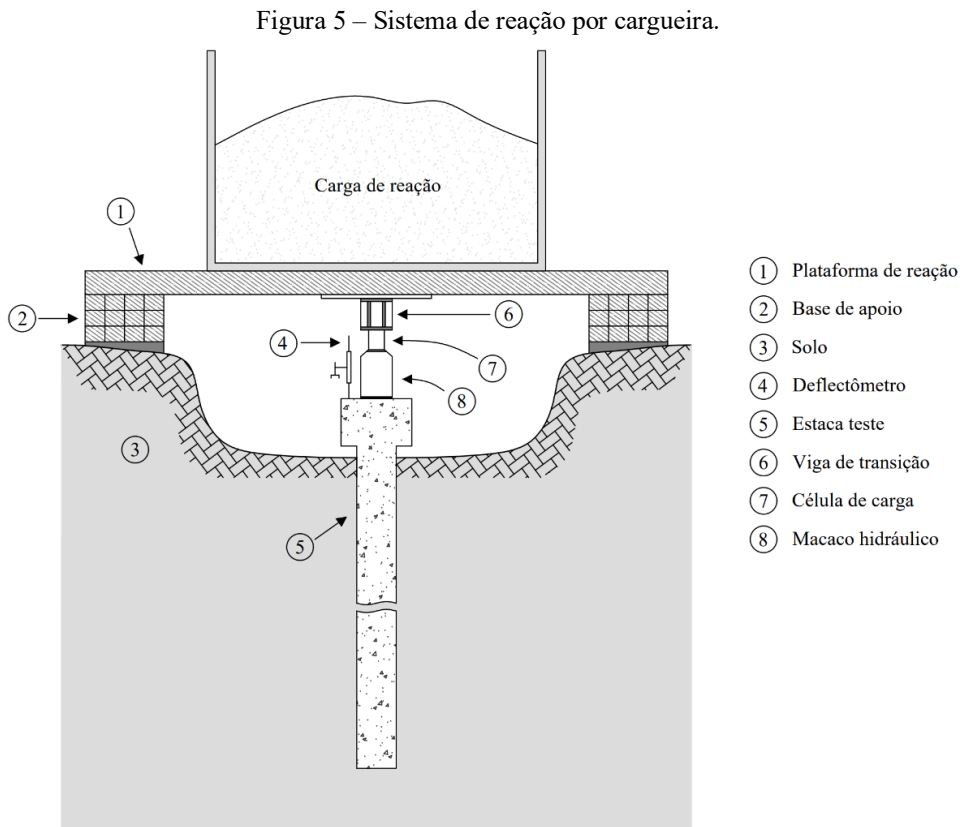
A prova de carga pode ser executada por meio de carregamentos estáticos ou dinâmicos, seguindo os procedimentos descritos na NBR 16903 (ABNT, 2020) e na NBR 13208 (ABNT, 2007), respectivamente. O presente trabalho limita-se ao primeiro caso, tendo

em vista que a prova de carga estática caracteriza com maior exatidão o comportamento real da aplicação das cargas do que a prova de carga dinâmica (Neves, 2004).

A prova de carga estática é definida como sendo a aplicação controlada de carregamentos em incrementos sucessivos e iguais, devendo-se registrar os recalques correspondentes e o tempo decorrido até que ocorra a ruptura ou até duas vezes o valor da carga admissível prevista em projeto (Albuquerque e Garcia, 2020). Os carregamentos devem reproduzir as solicitações previstas da melhor maneira possível, sejam elas verticais, horizontais ou inclinadas, de compressão ou tração.

Para execução do ensaio de prova de carga à compressão, a aplicação da carga é realizada através de um macaco hidráulico que atua contra um sistema de reação. Esse sistema, segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020), pode ser dos seguintes tipos: cargueira, estacas de reação, tirantes de reação e a própria estrutura da edificação.

A cargueira (Figura 5) é uma plataforma centralizada sobre a estaca, preenchida com algum tipo de material de peso específico e volume conhecidos. De acordo com Cintra *et al.* (2013), trata-se de um sistema de reação pioneiro e encontra-se em desuso, sendo utilizado apenas em casos de ensaios com cargas menos elevadas.

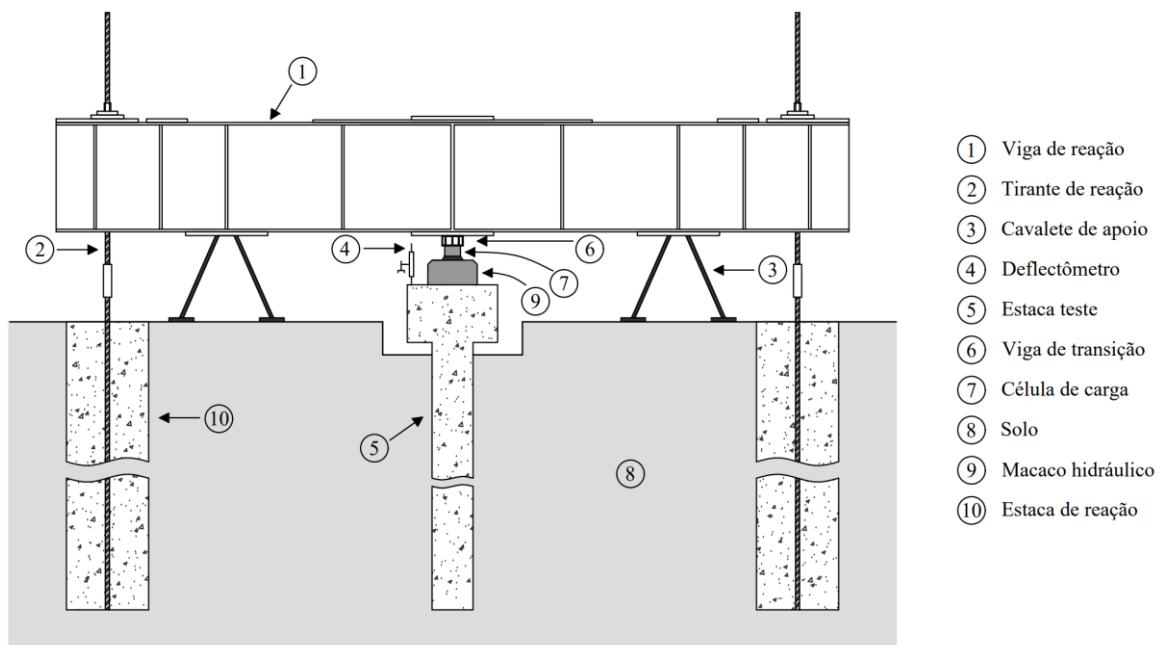


Fonte: Adaptada de Albuquerque e Garcia (2020).

No sistema de reação por estacas, a carga aplicada é resistida por elementos de fundação, os quais são sempre armados à tração e instalados ao redor da estaca teste (Cintra *et al.*, 2013). A transferência de carga do macaco hidráulico para as estacas de reação é executada através de uma viga de reação metálica, sendo que a ligação entre esses componentes do sistema é efetuada por meio de tirantes ancorados nas estacas de reação, conforme Figura 6.

Segundo Cintra *et al.* (2013), para que haja maior estabilidade do sistema é ideal que se utilize duas vigas em formato de cruz ou três vigas em formato de H, ambas as configurações possuindo quatro estacas de reação. Nas provas de carga analisadas neste trabalho, todas são executadas por meio desse sistema.

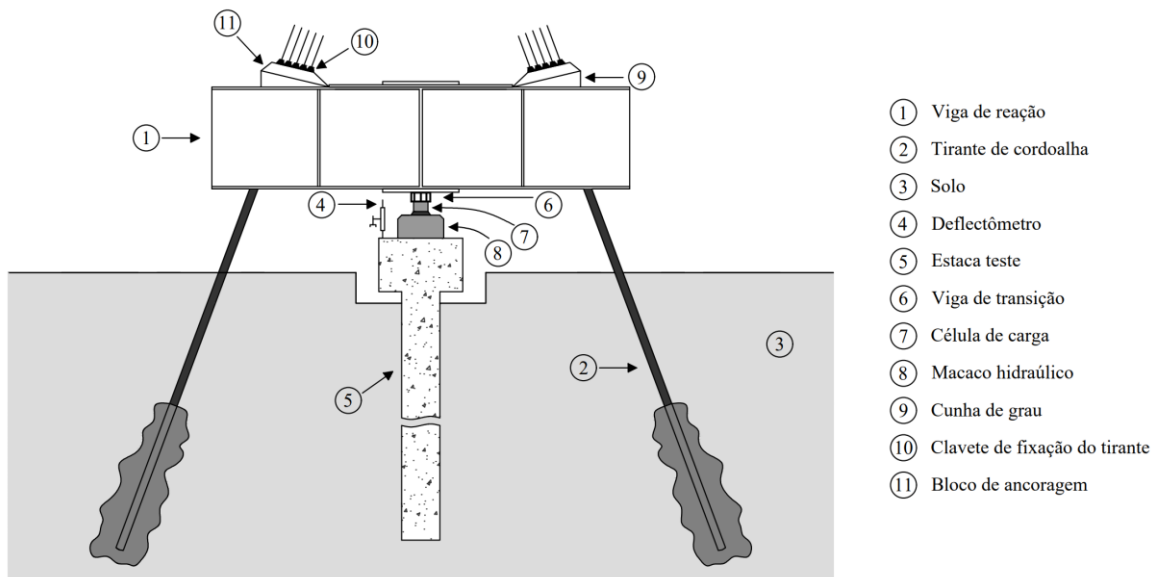
Figura 6 – Sistema de reação por estacas.



Fonte: Adaptada de Albuquerque e Garcia (2020).

O sistema de reação por tirantes (Figura 7) é análogo ao sistema anterior, havendo a substituição das estacas por tirantes. Esses tirantes geralmente são instalados inclinados, presos em uma carapaça e ancorados no maciço de solo ou rocha (Cintra *et al.*, 2013).

Figura 7 – Sistema de reação por tirantes.



Fonte: Autora (2022).

Segundo Hachich *et al.* (1998), são utilizados um ou dois pares de deflectômetros com o intuito de medir os deslocamentos do elemento de fundação durante o carregamento, devendo ser posicionados diametralmente opostos em relação ao ponto de aplicação da carga, de modo a advertir para possíveis ocorrências de recalques diferenciais que acabam por comprometer o ensaio.

As cargas aplicadas no topo da estaca são medidas através de manômetros ou por meio da célula de carga, usualmente instalada entre o macaco hidráulico e o sistema de reação. Ao incorporar a célula de carga na instrumentação do ensaio, obtém-se uma maior precisão dos valores medidos, devido ao fato da mesma possuir extensômetros elétricos (*strain gage*) que permitem realizar a correspondência entre as deformações e os valores de carregamento e descarregamento.

Para que o resultado da prova de carga não seja afetado, a NBR 16903 (ABNT, 2020) exige uma distância mínima entre o sistema de reação e a estaca teste, sendo essa de três vezes o diâmetro equivalente da estaca ensaiada e de no mínimo 1,5 m. Para os sistemas de reação por estacas e tirantes a medida é efetuada de eixo a eixo, já no sistema por cargueiras a distância é medida do eixo da estaca teste até o ponto mais próximo do apoio do sistema de reação. Cabe ressaltar que, para alguns casos específicos, a norma prescreve a majoração dessa distância.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece a tensão de trabalho e o número total de estacas da obra como critérios para quantificar o número obrigatório de provas de carga estática de desempenho. Para ambos os casos, quando o limite de exigibilidade for atingido, deve-se

executar um número de ensaios de no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando o valor obtido para o inteiro mais próximo. Os valores limites de exigibilidade são funções do tipo de estaca e podem ser consultados na Tabela 6 constante na NBR 6122 (ABNT, 2019).

Como mencionado anteriormente, a prova de carga estática representa com maior precisão o comportamento do elemento de fundação em função da aplicação de incrementos de carga com o tempo. No entanto, o sistema de reação do ensaio acaba por onerar a sua execução, sendo economicamente inviável em alguns casos (Magalhães, 2005).

Considerando que o ensaio de carregamento dinâmico possui um menor valor agregado para sua realização (Magalhães, 2005), a NBR 6122 (ABNT, 2019) permite que para a verificação de desempenho haja a substituição da prova de carga estática por ensaios de carregamento dinâmico, na proporção de cinco ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática.

Para os casos em que o ensaio é executado na etapa de projeto, em estacas em quantidade adequada e destinadas especificamente para determinação da capacidade de carga, o fator de segurança global adotado para a determinação da carga admissível é de 1,6. Já nos casos em que a prova de carga é realizada com a obra em andamento esse fator é igual a 2,0 (ABNT NBR 6122:2019).

O tempo de ensaio varia principalmente devido ao critério de carregamento, podendo ser, segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020), lento, rápido, misto ou cíclico. As principais diferenças entre o ensaio de carregamento lento e rápido estão no incremento máximo de carga aplicado, no tempo mínimo de carregamento e descarregamento para realização da medição dos deslocamentos, na quantidade de leituras realizadas e no critério de parada para cada estágio, conforme o Quadro 2.

Quadro 2 – Principais diferenças entre o ensaio de carregamento do tipo lento e rápido.

<b>Características</b>	<b>Ensaio lento</b>	<b>Ensaio rápido</b>
Incrementos de carga	Máximo de 20% da carga de trabalho prevista para a estaca-teste	Máximo de 10% da carga de trabalho prevista para a estaca-teste
Duração mínima de carregamento/d Descarregamento para cada estágio	30 min. / 15 min.	10 min. / 10 min.
Período de realização das leituras para cada estágio	5 min., 10 min., 15 min. e 30 min.	0 min. e 10 min.
Critério de parada para cada estágio	Estabilização dos deslocamentos	Tempo, independentemente da estabilização dos deslocamentos

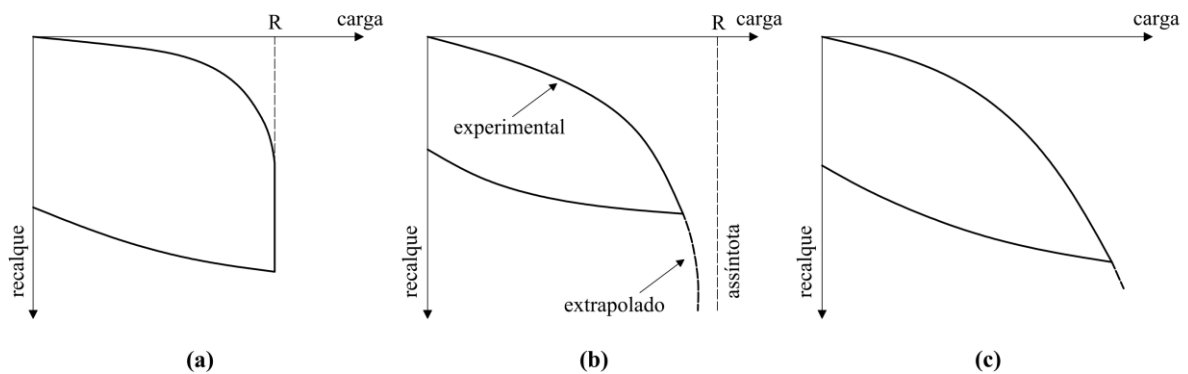
Fonte: Autora (2022).

No ensaio do tipo misto, realiza-se o carregamento lento até 1,2 vez a carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada, atingido esse valor o ensaio passa a ser executado com o carregamento do tipo rápido. Já na prova de carga cíclica, a carga é mantida, empregando-se o carregamento lento ou rápido e, em seguida, efetua-se o descarregamento completo antes do início do próximo estágio - constituindo ciclos de carga e descarga com incrementos iguais e sucessivos.

O resultado do ensaio de prova de carga estática é apresentado através da curva carga-recalque. Para Cintra *et al.* (2013) a determinação da capacidade de carga por meio dessa curva é passível de interpretação, sendo necessário o conhecimento dos possíveis modos de ruptura (nítida, física e convencional) que podem ocorrer durante a realização do ensaio.

Ainda de acordo com Cintra *et al.* (2013), a ruptura nítida se caracteriza pela deformação crescente sem que haja novos acréscimos de carga, ou seja, ocorre a verticalização da curva carga-recalque, como exemplificado na Figura 8(a). Nesse modo de ruptura, a capacidade de carga é correspondente ao trecho vertical, não sendo necessária a interpretação do valor. Como na ruptura física não são gerados pontos suficientes que evidenciem o rompimento do elemento de fundação, a capacidade de carga é definida pela assíntota vertical, havendo a necessidade de extrapolação do gráfico, conforme a Figura 8(b). Já a ruptura convencional é determinada por uma curva carga-recalque que, nas últimas etapas de carregamento, se transforma em um segmento linear não-vertical (Figura 8(c)). Nesse caso, não há indício de ruptura física ou nítida mesmo que ocorra o aumento da carga aplicada e, sendo assim, a capacidade de carga é obtida arbitrariamente por um ponto da curva de carregamento.

Figura 8 – Modos de ruptura: (a) nítida, (b) física e (c) convencional.



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

A grande maioria das curvas carga-recalque obtidas através das provas de carga estática não apresentam ruptura nítida, sendo necessário adotar um critério de interpretação para estipular o valor da capacidade de carga da estaca ensaiada (Cintra *et al.*, 2013). O autor também preconiza que esses critérios podem ser agrupados em duas classes: ruptura física e ruptura convencional. Os principais critérios de ruptura física são o de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Chin (1970) e Mazurkiewicz (1972) apud Fellenius (1975). Na literatura, encontram-se numerosos critérios de ruptura convencional, sendo que os mais aceitos são os métodos de Terzaghi (1942) e da NBR 6122 (ABNT, 2019) por apresentarem explicações racionais. No presente trabalho, aborda-se o critério de Van der Veen (1953) e o método recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

#### 2.2.2.1 Critério de Van der Venn (1953)

Segundo Hachich *et al.* (1998), o critério de extrapolação proposto por Van der Veen em 1953 é provavelmente o mais utilizado no Brasil. O método consiste em associar a curva carga-recalque a uma função exponencial, conforme a Equação 40.

$$P = P_{\text{últ}} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (\text{Equação 40})$$

onde  $P$  é a carga aplicada no topo da estaca,  $P_{\text{últ}}$  é a carga última ou de ruptura,  $\alpha$  é o coeficiente que define a forma da curva (em unidades de  $\text{mm}^{-1}$ ) e  $\rho$  é o recalque correspondente à carga aplicada.

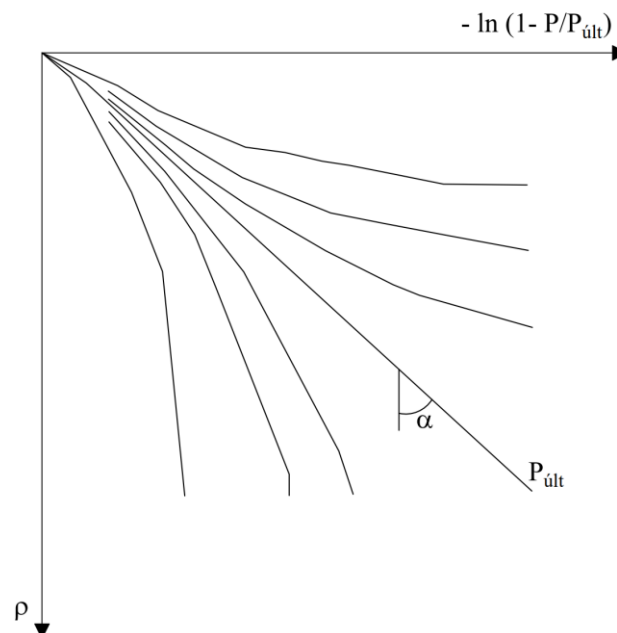
Reescrevendo a Equação 40 com base nas propriedades logarítmicas, obtém-se a equação de uma reta, descrita pela Equação 41.



$$\alpha \cdot \rho + \ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right) = 0 \quad (\text{Equação 41})$$

O coeficiente que define a forma da curva ( $\alpha$ ) e a carga última ( $P_{\text{últ}}$ ) são constantes determinadas através de tentativas, onde se adotam valores quaisquer para  $P_{\text{últ}}$  e calculam-se os respectivos valores de  $-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right)$ . Os valores obtidos são plotados em um gráfico em função do recalque ( $\rho$ ), o gráfico resultante que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de  $P_{\text{últ}}$  e o valor de  $\alpha$  será dado pelo coeficiente angular da reta, como indicado na Figura 9 (Cintra *et al.*, 2013).

Figura 9 – Solução gráfica para o método de Van der Veen (1953).



Fonte: Van der Veen (1953) apud Cintra *et al.* (2013).

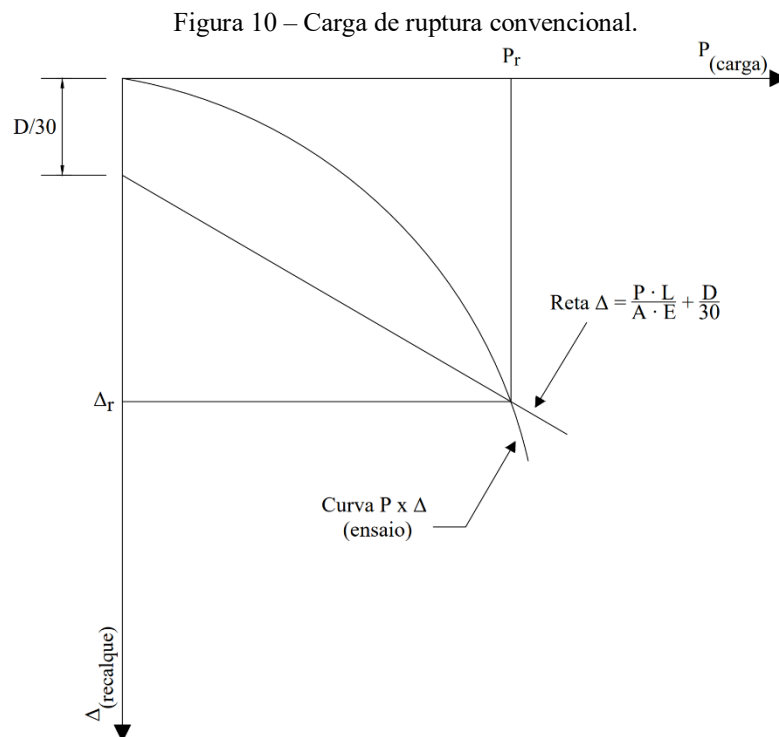
#### 2.2.2.2 Critério da NBR 6122 (ABNT, 2019)

A NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda a extrapolação da curva-carga recalque nos casos em que não há ruptura nítida durante a execução da prova de carga, com o intuito de avaliar a carga de ruptura. Nesses casos, a norma sugere que se verifique a condição de ruptura de acordo com o critério de recalque máximo obtido pela Equação 42. A primeira parcela da equação equivale ao encurtamento elástico e a segunda ao deslocamento do elemento de fundação.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (\text{Equação 42})$$

em que  $P_r$  é a carga de ruptura,  $L$  é o comprimento da estaca,  $A$  é a área da seção transversal da estaca,  $E$  é o módulo de elasticidade do material da estaca e  $D$  é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Portanto, a capacidade de carga é determinada mediante a constatação do ponto onde a reta obtida pela Equação 37 encontra a curva carga-recalque, como exemplificado na Figura 10.



Fonte: Adaptada da NBR 6122 (2019).

### 2.3 MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste na discretização do domínio do problema em subdomínios (elementos) de dimensão finita e na definição, para cada elemento, de esquemas de interpolação que representem o comportamento aproximado de campo no interior do elemento e nos pontos nodais (Vendruscolo, 1996). Segundo Zienkiewicz *et.al* (2013), do ponto de vista matemático, o MEF aproxima equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, em um sistema de equações algébricas que relacionam o número finito de variáveis.

Para que se obtenha um resultado satisfatório e condizente com a realidade, a análise utilizando o MEF deve satisfazer três condições, tanto à nível global (domínio), quanto à nível local (elemento), são elas: equilíbrio de forças, compatibilidade dos deslocamentos e relação tensão-deformação do material (Lautenschläger, 2010).

De acordo com Lautenschläger (2010), a estrutura é aproximada por variáveis primárias (forças ou deslocamentos) que são utilizadas com o intuito de se obter as variáveis secundárias (deformações e tensões) no interior de cada elemento. O estudo do problema tensão-deformação pode ser abordado de duas maneiras, definindo como incógnita a tensão ou a deformação. Quando a incógnita é a tensão, aplicam-se deslocamentos conhecidos nos pontos nodais e através do sistema de equações algébricas, calculam-se as forças nesses pontos. Já no caso em que a incógnita é a deformação, os pontos nodais são submetidos a forças conhecidas e os deslocamentos nesses pontos são obtidos através da condição de compatibilidade de deslocamentos.

Segundo Wagner (2020), a previsão do comportamento do sistema estaca-solo pelo Método dos Elementos Finitos apresenta valores mais aproximados se comparado aos obtidos pelos métodos convencionais, por não ser necessário incorporar tantas hipóteses simplificadoras nas análises. Ainda, Bezerra (2003) apud Wagner (2020) complementa que o método é capaz de proporcionar uma melhor representação por abranger uma quantidade considerável de fenômenos que influenciam o comportamento do solo e da rocha, como a não linearidade, heterogeneidade e total interação entre os elementos.

Atualmente, existem inúmeros programas disponíveis para resolução de problemas através do emprego do MEF. Dentre esses, o *software* Abaqus é um dos que se destaca na modelagem numérica de problemas geotécnicos.

### 2.3.1 *Software* Abaqus

O Abaqus é um *software* de elementos finitos que permite a simulação numérica do comportamento de diversos materiais. É frequentemente utilizado em várias áreas da engenharia, apresentando crescente uso, em particular, na Geotecnia devido a sua grande versatilidade (Lautenschläger, 2010). Diversas aplicações do programa para resoluções de problemas geotécnicos podem ser encontradas em Helwany (2007).

O *software* é subdividido em três módulos principais, sendo a parte gráfica definida pelo módulo Abaqus/CAE e a parte da solução pelos módulos Abaqus/*Standard* e Abaqus/*Explicit*. De acordo com Abaqus (2011), no Abaqus/CAE é onde se desenvolve os modelos geométricos,

sendo atribuídas as propriedades físicas e mecânicas dos materiais, as condições de contorno e de contato, bem como a aplicação de carregamentos e a geração da malha de elementos finitos.

O *Abaqus/Standard* é um método de solução mais exato, uma vez que resolve os sistemas de equações com base em cada incremento do processo, exigindo, conseqüentemente, um maior tempo computacional para a resolução do problema. Já o *Abaqus/Explicit* é um módulo desenvolvido para a resolução mais rápida de problemas envolvendo grandes deformações e deslocamentos, visto que determina a solução sem utilizar iterações, mediante a integração explícita do próximo estado cinemático a partir do estado obtido do incremento anterior. Com isso, requer menor tempo computacional, porém, apresenta maiores problemas de convergência que o *Standard*.

No presente trabalho foram utilizados os módulos *Abaqus/CAE* para a concepção das simulações numéricas e *Abaqus/Standard* para a resolução dos problemas.

Para a realização da simulação numérica empregando o MEF, recomenda-se ter cautela com algumas considerações que predominam no comportamento do problema, tais como a escolha do modelo constitutivo apropriado para as análises, a definição adequada da malha de elementos finitos e determinação das condições das superfícies de contato entre solo e estaca (Sosa, 2015).

### 2.3.2 Modelos constitutivos

Um dos principais requisitos para realização de análises numéricas é a escolha do modelo constitutivo que melhor represente o comportamento real dos materiais que envolvem o problema. Segundo De Vos e Wenham (2005) apud Faro (2014), os modelos constitutivos são divididos em dois grupos: de comportamento elástico linear (ou elástico não linear) e de comportamento plástico, onde se enquadram os modelos de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Cam-Clay.

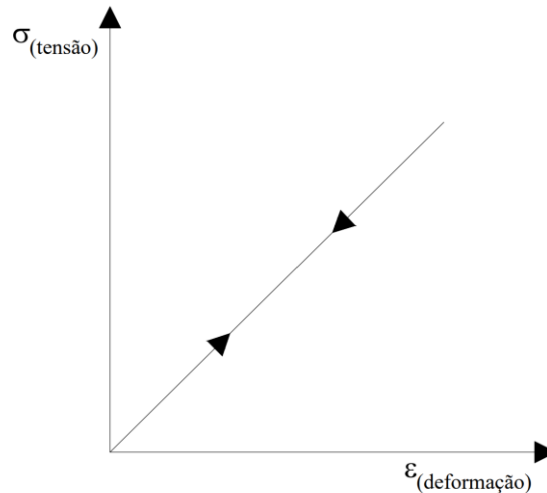
Para a presente pesquisa, utilizou-se o modelo elástico linear para caracterizar o elemento de fundação e as camadas de solo e rocha foram representadas através do modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb.

#### 2.3.2.1 Modelo elástico linear

A teoria da elasticidade linear baseia-se no comportamento elástico dos materiais e a sua equação constitutiva é expressa utilizando a lei de Hooke generalizada. Um material elástico

é definido como aquele em que o estado de tensão é função apenas do estado de deformação, ou vice-versa e conseqüentemente as trajetórias de carregamento, descarregamento ou recarregamento são coincidentes, conforme Figura 11 (Teixeira, 2006).

Figura 11 – Gráfico tensão-deformação para o modelo elástico linear.



Fonte: Teixeira (2006).

O Abaqus requer como parâmetros de entrada do modelo duas das constantes elásticas independentes, o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Para um material elástico e isotrópico, as relações tensões-deformações são obtidas pela Equação 43.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] & \frac{1}{2G} \tau_{xy} & \frac{1}{2G} \tau_{xz} \\ \frac{1}{2G} \tau_{yx} & \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \frac{1}{2G} \tau_{yz} \\ \frac{1}{2G} \tau_{zx} & \frac{1}{2G} \tau_{zy} & \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 43})$$

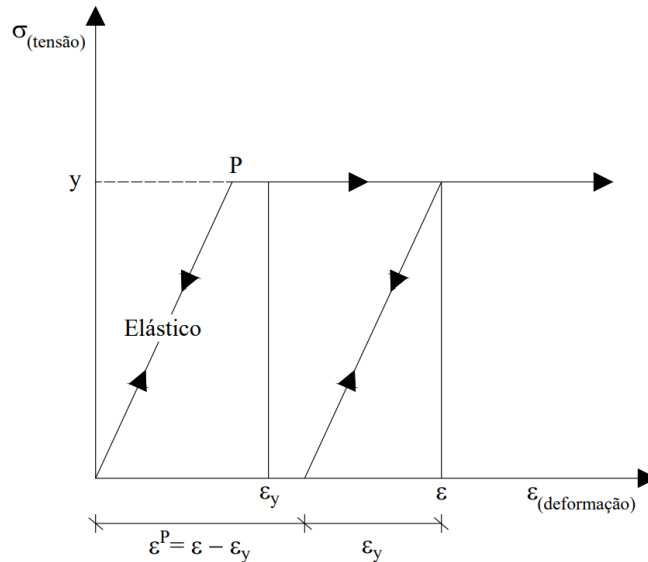
onde  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_z$  são as deformações nas direções principais;  $\varepsilon_{xy}$ ,  $\varepsilon_{xz}$ ,  $\varepsilon_{yx}$ ,  $\varepsilon_{yz}$  e  $\varepsilon_{zx}$  são as deformações cisalhantes;  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  são as tensões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

### 2.3.2.2 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb é empregado para demonstrar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Na Figura 12, é possível visualizar que inicialmente a relação

tensão-deformação é elástica linear e obedece à lei de Hooke até o ponto P. Ao atingir o ponto P, as deformações deixam o regime elástico e se tornam plásticas, não havendo mais a recuperação de parte da deformação.

Figura 12 – Gráfico tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb.



Fonte: Teixeira (2006).

Segundo Dienstmann (2011), o modelo é amplamente aplicado em razão da familiaridade com o critério de ruptura e por necessitar de poucos dados de entrada, sendo esses facilmente obtidos através de ensaios de laboratório. Quanto aos parâmetros, o Abaqus demanda do módulo de Young ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para representação do comportamento elástico e para definição dos critérios de plasticidade são necessários o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), a coesão efetiva ( $c'$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ).

O critério determina a envoltória de ruptura através da tensão ao cisalhamento ( $\tau$ ) na iminência da ruptura, no plano de ruptura, e é expressa pela Equação 44.

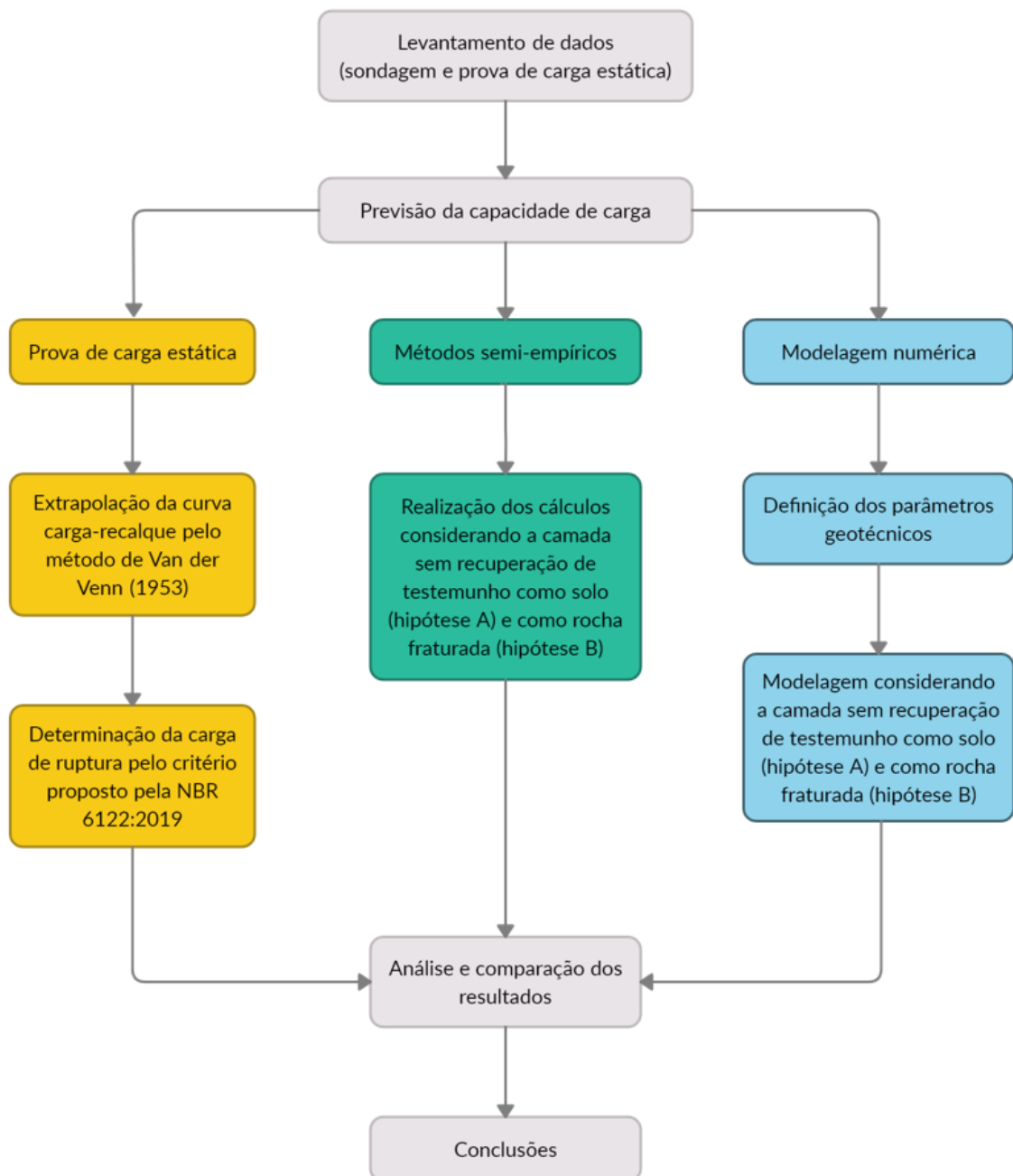
$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg } \phi' \quad (\text{Equação 44})$$

sendo  $\sigma'$  a tensão efetiva normal ao plano de cisalhamento.

### 3 METODOLOGIA

Neste capítulo, descrevem-se os procedimentos e as considerações necessárias para a previsão da capacidade de carga de estacas isoladas. Por questões de confidencialidade não é descrito o local e as características do empreendimento, portanto, restringe-se a apresentação e discussão às investigações fornecidas, às características das fundações executadas e às provas de carga realizadas. A Figura 13 sumariza as etapas metodológicas do presente trabalho.

Figura 13 – Diagrama das etapas metodológicas.



Fonte: Autora (2022).

Inicialmente, apresentam-se resultados de ensaio de sondagem à percussão e de provas de carga estática obtidas através de relatórios técnicos. Posteriormente, determina-se a capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos explicitados na seção anterior e através da modelagem numérica empregando o *software* de elementos finitos. Por fim, os resultados são comparados com a carga de ruptura obtida através da interpretação recomendada pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

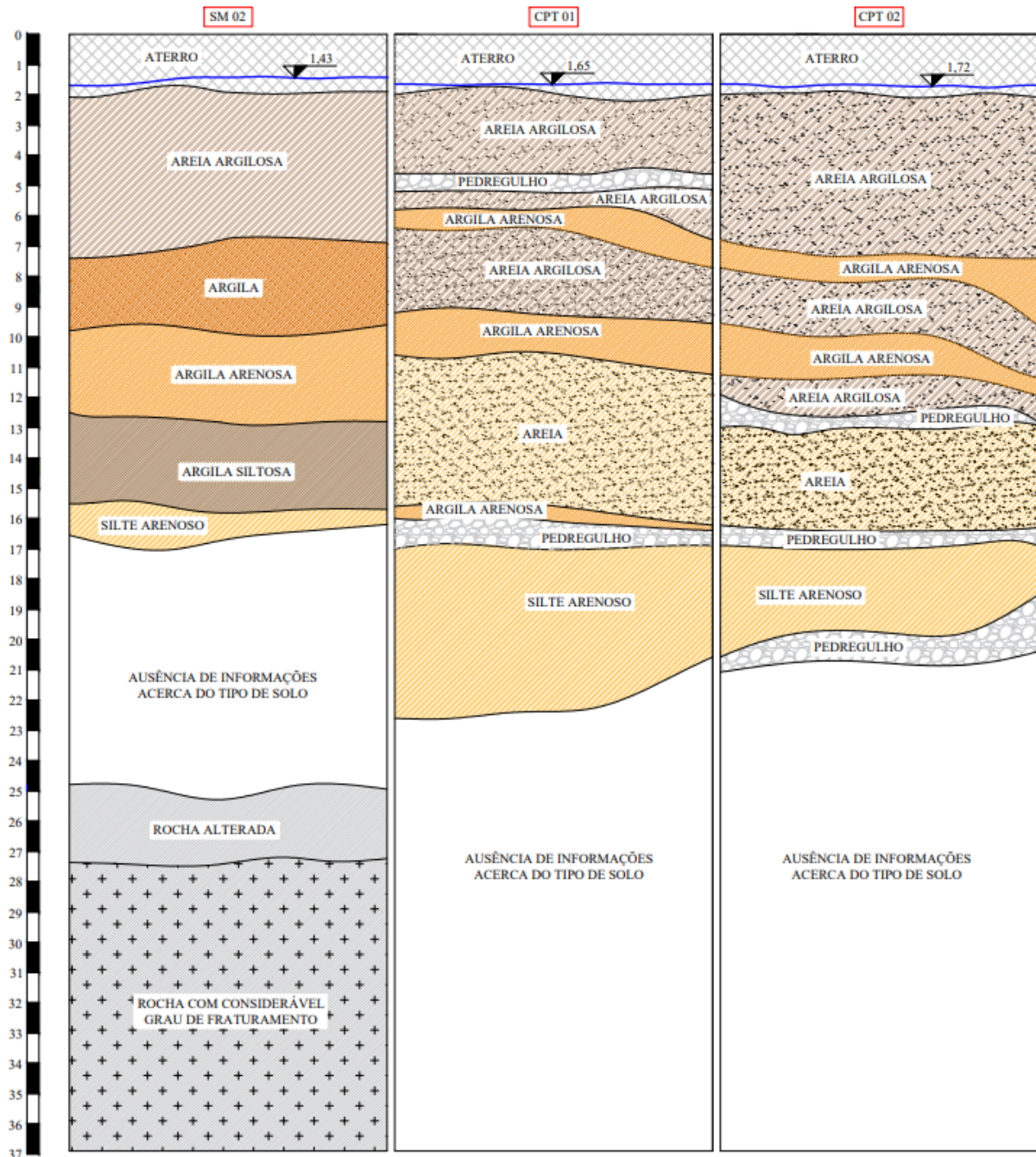
### 3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA ÁREA

A investigação geotécnica na região de instalação das estacas estudadas ocorreu através da realização de duas sondagens CPT (CPT-01 e CPT-02) para caracterização do solo e de uma sondagem mista (SM-02) para caracterização de solo e rocha - os laudos técnicos dos ensaios são apresentados no Anexo A. Com base nos boletins individuais, traçou-se os perfis geotécnicos aproximados, como mostrado na Figura 14, visando obter uma melhor interpretação da constituição e da formação do terreno em que se pretende executar a fundação.

Observando a Figura 14, é possível identificar através da sondagem SM-02 que o terreno possui uma camada superficial de aterro composta predominantemente por silte arenoargiloso que se estende até 1,90 m de profundidade. Subjacente ao aterro, constata-se a preeminência de uma espessa camada de areia argilosa com espessura de 5,00 m. Sob essa camada, observa-se a presença de um trecho composto por argila que se estende de 6,90 até 9,60 m, seguido por uma camada de argila muito arenosa com espessura de 3,20 m. Abaixo, a partir de 12,80 m de profundidade, encontra-se uma camada de argila siltosa que se estende até 15,70 m. Sob a argila siltosa, constata-se um trecho estreito de silte arenoso, com espessura de 0,40 m. Entre 16,10 e 24,90 m não ocorreu a recuperação de testemunho durante a execução do ensaio, sendo assim, não há qualquer informação relativa ao tipo de solo nessa região. Verifica-se a existência de rocha alterada em um trecho que compreende de 24,90 a 27,90 m, seguido de uma camada de rocha com considerável grau de fraturamento. O nível d'água encontra-se em 1,43 m.



Figura 14 – Perfis geotécnicos



Fonte: Autora (2022).

Com relação ao ensaio CPT-01, observa-se a presença de uma camada superficial de aterro com espessura de 2,00 m, seguida por um trecho composto por areia argilosa que se estende até 4,60 m. Subjacente, constata-se camadas de pedregulho, areia argilosa e argila arenosa, cada uma apresentando espessuras de 0,60 m. Sob essas camadas, verifica-se a existência de um trecho constituído por areia argilosa que se estende de 6,40 até 9,20 m de profundidade, seguida por uma camada de 1,40 m de argila arenosa. Abaixo, a partir de 10,60

m, encontra-se uma extensa camada de areia com espessura de 5,00 m. Entre 15,60 e 17,00 m verifica-se a presença de argila arenosa e pedregulhos com espessuras de 0,40 e 1,00 m, respectivamente. Por fim, constata-se uma camada de silte arenoso que se estende até 22,60 m. O nível d'água está localizado em 1,65 m.

Assim como para as demais sondagens, no ensaio CPT-02 também se identifica a presença de uma camada superficial de aterro com espessura de 2,00 m, seguida por uma camada de areia argilosa que se estende até 7,40 m. Abaixo, observam-se trechos compostos por argila arenosa e areia argilosa com espessuras de 0,80 e 1,80 m, respectivamente. Subjacente, verifica-se a existência de uma camada de argila arenosa que se estende de 10,00 até 11,40 m de profundidade, seguida por uma camada de 1,20 m de areia argilosa e por um trecho de 0,40 m constituído por pedregulhos. Entre 13,00 e 17,00 m constatam-se camadas de areia e pedregulhos com espessuras de 3,40 e 0,60 m, respectivamente. Sob essas camadas, encontra-se um trecho composto por silte arenoso com 2,80 m de espessura. Por fim, identifica-se uma camada de pedregulhos de 0,60 m que se estende até o limite de sondagem. O nível d'água situa-se em uma profundidade de 1,72 m.

Ressalta-se que, devido ao não fornecimento da planta de locação dos furos por parte da empresa responsável pelo empreendimento, as distâncias aproximadas entre eles são desconhecidas. Contudo, é possível pressupor que as regiões em que ocorreram os ensaios CPT são próximas devido à semelhança dos perfis geológicos.

### 3.2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Foram realizadas duas provas de carga à compressão em estacas hélice contínua, denominadas ET.01 e ET.02, ambas com diâmetro de 0,60 m e comprimentos iguais a 26,70 m e 26,07 m, respectivamente. A cota de arrasamento das estacas foi de -1,00 m em relação ao nível do terreno natural, estando a ponta das mesmas posicionada nas profundidades de -27,70 m e -27,07 m, respectivamente. O procedimento foi conduzido de acordo com os preceitos indicados na NBR 16903 (ABNT, 2020) e as principais características das estacas estão evidenciadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Características das estacas ensaiadas.

Ensaio	Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Cota da ponta (m)	Carga de trabalho (kN)	Carga de ensaio (kN)
PCE.01	ET.01	0,60	26,70	-27,70	2.000	5.400
PCE.02	ET.02	0,60	26,07	-27,07	1.750	3.750

Fonte: Autora (2022).

Conforme o Relatório Técnico (2021), a aplicação de carga nas estacas ocorreu por intermédio de um sistema devidamente calibrado composto por dois macacos hidráulicos, cada um possuindo capacidade de 5.000 kN, apoiados sobre o bloco de coroamento e ligados a uma bomba com capacidade nominal de 70.000 kN/m<sup>2</sup>. Para o ensaio PCE.02, empregou-se apenas um macaco hidráulico devido à carga de trabalho ser inferior à capacidade do equipamento. A transferência de carga do macaco hidráulico para as estacas de reação foi efetuada através de três vigas metálicas, sendo uma principal e duas transversais (Figura 15). As leituras das cargas aplicadas foram auferidas por meio de uma célula de carga instalada entre o macaco hidráulico e o sistema de reação.

Figura 15 – Esquema de montagem da prova de carga estática PCE.01



Fonte: Relatório Técnico (2021).

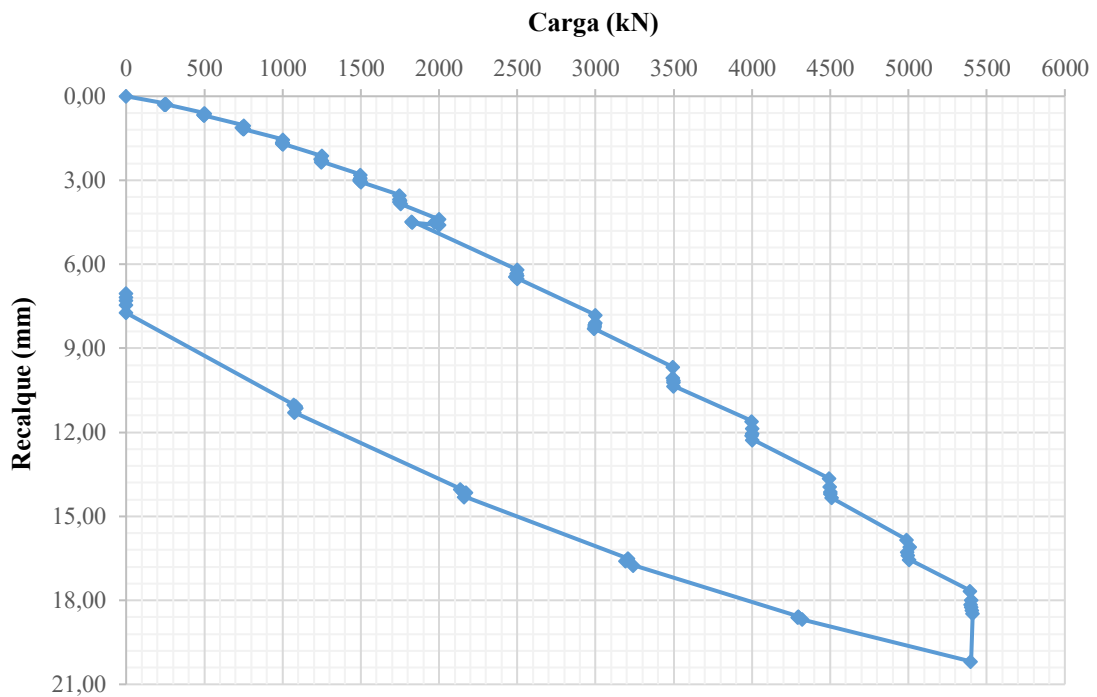
Os deslocamentos verticais provocados durante os carregamentos foram medidos por quatro relógios comparadores com curso de 50,00 mm, instalados próximos a cada um dos vértices do bloco de coroamento.

De acordo com o Relatório Técnico (2021), por orientação do projetista de fundações, adotou-se o carregamento do tipo lento que consistiu na aplicação de cargas em estágios sucessivos nos ensaios PCE.01 e PCE.02, sendo adotado incrementos de 250 kN até a carga de trabalho, seguido por incrementos de 500 kN até a carga máxima. Em cada estágio de carregamento a carga foi mantida por 30 min e após o término do último estágio foi realizada uma leitura de 12 h. Posteriormente, realizou-se o descarregamento em cinco estágios com períodos mínimos de 15 min.

A carga máxima de ensaio da PCE.01 e da PCE.02 foi limitada à 5.400 kN e 3.750 kN, o equivalente a 2,70 e 2,14 vezes as cargas de trabalho previstas em projeto, respectivamente. Obtiveram-se deslocamentos máximos para ET.01 de 20,19 mm e para ET.02 de 12,22 mm, podendo esses valores serem verificados no Anexo B. Conforme o Relatório Técnico (2021) disponibilizado, os resultados foram satisfatórios e podem ser utilizados para a avaliação da capacidade de carga das fundações do empreendimento.

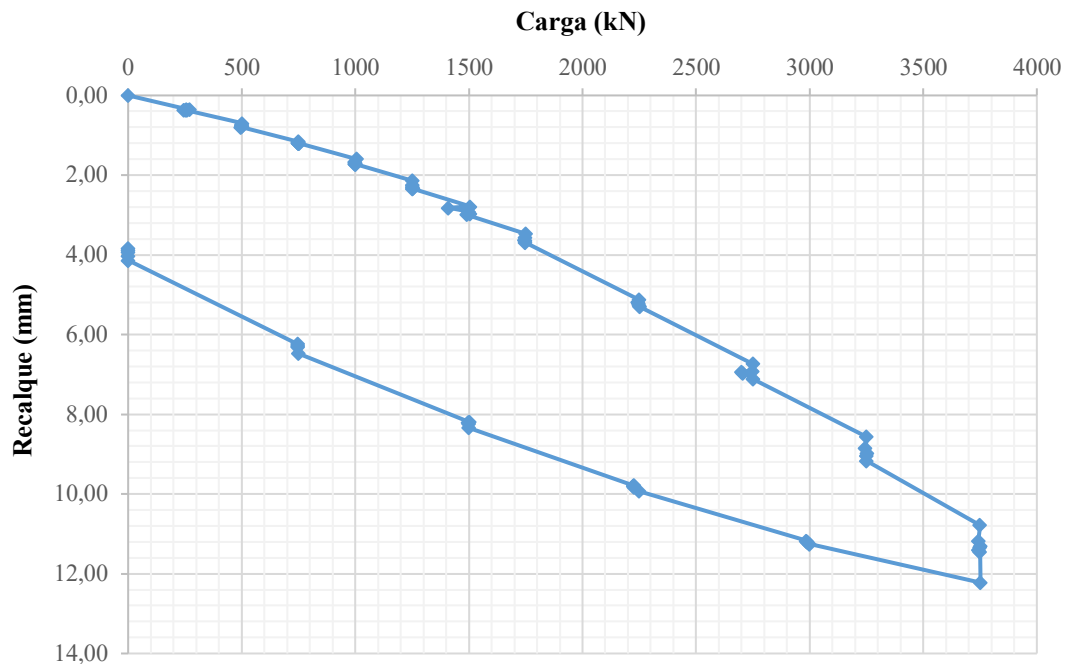
As curvas carga-recalque das provas de carga estática executadas são ilustradas nas Figura 16 e Figura 17. Observa-se que a relação entre o deslocamento da estaca e a carga a ela aplicada não é linear e tende a uma assíntota sub-horizontal, sendo necessária a extrapolação da curva pelo método de Van der Venn (1953) para posterior determinação da capacidade de carga última utilizando o conceito de carga de ruptura convencional proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Essa interpretação será descrita no capítulo de resultados.

Figura 16 – Curva carga-recalque PCE.01



Fonte: Relatório Técnico (2021).

Figura 17 – Curva carga-recalque PCE.02



Fonte: Relatório Técnico (2021).

### 3.3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Como abordado anteriormente, a sondagem mista (SM-02) apresenta um trecho equivalente a 8,80 m em que não há quaisquer informações acerca das características do solo. Apesar dos ensaios de cone (CPT-01 e CPT-02) indicarem que possivelmente parte dessa região é composta por silte arenoso e pedregulhos, optou-se pela adoção de duas hipóteses para aplicação dos métodos propostos, sendo elas:

- Hipótese A: assume-se que o trecho sem recuperação de testemunho é inteiramente constituído do mesmo material da camada anterior, ou seja, considera-se como sendo um silte arenoso com  $N_{SPT}$  igual a 11.
- Hipótese B: admite-se que o trecho sem recuperação de testemunho é composto do mesmo material da camada posterior, sendo caracterizado como uma rocha granítica extremamente fraturada.

Segundo Velloso e Lopes (2010), para os casos em que a estaca atravessa um trecho de solo e tem sua ponta ou parte de seu comprimento em rocha, deve-se desprezar a parcela de resistência lateral do segmento em solo devido ao fato das deformações necessárias para mobilizar o atrito em solo e em rocha serem muito diferentes. Contudo, Carter e Kulhawy (1988) indicam que essa abordagem pode ser considerada excessivamente conservadora,

portanto, a contribuição da resistência lateral do trecho embutido em solo será considerada no presente trabalho.

Para a consideração da resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo, foram empregues os métodos semi-empíricos com base no  $N_{SPT}$  de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005). Já a determinação da resistência lateral considerando os ensaios CPT foi adotada apenas no método de Aoki e Velloso (1975).

Os cálculos foram realizados com o auxílio de planilhas eletrônicas e os valores adotados para os coeficientes e parâmetros estão sintetizados na Tabela 16. Para aplicação do método UFRGS (2005) também se fez necessário definir a massa do martelo e a massa da composição de hastes, adotando-se 65,0 kg e 3,23 kg/m, respectivamente, conforme prescreve a NBR 6484 (ABNT, 2020).

Tabela 16 – Resumo dos coeficientes e parâmetros adotados.

Tipo de solo	Aoki e Velloso (1975)			Décourt e Quaresma (1996)	Teixeira (1996)	UFRGS (2005)
	$\alpha$	K (kPa)	$F_2$	$\beta$	$\beta_T$	$\alpha$
Silte arenoargiloso	0,028	450,0	4,0	1,0	4,0	1,0
Areia argilosa	0,030	600,0	4,0	1,0	4,0	1,0
Argila	0,060	200,0	4,0	1,0	4,0	1,0
Argila arenosa	0,024	350,0	4,0	1,0	4,0	1,0
Argila siltosa	0,040	220,0	4,0	1,0	4,0	1,0
Silte arenoso	0,022	550,0	4,0	1,0	4,0	1,0

Fonte: Autora (2022).

Para o trecho em maciço rochoso, a resistência ao atrito lateral e a resistência de ponta foram obtidas a partir dos métodos baseados na compressão simples da rocha de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000). Ainda, para o método de Poulos e Davis (1980) adotou-se o coeficiente de correção proposto por Zhang (2010) com o intuito de considerar o efeito das descontinuidades da rocha.

As estacas estudadas possuem diâmetro de 0,60 m, área de ponta equivalente a 0,28 m<sup>2</sup> e perímetro igual a 1,88 m, demais características pertinentes estão descritas na Tabela 15. Pelo fato dos cálculos serem realizados individualmente para cada metro, arredondou-se as cotas das pontas das estacas para o número inteiro mais próximo, resultando em 28,00 m para ET.01 e 27,00 m para a ET.02. Além disso, por possuírem cota de arrasamento em -1,00 m se desconsiderou a resistência do primeiro metro de profundidade.

Quanto ao fator de segurança para determinação da carga admissível, tem-se para o método de Aoki e Velloso (1975) um fator global igual a 2,0, para Décourt e Quaresma (1996)

o fator parcial é de 1,3, enquanto Teixeira (1996) recomenda para estacas escavadas a céu aberto um fator parcial de 1,5. Utilizou-se um fator de segurança global igual a 3,0 para os métodos de Paulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000), como indicado pelos autores. Já para o método UFRGS (2005), se adotou um fator global de 2,0, como sugerido pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

### 3.4 MODELAGEM NUMÉRICA

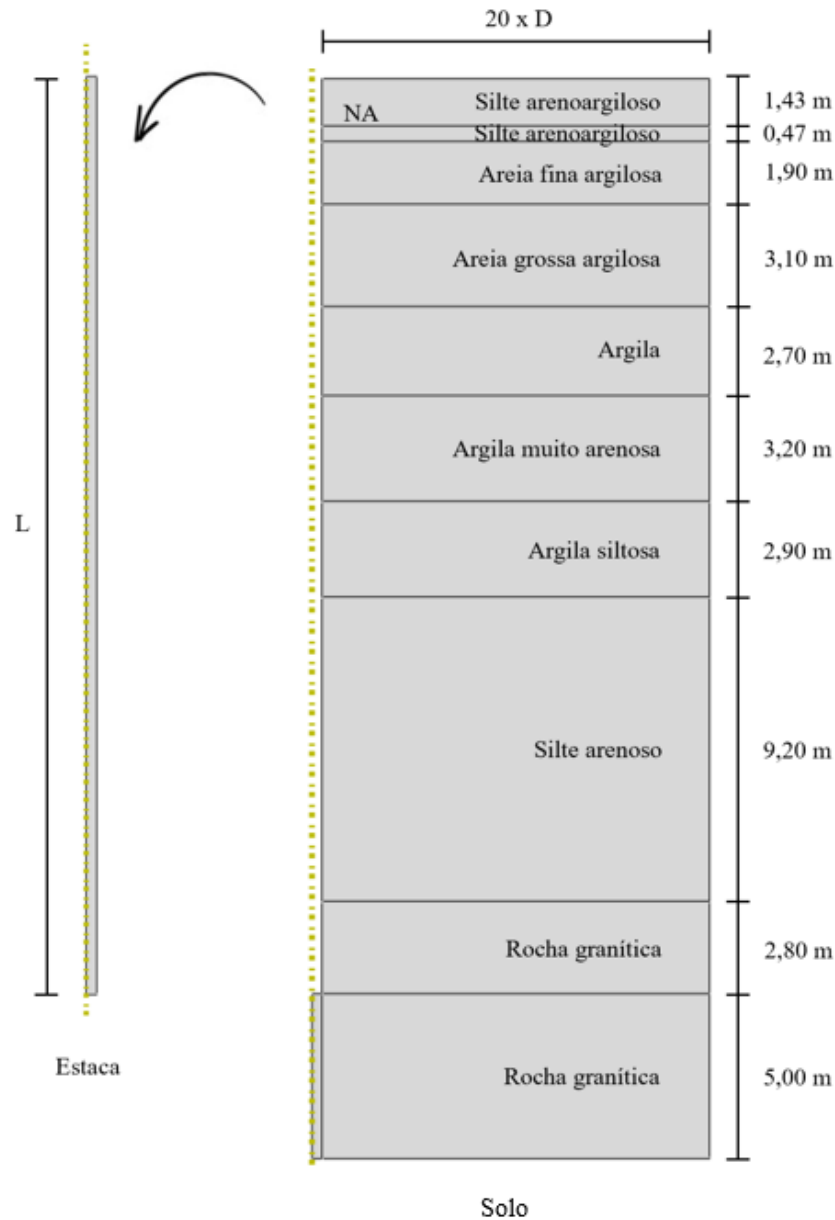
Através do método de elementos finitos, utilizando o *software* comercial Abaqus, foram realizadas simulações numéricas bidimensionais com o intuito de determinar a capacidade de carga de estacas isoladas. Para uma modelagem numérica realista é necessário definir criteriosamente os parâmetros geométricos, os parâmetros representativos dos materiais, a malha de elementos finitos, as condições de contorno e a interação solo-estaca.

#### 3.4.1 Parâmetros geométricos

Para representar o modelo geométrico empregou-se a condição de axissimetria, sendo essa uma particularidade do estado plano de deformações em coordenadas cilíndricas, havendo um eixo de simetria axial, portanto, apenas metade do conjunto solo-estaca é modelado.

Segundo Faro (2014), a extensão do modelo deve ser suficientemente grande para evitar que os limites geométricos influenciem no desempenho do cálculo numérico. Assim, para representar a seção de solo, considerou-se uma largura de vinte vezes o diâmetro da estaca ( $D$ ) e uma altura de cinco metros acrescido ao comprimento da estaca ( $L$ ) desde a superfície do terreno, conforme a Figura 18. Para o volume representativo do solo se realizou o particionamento em camadas de acordo com o laudo técnico da sondagem mista (SM-02).

Figura 18 – Dimensões do modelo geométrico adotado para a ET.01 e hipótese A.



Fonte: Autora (2022).

O modelo geométrico empregado nas simulações numéricas possui dimensões equivalentes às utilizadas em obras de fundações. Sendo assim, admite-se para a relação modelo:protótipo uma proporção de 1:1, não havendo a necessidade de realizar ajuste escalar.

Foram realizadas simulações numéricas considerando as duas hipóteses empregues no cálculo da capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos, sendo que na hipótese A o trecho sem recuperação de testemunho é adotado como sendo igual ao solo da última camada que se tem informação e na hipótese B assume-se que tal trecho é composto por rocha fraturada. Em ambas as hipóteses se utilizou um diâmetro de estaca igual a 0,60 m e um comprimento de 27,70 m e 27,07 m para as simulações das estacas ET.01 e ET.02, respectivamente.



### 3.4.2 Parâmetros dos materiais

Quanto ao comportamento estrutural, definiu-se o modelo elástico linear para caracterizar o elemento de fundação. Os parâmetros de entrada do modelo são o módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Há ainda a consideração do peso específico ( $\gamma$ ), atribuído devido à aplicação da força gravitacional. Os valores adotados como dados de entrada, para uma estaca de concreto armado com  $f_{ck} = 40,0$  MPa, são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros do concreto empregado na estaca.

<b>Estaca</b>	<b>E (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
ET.01 e ET.02	35.000.000 <sup>[1]</sup>	0,2 <sup>[1]</sup>	25,0 <sup>[2]</sup>

Fontes: <sup>[1]</sup> NBR 6118 (ABNT, 2014) e <sup>[2]</sup> NBR 6120 (ABNT, 2019).

Fonte: Autora (2022).

Com relação ao comportamento geotécnico, o modelo constitutivo adotado para representar os solos foi o elastoplástico de Mohr-Coulomb. Além dos parâmetros elásticos, módulo de Young e coeficiente de Poisson, o modelo utiliza como dados de entrada o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), a coesão efetiva ( $c'$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Para melhor reproduzir a realidade, considera-se também a permeabilidade ( $k$ ), o índice de vazios ( $e$ ) e o peso específico ( $\gamma$ ).

Para os solos com características arenosas se assumiu uma coesão igual a 1,0 kN/m<sup>2</sup>, com o intuito de evitar que haja propagação de erros nas rotinas de cálculo. Segundo Lautenschläger (2010), a variação do ângulo de dilatância não é significativa para análises do comportamento solo-estrutura, sendo adotado um valor representativo de 0,1°.

O índice de vazios do granito foi determinado através da correlação com a porosidade ( $\eta$ ), expressa pela Equação 45. Goodman (1989) indica que a porosidade de um granito decomposto é de 20%, resultando em um valor equivalente a 0,25 para o índice de vazios.

$$e = \frac{\eta}{1 - \eta} \quad (\text{Equação 45})$$

Os demais parâmetros foram definidos a partir de referências constantes na literatura (Das, 2011; Coduto, 2016; Bowles, 1996; Pinto, 2006; Fernandes, 2016; Goodman, 1989; Rocha (1981) apud Lins (2006); NBR 6120/2019; Marangon, 2018; Oliveira, 2006), adotando-

se os valores intermediários das faixas estabelecidas pelos autores. Os dados de entrada para cada uma das camadas estão expostos na Tabela 18.

Tabela 18 – Parâmetros geotécnicos adotados.

Camadas	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k$ (m/s)	$e$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Silte arenoargiloso, pouco compacto (acima do nível de água)	11.000 <sup>[3]</sup>	0,33 <sup>[3]</sup>	28,5 <sup>[3]</sup>	1,00	10 <sup>-7</sup> <sup>[4]</sup>	0,75 <sup>[5]</sup>	14,50 <sup>[2]</sup>
Silte arenoargiloso, pouco compacto	11.000 <sup>[3]</sup>	0,33 <sup>[3]</sup>	28,5 <sup>[3]</sup>	1,00	10 <sup>-7</sup> <sup>[4]</sup>	0,75 <sup>[5]</sup>	16,50 <sup>[2]</sup>
Areia fina argilosa, fofa	19.000 <sup>[1]</sup>	0,30 <sup>[1]</sup>	31,0 <sup>[3]</sup>	1,00	10 <sup>-5</sup> <sup>[1]</sup>	0,80 <sup>[1]</sup>	19,25 <sup>[2]</sup>
Areia grossa, argilosa, fofa a pouco compacta	19.000 <sup>[1]</sup>	0,30 <sup>[1]</sup>	31,0 <sup>[3]</sup>	1,00	10 <sup>-3</sup> <sup>[1]</sup>	0,80 <sup>[1]</sup>	19,25 <sup>[2]</sup>
Argila, média	10.000 <sup>[1]</sup>	0,35 <sup>[1]</sup>	26,0 <sup>[10]</sup>	36,77 <sup>[9]</sup>	10 <sup>-8</sup> <sup>[1]</sup>	0,60 <sup>[1]</sup>	15,25 <sup>[2]</sup>
Argila muito arenosa, média a rija	10.000 <sup>[1]</sup>	0,25 <sup>[3]</sup>	26,0 <sup>[10]</sup>	73,55 <sup>[9]</sup>	10 <sup>-8</sup> <sup>[1]</sup>	0,60 <sup>[1]</sup>	16,00 <sup>[2]</sup>
Argila siltosa, mole a média	2.650 <sup>[1]</sup>	0,35 <sup>[1]</sup>	26,0 <sup>[10]</sup>	36,77 <sup>[9]</sup>	10 <sup>-6</sup> <sup>[1]</sup>	1,15 <sup>[1]</sup>	16,00 <sup>[2]</sup>
Silte arenoso, muito compacto	11.000 <sup>[3]</sup>	0,33 <sup>[3]</sup>	32,5 <sup>[3]</sup>	1,00	10 <sup>-7</sup> <sup>[4]</sup>	0,75 <sup>[5]</sup>	16,50 <sup>[2]</sup>
Granito Itapema, muito fraturado	52.700.000 <sup>[2]</sup>	0,25 <sup>[2]</sup>	50,0 <sup>[7]</sup>	12700 <sup>[7]</sup>	10 <sup>-9</sup> <sup>[6]</sup>	0,25	28,50 <sup>[8]</sup>

Fontes: <sup>[1]</sup> Das (2011), <sup>[2]</sup> Coduto (2016), <sup>[3]</sup> Bowles (1996), <sup>[4]</sup> Pinto (2006), <sup>[5]</sup> Fernandes (2016), <sup>[6]</sup> Goodman (1989), <sup>[7]</sup> Rocha (1981) apud Lins (2006), <sup>[8]</sup> NBR 6120 (ABNT, 2019), <sup>[9]</sup> Marangon (2018), <sup>[10]</sup> Oliveira (2006)

Fonte: Autora (2022).

### 3.4.3 Tensões geostáticas

Considerando que o comportamento dos solos é significativamente afetado pelo nível de tensões confinantes, é indispensável que na simulação do modelo se admita o efeito da ação gravitacional para produção da variação do estado de tensões com a profundidade. No *software*, a aplicação dessa força ocorre em forma de um carregamento, sendo necessário informar a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) e o coeficiente de empuxo ( $k_0$ ) para cada uma das camadas.

A tensão vertical efetiva é calculada através da equação fundamental proposta por Terzaghi (Equação 46), sendo  $\sigma_v$  a tensão total,  $\mu$  a pressão neutra,  $\gamma_i$  o peso específico do solo na camada,  $z_i$  a espessura da camada,  $\gamma_w$  o peso específico da água e  $z_w$  a profundidade em relação ao nível da água.

$$\sigma'_v = \sigma_v - \mu = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i - \gamma_w \cdot z_w \quad (\text{Equação 46})$$

O coeficiente de empuxo gerado pelas tensões horizontais foi obtido através da equação empírica de Jaky (1944) que considera o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), conforme a Equação 47.

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (\text{Equação 47})$$

Os valores adotados como dados de entrada para ambos os cenários estudados na presente pesquisa estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores obtidos para a tensão vertical e para o coeficiente de empuxo.

Camadas	ET.01	ET.01	ET.02	ET.02	$k_0$
	Cenário A	Cenário B	Cenário A	Cenário B	
	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	
Silte arenoargiloso, pouco compacto (acima do nível de água)	20,74	20,74	20,74	20,74	0,52
Silte arenoargiloso, pouco compacto	23,79	23,79	23,79	23,79	0,52
Areia fina argilosa, fofa	41,37	41,37	41,37	41,37	0,48
Areia grossa, argilosa, fofa a pouco compacta	70,04	70,04	70,04	70,04	0,48
Argila, média	84,22	84,22	84,22	84,22	0,56
Argila muito arenosa, média a rija	103,42	103,42	103,42	103,42	0,56
Argila siltosa, mole a média	120,82	120,82	120,82	120,82	0,56
Silte arenoso, muito compacto	180,62	123,42	180,62	123,42	0,46
Granito Itapema, muito fraturado	324,92	430,52	313,26	418,86	0,23

Fonte: Autora (2022).

#### 3.4.4 Discretização da malha

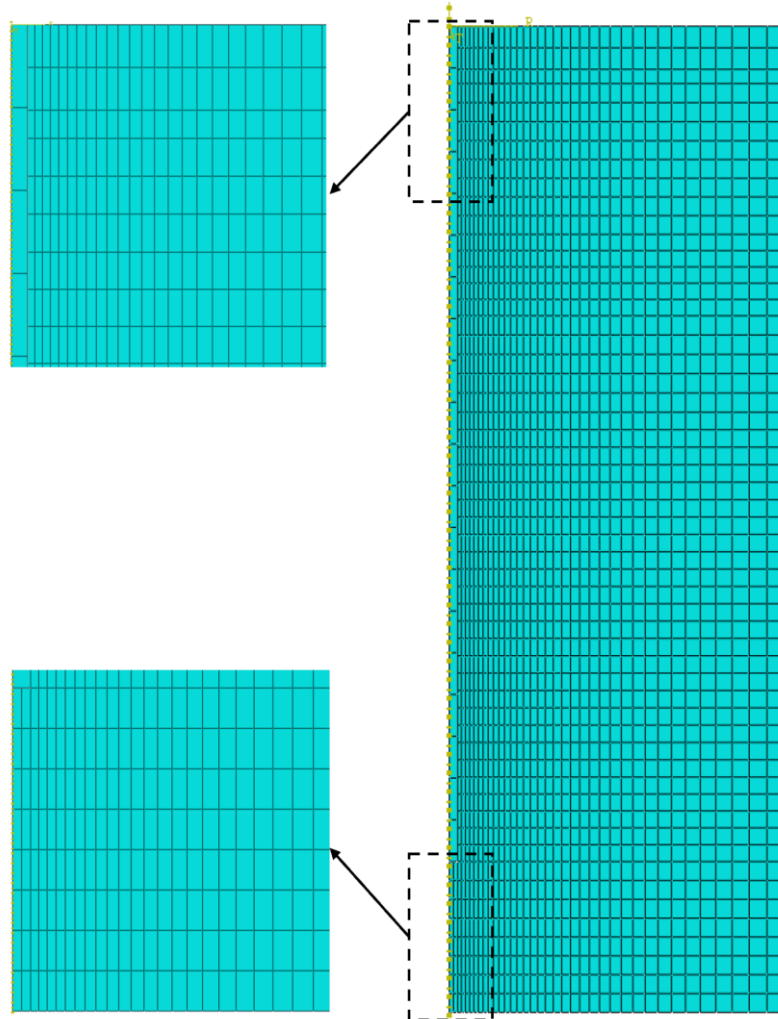
Os resultados obtidos através da simulação numérica são diretamente influenciados pela escolha da malha de elementos finitos, sendo necessário verificar as distorções e o tamanho mínimo das arestas dos elementos para definir a opção que melhor se adequa ao modelo.

Foram utilizadas malhas diferentes na modelagem da estaca e das camadas de solo, devido ao fato de possuírem geometria e materiais com características distintas. Na estaca se empregou uma malha com elementos quadriláteros axissimétricos bilineares “CAX4R”, de quatro nós, com integração reduzida e controle de distorção. Para as camadas de solo, por sua

vez, considerou-se uma malha com elementos quadriláteros axissimétricos “CAX4P”, de quatro nós, com deslocamento e poropressão, ambos bilinear.

Com o intuito de reduzir o tempo de cálculo das simulações, se optou pela interpolação linear e uma integração reduzida (um único ponto de integração). Para que a qualidade dos resultados fosse mantida, mesmo após as simplificações realizadas, as malhas foram refinadas nas regiões ao redor da estaca, onde são previstas as maiores solicitações e deslocamentos, como exemplificado na Figura 19.

Figura 19 – Refinamento das malhas adotadas.



Fonte: Autora (2022).

### 3.4.5 Condições de contorno e carregamento

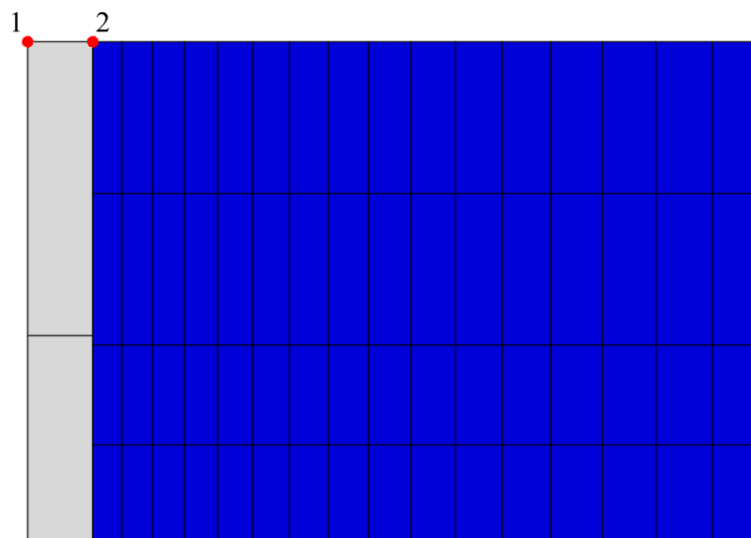
As condições de contorno representam a continuidade dos limites do modelo, dado que a simulação numérica é a representação de parte de uma massa infinita (Faro, 2014). Assim, aplicaram-se as condições de contorno nas superfícies externas do bloco de solo, seguindo os seguintes preceitos:

- Na superfície inferior do bloco se restringiu o deslocamento vertical;
- Na lateral direita, houve o impedimento do deslocamento horizontal, evitando possíveis distorções do modelo ao aplicar as tensões geostáticas;
- Na lateral esquerda, na superfície que se situa abaixo da fundação e na região em que o bloco de solo está em contato com a estaca, limitou-se o deslocamento horizontal;

Com o intuito de considerar a poropressão foram aplicadas condições de contorno na superfície inferior do bloco de solo, na superfície na qual encontra-se o nível d'água e na superfície que está em contato com a base da estaca.

Por fim, para simular as condições de carregamento durante a execução da prova de carga, aplicou-se no topo da estaca um deslocamento na direção vertical. Cabe ressaltar que a força de reação e o deslocamento vertical foram obtidos em dois nós localizados no topo da estaca, como mostra a Figura 20.

Figura 20 – Pontos analisados na modelagem numérica.



Fonte: Autora (2022).

### 3.4.6 Interação solo-estaca

A definição de contato no Abaqus consiste na identificação das superfícies dos elementos que em determinado momento da simulação encontram-se em contato e na criação de uma interação entre essas superfícies, a fim de ditar o comportamento dos elementos finitos no momento do contato, sendo atribuídas propriedades (normal e tangencial) a serem empregues ao longo da interação. Assim, o *software* é capaz de reconhecer quando dois elementos estão ou não em contato e, com base nas propriedades de interações impostas, o sistema irá reagir de forma conjunta às condições externas (Lautenschläger, 2010).

Nas modelagens numéricas realizadas, utilizou-se a técnica de discretização Superfície-Superfície (S-S), devendo-se definir uma superfície como “mestre” e outra como “escrava”. Segundo Lautenschläger (2010), a superfície “mestre” é aquela que rege a aplicação do contato, ditando o comportamento da superfície “escrava” durante a interação solo-estrutura. Com isso, adotou-se como superfície “mestre” a da estaca e como “escrava” as dos solos circundantes.

Ainda de acordo com Lautenschläger (2010), a discretização S-S considera ambas as superfícies de contato de forma contínua e por esse motivo, a probabilidade de penetração da superfície “mestre” na “escrava” é menor se comparada a outras técnicas de discretização. Além disso, a técnica S-S permite que a transmissão da pressão de contato ocorre de maneira mais uniforme, resultando em melhores resultados. A superfície “escrava” governa a direção da aplicação das leis de reação normal e tangencial e um maior refinamento é necessário na malha dessa superfície, com o intuito de evitar aumento no tempo de cálculo.

As propriedades de contato são aplicadas através de métodos de restrição selecionados, que são acionados no momento em que ocorre o contato entre as superfícies. A definição do método de restrição depende da relação penetração versus pressão de contato. Para as simulações desempenhadas na presente pesquisa, foram atribuídas propriedades de contato normais e tangenciais, através do método direto denominado *Hard Contact* e do método da penalidade (*Penalty Method*), respectivamente.

O método direto não emprega uma função suave que defina a penetração versus pressão de contato, ou seja, assim que o contato entre as superfícies é constatado, a pressão é aplicada, ocasionando uma penetração praticamente nula. Desse modo, tem-se uma representação mais realista do comportamento solo-estaca (Abaqus, 2009 apud Lautenschläger, 2010).

O Abaqus dispõe de alguns métodos para a representação do comportamento tangencial, desde a rugosidade perfeita até a ausência de fricção. O método da penalidade (*Penalty Method*) baseia-se no modelo de fricção isotrópica de Coulumb, conforme Equação 48, sem definição

da tensão tangencial máxima (penalidade zero) e com coeficiente de fricção ( $\mu$ ) obtido a partir da tangente do ângulo de atrito do material. No presente trabalho, o coeficiente de fricção foi obtido a partir da definição de um ângulo de atrito efetivo médio representativo das camadas de solos e rocha que circundam a estaca.

$$\tau_{crít} = \mu \cdot p_c \quad (\text{Equação 48})$$

onde  $\tau_{crít}$  é a tensão tangencial crítica e  $p_c$  é a pressão de contato.

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos para a estimativa da capacidade de carga por meio do emprego dos métodos semi-empíricos descritos no item 2.2.1 e das modelagens numéricas realizadas com base no método dos elementos finitos. Os resultados das previsões serão diretamente comparados com os resultados das provas de carga estáticas à compressão, sendo expostos isoladamente para cada estaca e considerando as duas hipóteses propostas.

### 4.1 INTERPRETAÇÃO DA PROVA DE CARGA

Como mencionado no item 3.2, adotou-se para os ensaios de prova de carga estática incrementos de 250 kN até a carga de trabalho, seguido por incrementos de 500 kN até a carga máxima. Sendo assim, o ensaio PCE.01 resultou em 16 estágios de carregamento para uma carga de ensaio de 5.400 kN, correspondente a 2,70 vezes a carga de trabalho da estaca (2.000 kN). Já no ensaio PCE.02 obteve-se 12 estágios de carregamento para uma carga de ensaio de 3.750 kN, equivalente a 2,14 vezes a carga de trabalho do elemento de fundação (1.750 kN).

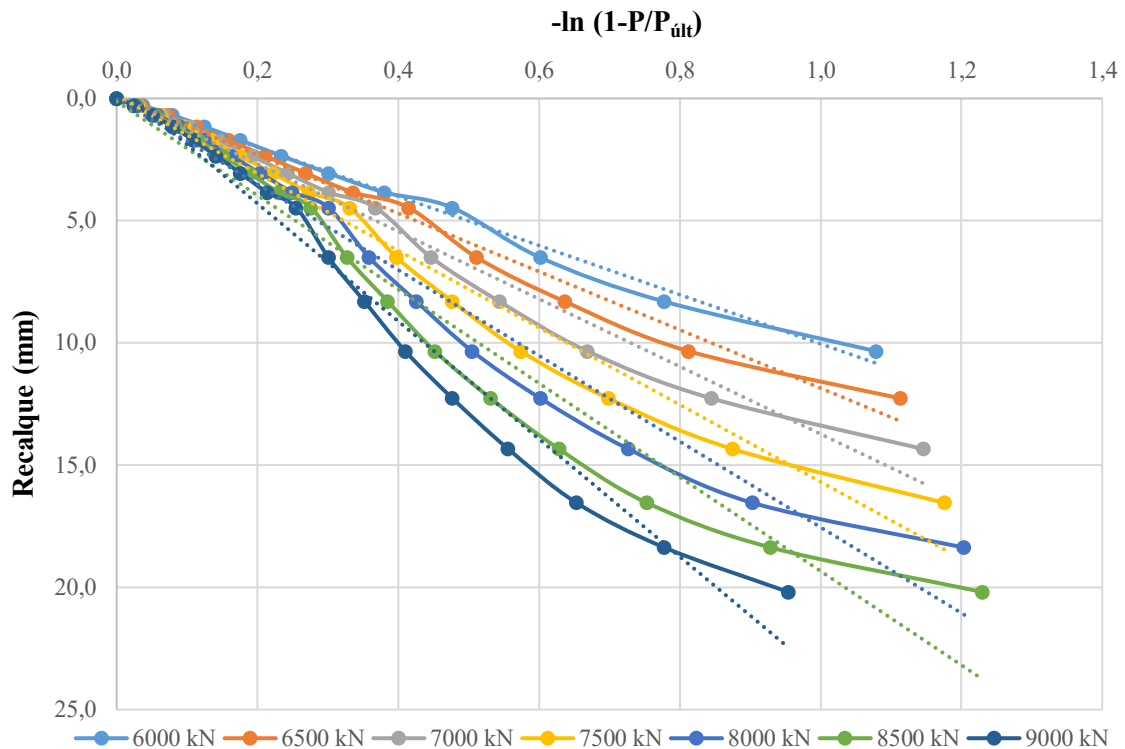
As curvas carga-recalque analisadas não apresentam ruptura nítida, portanto, se fez necessário a extrapolação das mesmas pelo critério de ruptura física, proposto por Van der Veen (1953) para determinação da capacidade de carga através do critério de ruptura convencional sugerido pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

#### 4.1.1 PCE.01

Para o emprego do método de Van der Veen, plotou-se os gráficos de  $-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right)$  em função dos recalques medidos no ensaio de prova de carga, admitindo-se valores quaisquer para a carga de ruptura ( $P_{\text{últ}}$ ). Observa-se que as curvas apresentam dois trechos com diferentes inclinações e não se comportam de acordo com a linha de tendência linear, conforme Figura 21, o que compromete a definição da curva que melhor se assemelha a uma reta. Com isso, optou-se por realizar a extrapolação com base apenas no primeiro trecho de cada curva.



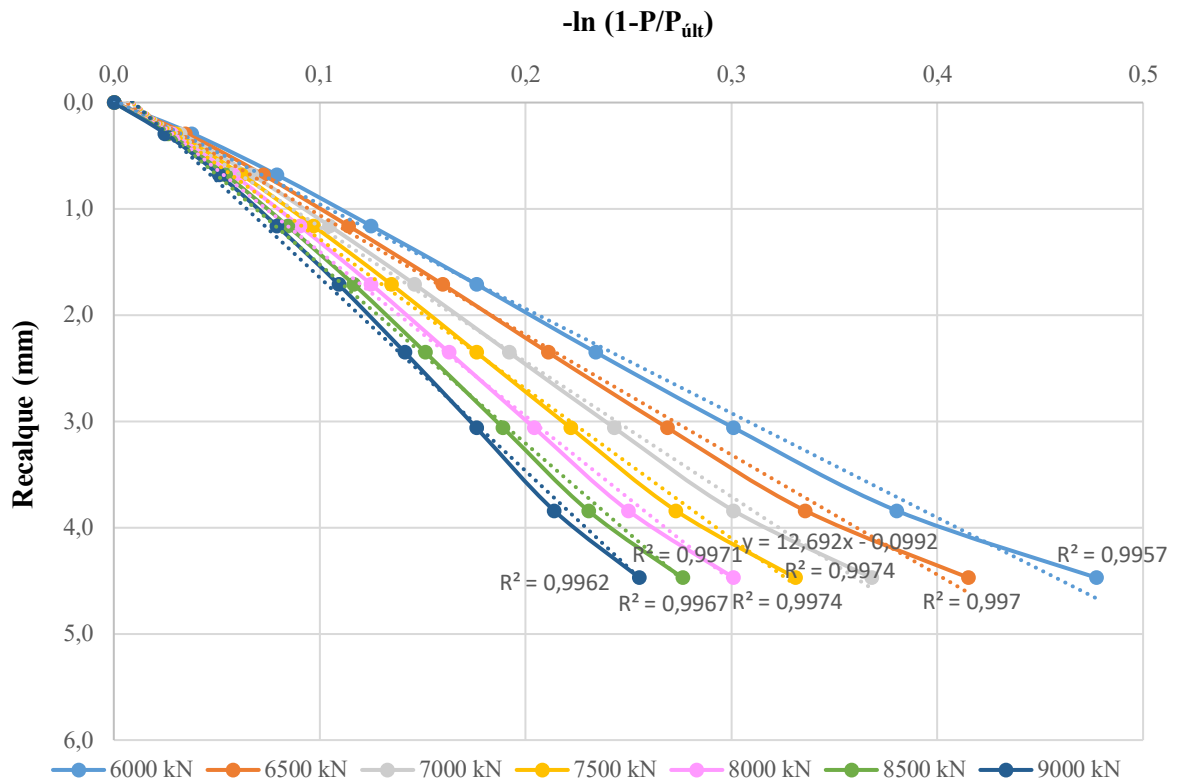
Figura 21 – Curvas obtidas com base no critério de Van der Venn (1953) para ET.01.



Fonte: Autora (2022).

As curvas corrigidas e seus respectivos coeficientes de determinação  $R^2$  estão expostos na Figura 22. Segundo Cintra *et al.* (2013), quando  $R^2$  for suficientemente próximo de 1,00 pode-se afirmar que a curva extrapolada encontra-se em conformidade com a curva experimental. Sendo assim, constata-se que duas curvas apresentam o maior valor de  $R^2$ , correspondente a 0,9974, e a escolha entre elas deu-se por meio do coeficiente angular que possibilitou um melhor ajuste da curva extrapolada, resultando em uma carga de ruptura equivalente a 7.000 kN. Ressalta-se que, ao plotar o gráfico com o eixo y correspondente ao do recalque, como na Figura 22, o coeficiente angular não pode ser obtido diretamente pela equação da reta fornecida pelo Excel, devendo-se prestar atenção quanto a unidade e realizar a conversão de mm para  $\text{mm}^{-1}$ .

Figura 22 – Curvas corrigidas para melhor ajuste do critério de Van der Veen (1953), ET.01.



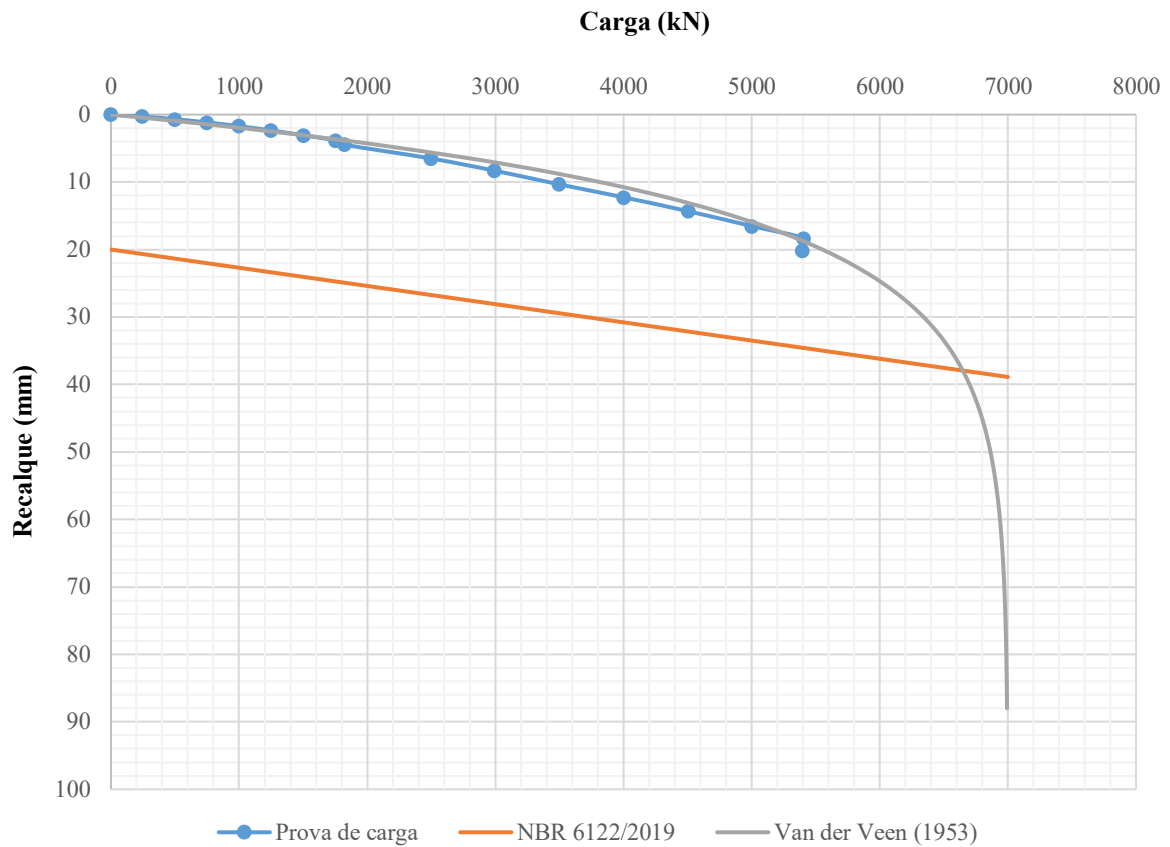
Fonte: Autora (2022).

Para a carga de ruptura de 7.000 kN tem-se um coeficiente angular igual a  $0,07879 \text{ mm}^{-1}$ , portanto, a extrapolação será função da Equação 49.

$$P = 7.000 \cdot (1 - e^{-0,07879 \cdot \rho}) \quad (\text{Equação 49})$$

A curva carga-recalque extrapolada e a reta obtida pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) estão apresentadas na Figura 23, com a inclusão dos pontos auferidos experimentalmente. Com o intuito de suavizar o comportamento em “degraus”, representativos dos estágios de carregamento, plotou-se a curva carga-recalque da prova de carga com base apenas nos valores finais de cada estágio. A capacidade de carga é determinada pela interseção da reta com curva extrapolada, resultando em 6.649,50 kN (23,14% maior que a carga ensaiada de 5.400 kN).

Figura 23 – Carga de ruptura a partir do critério da NBR 6122/2019 para ET.01.

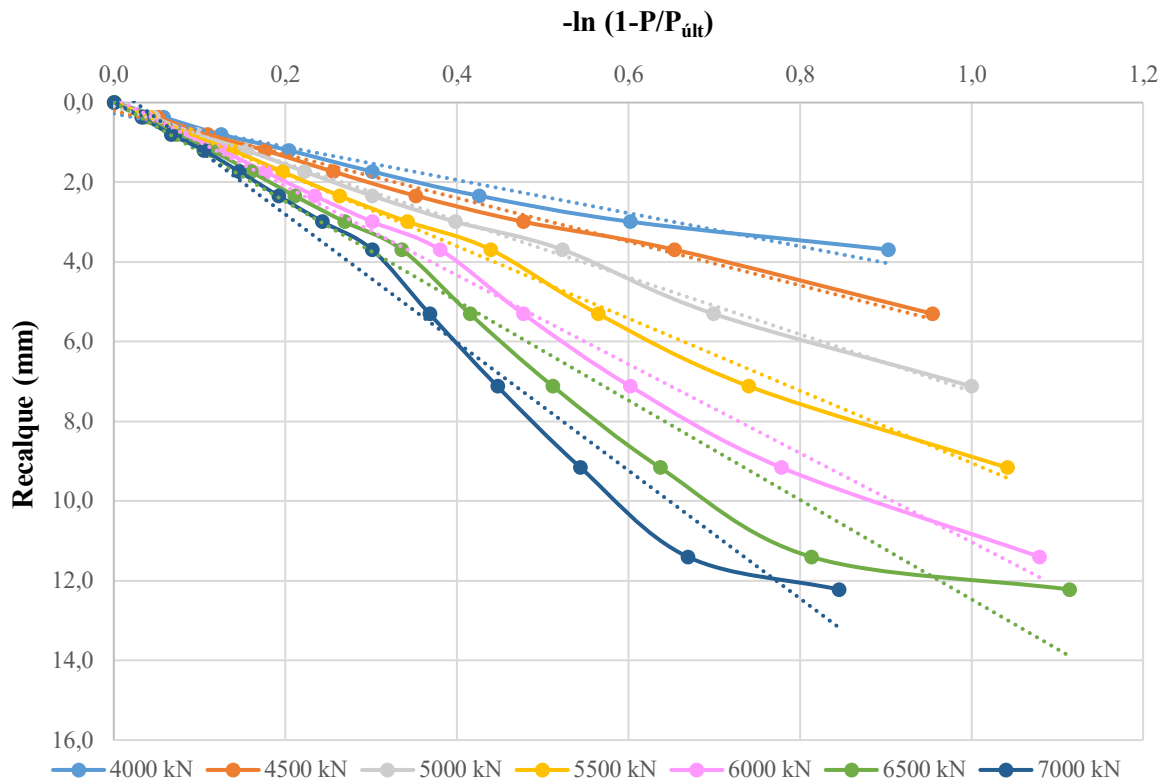


Fonte: Autora (2022).

#### 4.1.2 PCE.02

Assim como para a PCE.01, ao plotar os gráficos de  $-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\acute{u}lt}}\right)$  em função dos recalques obtidos através do ensaio de prova de carga constata-se que as curvas, exceto as de 4.000 kN e 4.500 kN, apresentam dois trechos com inclinações que diferem significativamente e não se comportam de acordo com a linha de tendência linear, conforme Figura 24. Sendo assim, efetuou-se a extrapolação considerando apenas o primeiro trecho de cada curva.

Figura 24 – Curvas obtidas com base no critério de Van der Venn (1953) para ET.02.

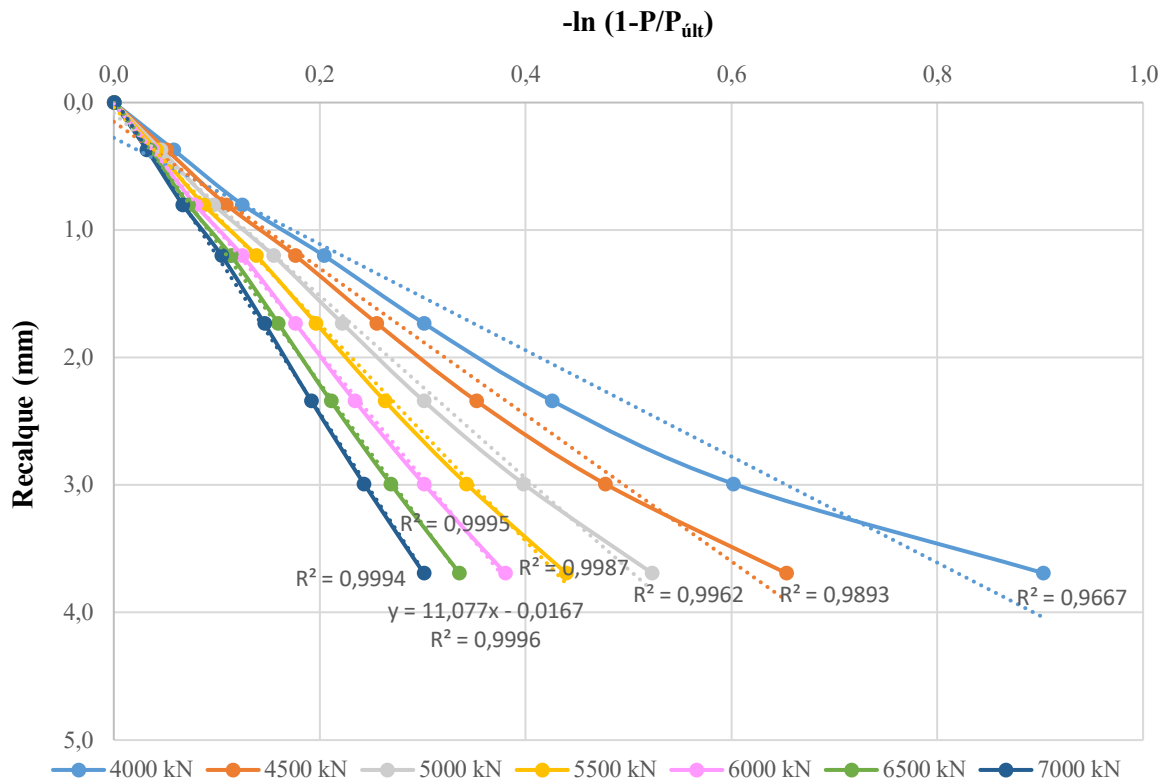


Fonte: Autora (2022).

As curvas corrigidas e seus respectivos coeficientes de determinação  $R^2$  estão expostos na Figura 25. Observa-se que a curva que melhor se ajusta a curva experimental fornece um valor de  $R^2$  igual a 0,9996 e corresponde a uma carga de ruptura de 6.500 kN. Após realizar as devidas conversões quanto a unidade, obtém-se um coeficiente angular de  $0,09028 \text{ mm}^{-1}$  e a extrapolação passa a ser função da Equação 50.

$$P = 6.500 \cdot (1 - e^{-0,09028 \cdot \rho}) \quad (\text{Equação 50})$$

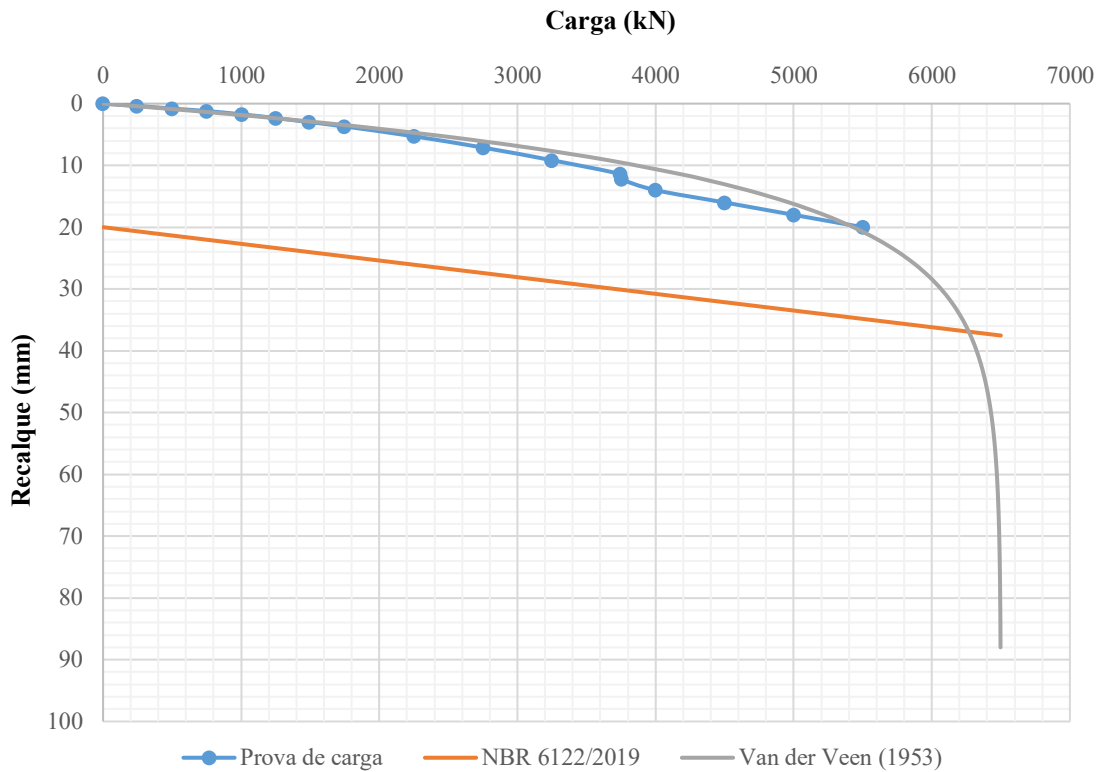
Figura 25 – Curvas corrigidas para melhor ajuste do critério de Van der Veen (1953), ET.02.



Fonte: Autora (2022).

A curva carga-recalque extrapolada e a reta obtida pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2019) estão apresentadas na Figura 26, com a inclusão dos pontos medidos experimentalmente. A curva carga-recalque da prova de carga está plotada com base apenas nos valores finais de cada estágio de carregamento com o intuito de atenuar o comportamento em “degraus”, como explicitado anteriormente. A carga de ruptura resultou em 6.247,96 kN (66,61% maior que a carga ensaiada de 3.750 kN).

Figura 26 – Carga de ruptura a partir do critério da NBR 6122/2019 para ET.02.



Fonte: Autora (2022).

## 4.2 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – ET.01

### 4.2.1 Hipótese A

#### 4.2.1.1 Métodos semi-empíricos

Para a previsão da capacidade de carga empregou-se, para o trecho da estaca embutida em solo, os métodos com base no  $N_{SPT}$  propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005). Ainda, foram realizadas duas previsões através da proposta de Aoki e Velloso (1975) com base nos resultados de ensaios CPT.

Para o trecho em maciço rochoso utilizou-se os métodos de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000), ambos fundamentados na compressão simples da rocha. Os cálculos foram realizados com o auxílio de planilhas eletrônicas elaboradas para essa finalidade.

Os valores obtidos para a resistência devido ao atrito lateral e à ponta estão evidenciados na Tabela 20. Quanto a resistência lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca na região de solo, constata-se que o método de Aoki e Velloso (1975) com base nos ensaios CPT

resultaram em valores mais elevados, enquanto Aoki e Velloso (1975) baseado na sondagem mista e UFRGS (2005) apresentaram resultados próximos e consideravelmente mais conservadores. Para a resistência de ponta, verifica-se que o método de Cabral e Antunes (2000) dispõe de um valor 58,55% maior que o de Poulos e Davis (1980).

Tabela 20 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese A e ET.01).

<b>Método</b>	<b>Resistência lateral (kN)</b>	<b>Resistência lateral admissível (kN)</b>	<b>Resistência de ponta (kN)</b>	<b>Resistência de ponta admissível (kN)</b>
AV (CPT 01)	4.572,90	2.286,45	--	--
AV (CPT 02)	3.231,76	1.615,88	--	--
AV	1.107,65	553,82	--	--
DQ	1.709,03	1.314,64	--	--
TEIXEIRA	1.507,96	1.005,31	--	--
UFRGS	955,00	477,50	--	--
PD	636,17	212,06	1.997,32	665,77
CA	447,69	149,23	3.166,73	1.055,58

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

A capacidade de carga total é dada pela soma da parcela do atrito lateral no trecho em solo e as parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta do trecho embutido em rocha, conforme a Tabela 21.

Tabela 21 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese A e ET.01).

<b>Combinações dos métodos para solo e rocha</b>	<b>Carga de ruptura <math>R_{RUP}</math> (kN)</b>	<b>Carga admissível <math>R_{ADM}</math> (kN)</b>
AV (CPT 01) + PD	7.206,39	3.164,28
AV (CPT 02) + PD	5.865,25	2.493,71
AV + PD	3.741,14	1.431,65
DQ + PD	4.342,52	2.192,47
TEIXEIRA + PD	4.141,45	1.883,14
UFRGS + PD	3.588,49	1.355,33
AV (CPT 01) + CA	8.187,31	3.491,25
AV (CPT 02) + CA	6.846,17	2.820,68
AV + CA	4.722,06	1.758,63
DQ + CA	5.323,44	2.519,44
TEIXEIRA + CA	5.122,38	2.210,11
UFRGS + CA	4.569,41	1.682,30

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

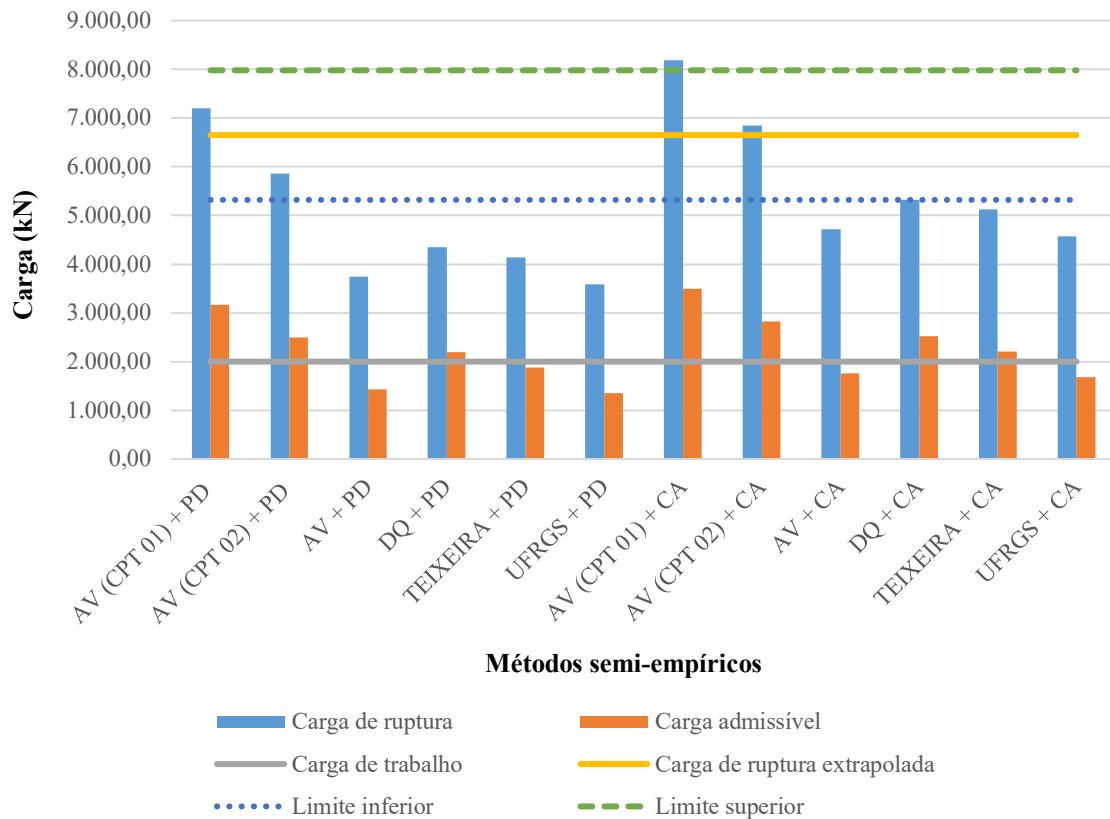
Fellenius (1980) constatou, através de resultados de provas de carga, que os equipamentos (macaco hidráulico e manômetro) não garantem leituras precisas das cargas aplicadas, havendo uma margem de erro de aproximadamente 20%. O autor recomenda a utilização da célula de carga com o intuito de garantir uma menor imprecisão, no entanto, há dificuldades em se garantir que em campo a leitura da célula não seja afetada por alguma carga excêntrica, momentos fletores ou variações de temperatura. Sendo assim, apesar das leituras das cargas aplicadas terem sido realizadas por uma célula de carga, optou-se por adotar o limite de  $\pm 20\%$  da carga de ruptura obtida pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) para a análise dos valores estimados pelos métodos semi-empíricos.

A Figura 27 ilustra a capacidade de carga de cada método em relação à carga de trabalho e à carga de ruptura dada pela extrapolação da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga, assim como a possível margem de erro de 20% para mais e para menos. Nota-se que os métodos de “DQ + PD” e “Teixeira + CA” apresentaram cargas admissíveis equivalentes a aproximadamente 110% da carga de trabalho. Os métodos de “AV + PD” e “UFRGS + PD” mostraram-se os mais conservadores, com valores de cargas admissíveis correspondentes a cerca de 70% da carga de trabalho. Já para os métodos de “AV (CPT 01) + PD” e “AV (CPT 01) + CA” constatou-se os maiores valores de cargas admissíveis, excedendo em torno de 166% da carga de trabalho.

Comparando as cargas de ruptura dos métodos semi-empíricos com a carga de ruptura extrapolada, observa-se que os métodos de “AV (CPT 02) + PD” e “DQ + CA” apresentaram valores próximos ao limite inferior, correspondendo a cerca de 84% da carga de ruptura dada pela extrapolação. Os métodos de “AV (CPT 01) + PD” e “AV (CPT 02) + CA” mostraram-se mais próximos da carga de ruptura extrapolada, com valores em torno de 106%. Já o método de “AV (CPT 01) + CA” excedeu o limite superior, com valor aproximado de 123% da carga de ruptura extrapolada. O método “UFRGS + PD” resultou em uma carga de ruptura equivalente a apenas 54% da carga de ruptura extrapolada, sendo o mais conservador dentre os métodos analisados.



Figura 27 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese A e ET.01).



Fonte: Autora (2022).

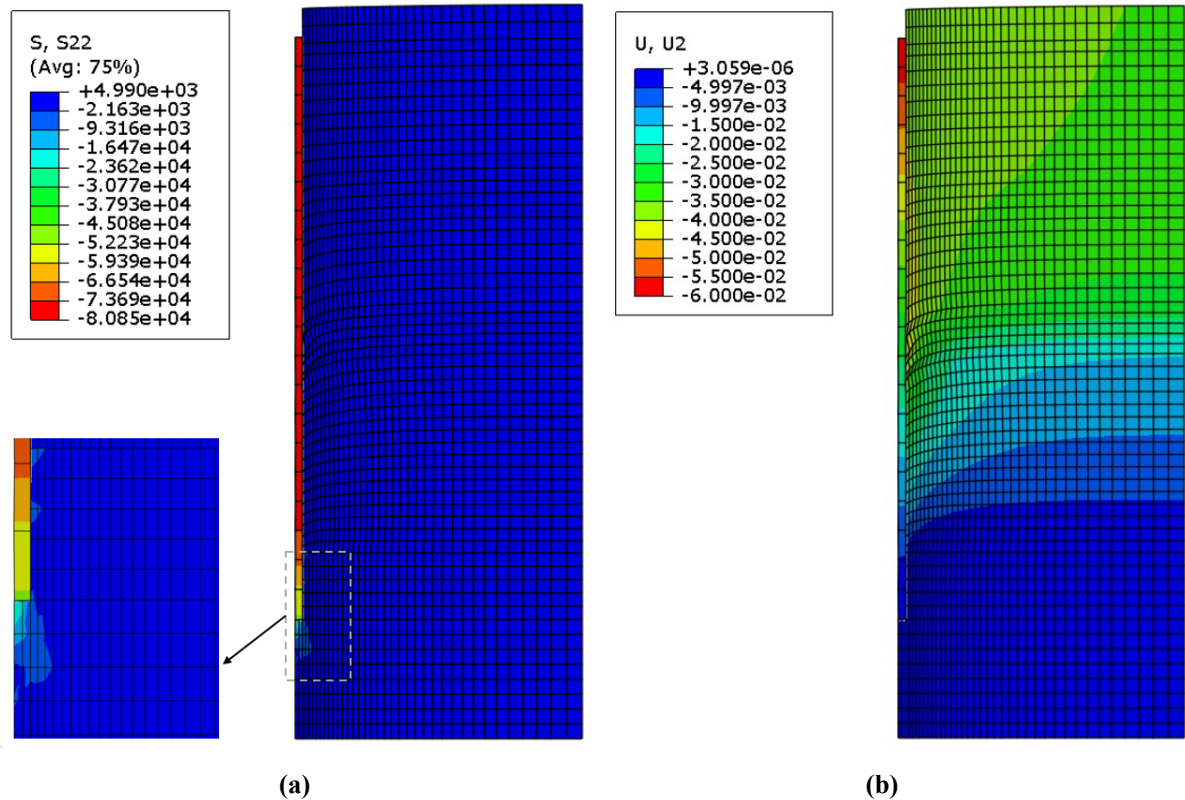
#### 4.2.1.2 Modelagem numérica

Os resultados provenientes das simulações numéricas apresentam informações que não são obtidas pelos métodos semi-empíricos acerca das tensões e deformações. Sendo assim, é possível que se tenha um melhor entendimento quanto ao comportamento mecânico do sistema estaca-solo.

Quanto a distribuição de tensões verticais, observa-se a partir da Figura 28(a) que a maior concentração, equivalente a 80,85 MPa, ocorre no elemento de fundação. As tensões no solo são expressivas apenas na região logo abaixo da ponta da estaca, resultando em um valor máximo em torno de 16,47 MPa.

Pode-se verificar na Figura 28(b) que os deslocamentos verticais tendem a diminuir com a profundidade. Os maiores deslocamentos ocorrem no terço superior do elemento de fundação, com valor equivalente a 60,0 mm no sentido da aplicação do carregamento, sendo que esse valor corresponde ao deslocamento limite estabelecido para simular as condições de carregamento durante a execução da prova de carga.

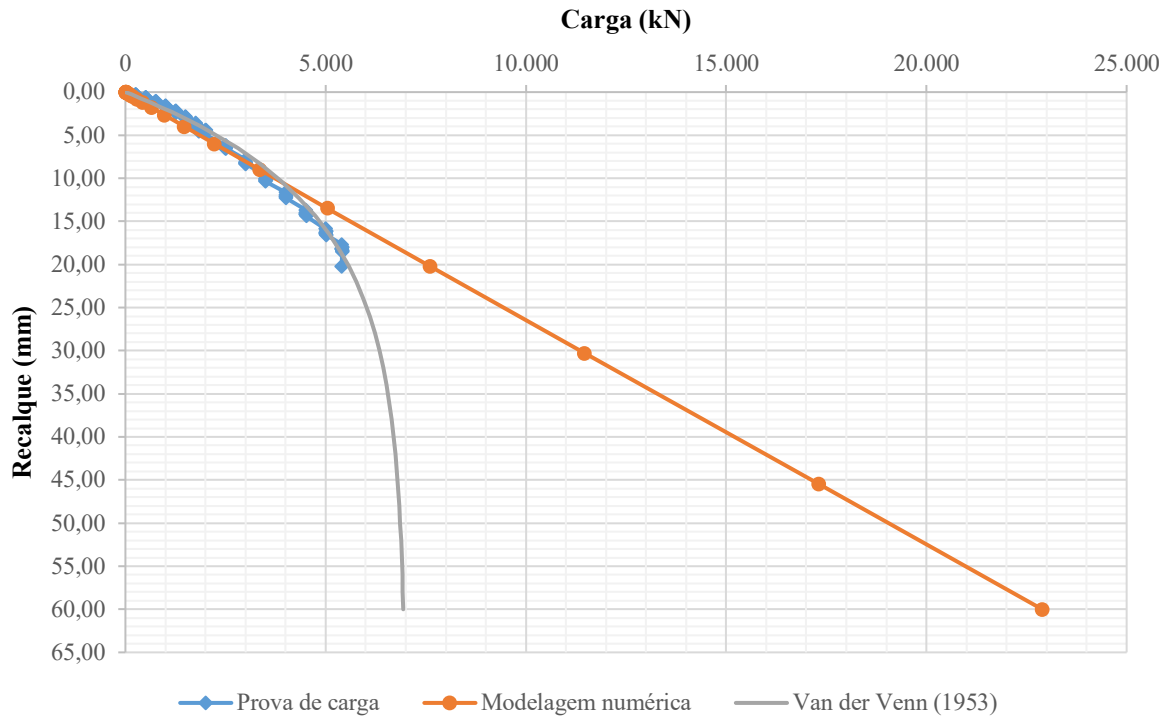
Figura 28 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese A e ET.01).



Fonte: Autora (2022).

Como exemplificado anteriormente, para concepção da curva carga-recalque do modelo numérico adotou-se como padrão os dois nós localizados nas extremidades do topo da estaca. Nota-se, com base na Figura 29, que a curva obtida na simulação apresenta um comportamento inicial similar ao da curva carga-recalque dada pelo ensaio de prova de carga estática e pela extrapolação da mesma por Van der Venn (1953). Obteve-se para um recalque de 20,20 mm, o mais próximo do deslocamento máximo medido experimentalmente, uma carga correspondente a 7.597,02 kN (40,69% maior que a carga ensaiada de 5.400 kN) e uma carga máxima igual a 22.892,43 kN para o nível de deslocamento aplicado. Cabe ressaltar que não foi observada plastificação no resultado numérico.

Figura 29 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese A e ET.01).



Fonte: Autora (2022).

## 4.2.2 Hipótese B

### 4.2.2.1 Métodos semi-empíricos

Na Tabela 22 constam os valores calculados para a resistência devido ao atrito lateral e à ponta. Com relação à resistência lateral desenvolvida na região de solo, observa-se que os métodos de Aoki e Velloso (1975) com base no ensaio CPT 01 e Décourt e Quaresma (1996) resultaram em valores mais elevados. Em contrapartida, UFRGS (2005) e Aoki e Velloso (1975) baseado no ensaio CPT 02 e na sondagem mista apresentaram resultados significativamente mais conservadores. Quanto a resistência lateral do trecho embutido em rocha, o método de Poulos e Davis (1980) resultou em um valor 29,63% maior que o de Cabral e Antunes (2000) e para a resistência de ponta, constata-se que o método de Cabral e Antunes (2000) compreende um valor 58,55% maior que o de Poulos e Davis (1980).

Tabela 22 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese B e ET.01).

<b>Método</b>	<b>Resistência lateral (kN)</b>	<b>Resistência lateral admissível (kN)</b>	<b>Resistência de ponta (kN)</b>	<b>Resistência de ponta admissível (kN)</b>
AV (CPT 01)	1.417,96	708,98	--	--
AV (CPT 02)	573,97	286,98	--	--
AV	543,15	271,57	--	--
DQ	917,35	705,65	--	--
TEIXEIRA	761,52	507,68	--	--
UFRGS	509,14	254,57	--	--
PD	2.544,69	848,23	1.997,32	665,77
CA	1.790,74	596,91	3.166,73	1.055,58

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

A capacidade de carga total é obtida pela soma da parcela do atrito lateral no trecho em solo e as parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta do trecho embutido no maciço rochoso, conforme a Tabela 23.

Tabela 23 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese B e ET.01).

<b>Combinações dos métodos para solo e rocha</b>	<b>Carga de ruptura <math>R_{RUP}</math> (kN)</b>	<b>Carga admissível <math>R_{ADM}</math> (kN)</b>
AV (CPT 01) + PD	5.959,97	2.222,98
AV (CPT 02) + PD	5.115,98	1.800,99
AV + PD	5.085,16	1.785,58
DQ + PD	5.459,35	2.219,65
TEIXEIRA + PD	5.303,53	2.021,68
UFRGS + PD	5.051,15	1.768,57
AV (CPT 01) + CA	6.375,42	2.361,47
AV (CPT 02) + CA	5.531,44	1.939,47
AV + CA	5.500,62	1.924,06
DQ + CA	5.874,81	2.358,14
TEIXEIRA + CA	5.718,99	2.160,17
UFRGS + CA	5.466,60	1.907,06

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

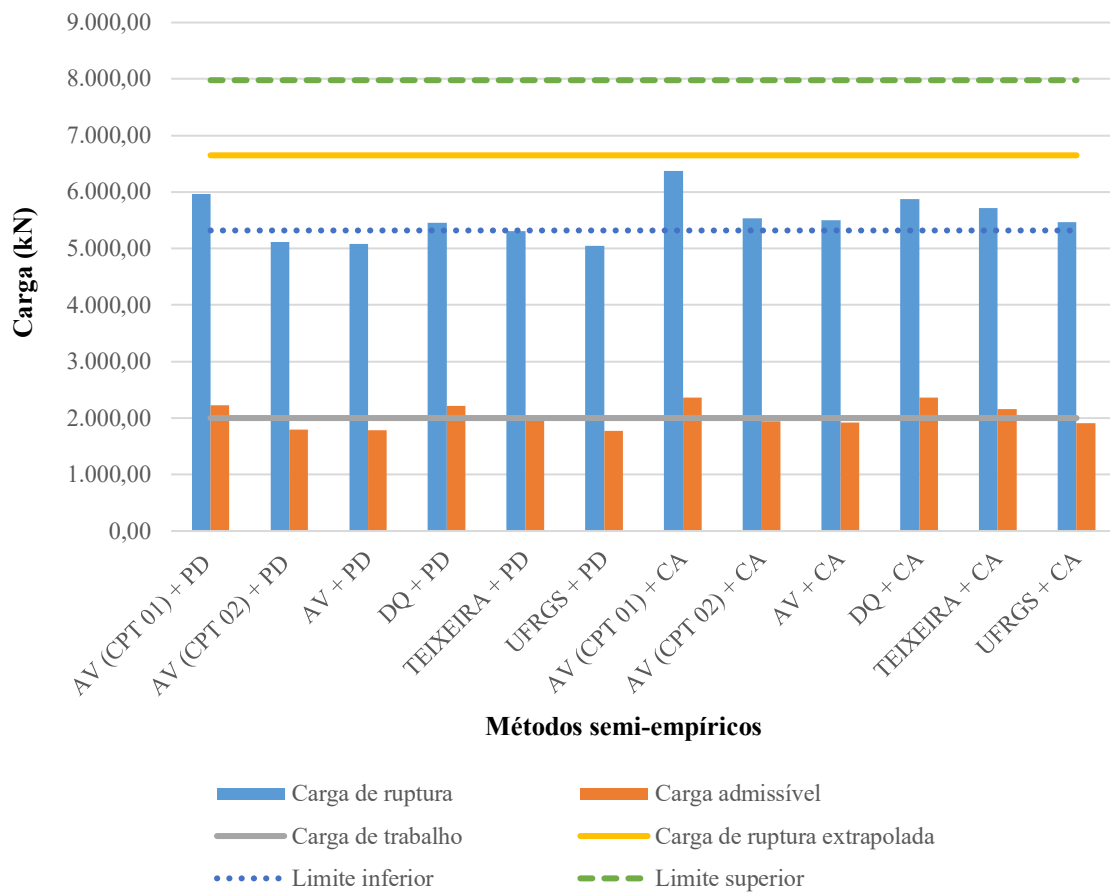
Fonte: Autora (2022).

Estão expostas na Figura 30 a capacidade de carga de cada método, a carga de trabalho e a carga de ruptura determinada pela extrapolação da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga, assim como a margem de erro estabelecida por Fellenius (1980) de 20% para mais e para menos. Verifica-se que os métodos de “Teixeira + PD” e “Teixeira + CA” apresentaram cargas admissíveis correspondentes a aproximadamente 105% da carga de trabalho. Os métodos de “AV (CPT 02) + PD”, “AV + PD” e “UFRGS + PD” mostraram-se os mais

conservadores, com valores de cargas admissíveis equivalentes a cerca de 89% da carga de trabalho. Já para os métodos de “AV (CPT 01) + CA” e “DQ + CA”, constataram-se os maiores valores de cargas admissíveis, excedendo em torno de 118% da carga de trabalho.

Observa-se que apenas os métodos de “AV (CPT 01) + PD” e “AV (CPT 01) + CA” apresentaram valores de cargas de ruptura próximos da carga de ruptura extrapolada, correspondente a cerca de 93%. Os demais métodos se mostraram mais próximos ao limite inferior, sendo “AV (CPT 02) + PD”, “AV + PD” e “UFRGS + PD” os mais conservadores com valores em torno de 76% da carga de ruptura extrapolada.

Figura 30 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese B e ET.01).



Fonte: Autora (2022).

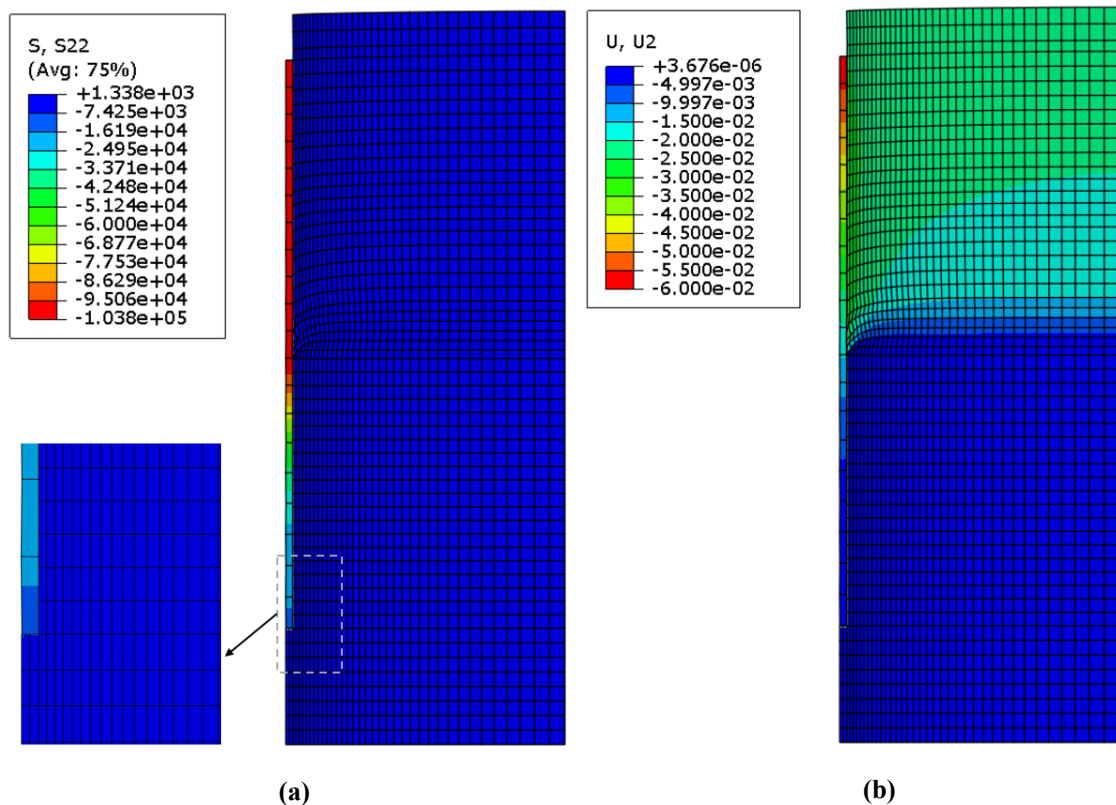
#### 4.2.2.2 Modelagem numérica

Os resultados relativos às distribuições de tensões verticais estão apresentados na Figura 33(a), constata-se que a maior concentração ocorre na parte superior da estaca e na porção inferior não se observa valores consideráveis, o que pode significar que a partir de uma dada

profundidade a resistência do sistema estaca-solo não é afetada pelo comprimento da estaca. Não se verifica qualquer concentração de tensões no solo, apresentando um valor uniforme em torno de 1,34 MPa.

Através da Figura 33(b) nota-se que os deslocamentos ocorrem de forma mais acentuada na parte superior do elemento de fundação e tendem a diminuir com o aumento da profundidade. O deslocamento máximo corresponde ao limite adotado para realização das simulações, sendo igual a 60,0 mm no mesmo sentido da aplicação do carregamento.

Figura 31 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese B e ET.01).

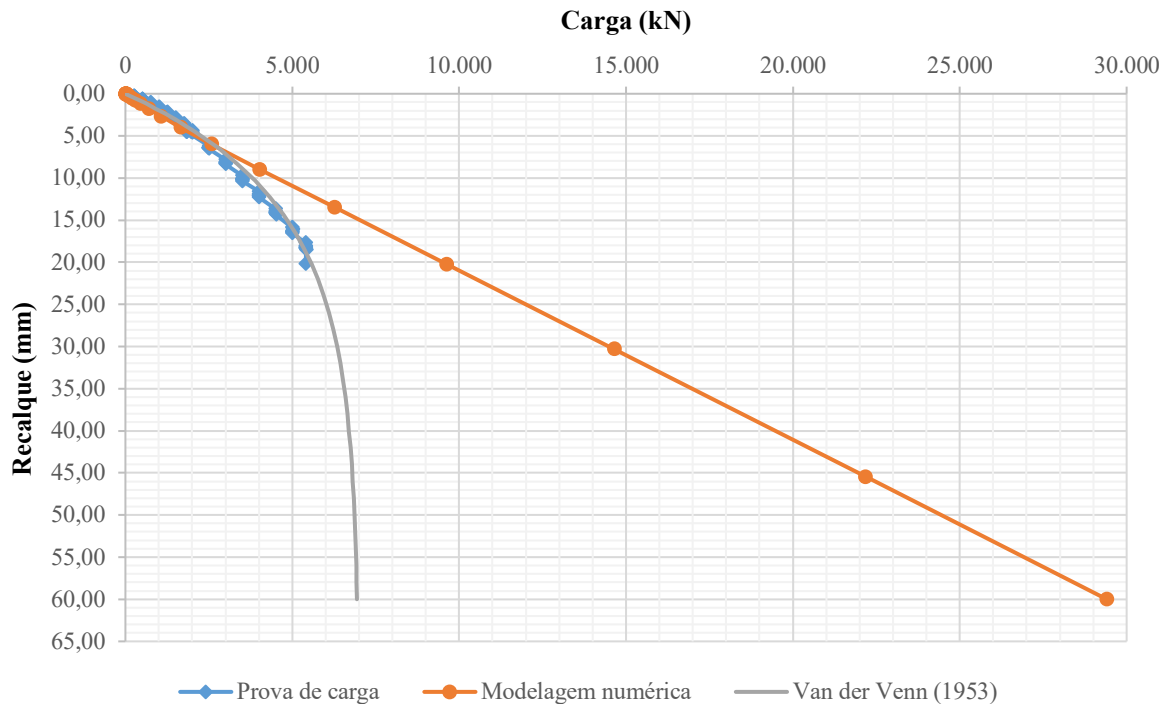


Fonte: Autora (2022).

Observa-se na Figura 32 que a curva obtida a partir da modelagem numérica apresenta um comportamento inicial semelhante ao da curva carga-recalque dada pelo ensaio de prova de carga estática e pela extrapolação com base no critério de Van der Venn (1953), seguindo até uma carga máxima de 29.405,04 kN associada a um deslocamento de 60,00 mm. A capacidade de carga para o recalque correspondente a 20,20 mm resultou em um valor igual a 9.615,30 kN (78,06% maior que a carga ensaiada de 5.400 kN). Esse resultado discrepante, quando comparado a carga de ensaio, pode estar associado ao fato de que na presente hipótese considera-se que 11,60 m do fuste do elemento de fundação encontra-se embutido em rocha

alterada. Ainda, evidencia-se que não foi constatada a plastificação no resultado obtido pela modelagem numérica.

Figura 32 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese B e ET.01).



Fonte: Autora (2022).

### 4.3 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – ET.02

#### 4.3.1 Hipótese A

##### 4.3.1.1 Métodos semi-empíricos

Como as sondagens utilizadas para a previsão da capacidade de carga das duas estacas analisadas (ET.01 e ET.02) foram as mesmas e ambas possuem o mesmo diâmetro, apenas os comprimentos dos elementos de fundação influenciaram nos resultados. Com base na Tabela 15, verifica-se que a diferença entre os comprimentos é de 0,63 m, portanto, apenas a resistência devido ao atrito lateral desenvolvida na região em rocha apresenta valores diferentes dos obtidos para a ET.01. Nota-se, por meio dos resultados constantes na Tabela 24, que o método de Poulos e Davis (1980) resultou em um valor 42,10% maior que o de Cabral e Antunes (2000).

As demais análises com relação ao atrito lateral do trecho em solo e a resistência de ponta podem ser consultadas no item 4.2.1.

Tabela 24 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese A e ET.02).

<b>Método</b>	<b>Resistência lateral (kN)</b>	<b>Resistência lateral admissível (kN)</b>	<b>Resistência de ponta (kN)</b>	<b>Resistência de ponta admissível (kN)</b>
AV (CPT 01)	4.572,90	2.286,45	--	--
AV (CPT 02)	3.231,76	1.615,88	--	--
AV	1.107,65	553,82	--	--
DQ	1.709,03	1.314,64	--	--
TEIXEIRA	1.507,96	1.005,31	--	--
UFRGS	955,00	477,50	--	--
PD	424,12	141,37	1.997,32	665,77
CA	298,46	99,49	3.166,73	1.055,58

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

Na Tabela 25 constam as capacidades de carga totais, dadas pela soma da parcela do atrito lateral no trecho em solo e as parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta do trecho embutido em rocha.

Tabela 25 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese A e ET.02).

<b>Combinações dos métodos para solo e rocha</b>	<b>Carga de ruptura <math>R_{RUP}</math> (kN)</b>	<b>Carga admissível <math>R_{ADM}</math> (kN)</b>
AV (CPT 01) + PD	6.994,34	3.093,60
AV (CPT 02) + PD	5.653,19	2.423,02
AV + PD	3.529,08	1.360,97
DQ + PD	4.130,46	2.121,78
TEIXEIRA + PD	3.929,40	1.812,45
UFRGS + PD	3.376,43	1.284,64
AV (CPT 01) + CA	8.038,08	3.441,51
AV (CPT 02) + CA	6.696,94	2.770,94
AV + CA	4.572,83	1.708,88
DQ + CA	5.174,21	2.469,70
TEIXEIRA + CA	4.973,15	2.160,37
UFRGS + CA	4.420,18	1.632,56

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

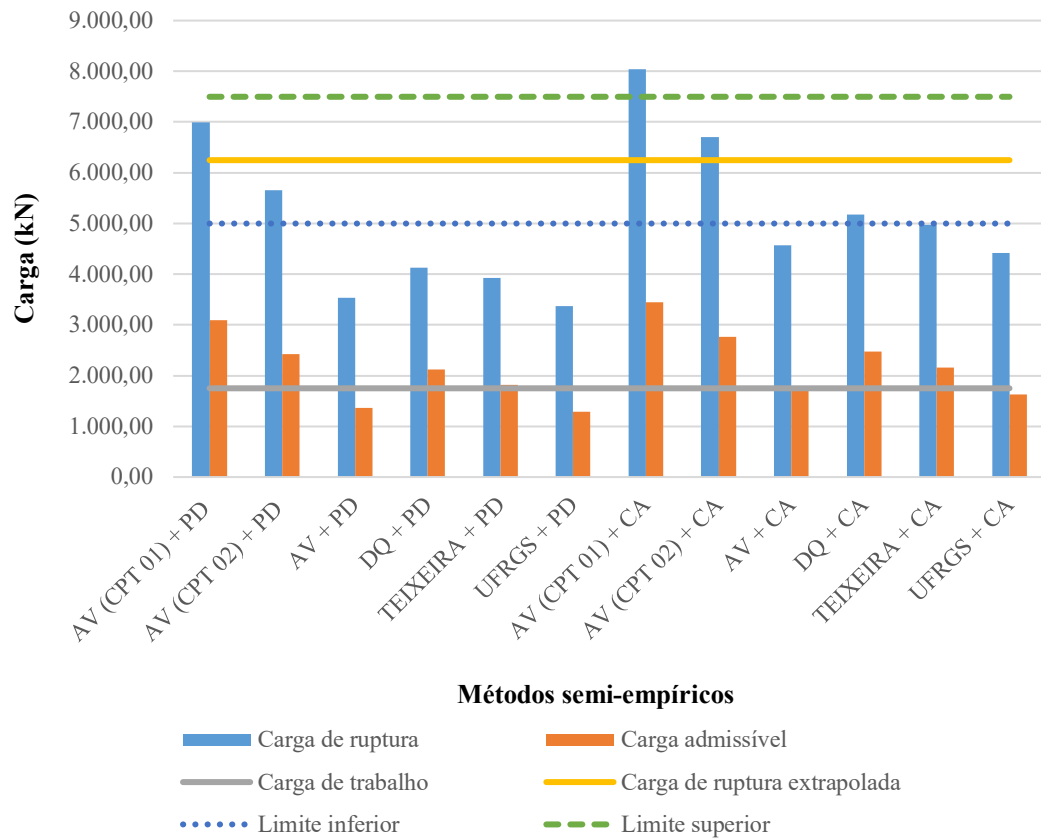
De modo a facilitar a compreensão dos resultados, evidencia-se na Figura 33 a capacidade de carga calculada para cada método em relação à carga de trabalho e à carga de ruptura obtida pela extrapolação da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga, assim



como a margem de erro de 20% sugerida por Fellenius (1980). Observa-se que o método de “Teixeira + PD” apresentou valor de carga admissível mais próximo da carga de trabalho, correspondente a cerca de 104%. Os métodos de “AV + PD” e “UFRGS + PD” mostraram-se os mais conservadores com valores de cargas admissíveis equivalentes a aproximadamente 76% da carga de trabalho. Já para os métodos de “AV (CPT 01) + PD” e “AV (CPT 01) + CA” constatou-se os maiores valores de cargas admissíveis, excedendo em torno de 187% da carga de trabalho.

Contrapondo as cargas de ruptura dos métodos semi-empíricos com a carga de ruptura extrapolada, nota-se que os métodos de “DQ + CA” e “Teixeira + CA” apresentaram valores próximos ao limite inferior, correspondendo a cerca de 81% da carga de ruptura dada pela extrapolação. Os métodos de “AV (CPT 02) + PD” e “AV (CPT 02) + CA” mostraram-se mais próximo da carga de ruptura extrapolada, com valor em torno de 99%. O método de “AV (CPT 01) + PD” ultrapassou o valor da carga de ruptura extrapolada, com valor de aproximadamente 112%, porém, dentro do limite de +20%. Já o método “AV (CPT 01) + CA” excedeu o limite superior, com valor correspondente a cerca de 129% da carga de ruptura extrapolada. O método de “AV + PD” e “UFRGS + PD” resultaram em uma carga de ruptura equivalente a apenas 55% da carga de ruptura extrapolada, sendo os mais conservadores dentre os métodos analisados.

Figura 33 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese A e ET.02).



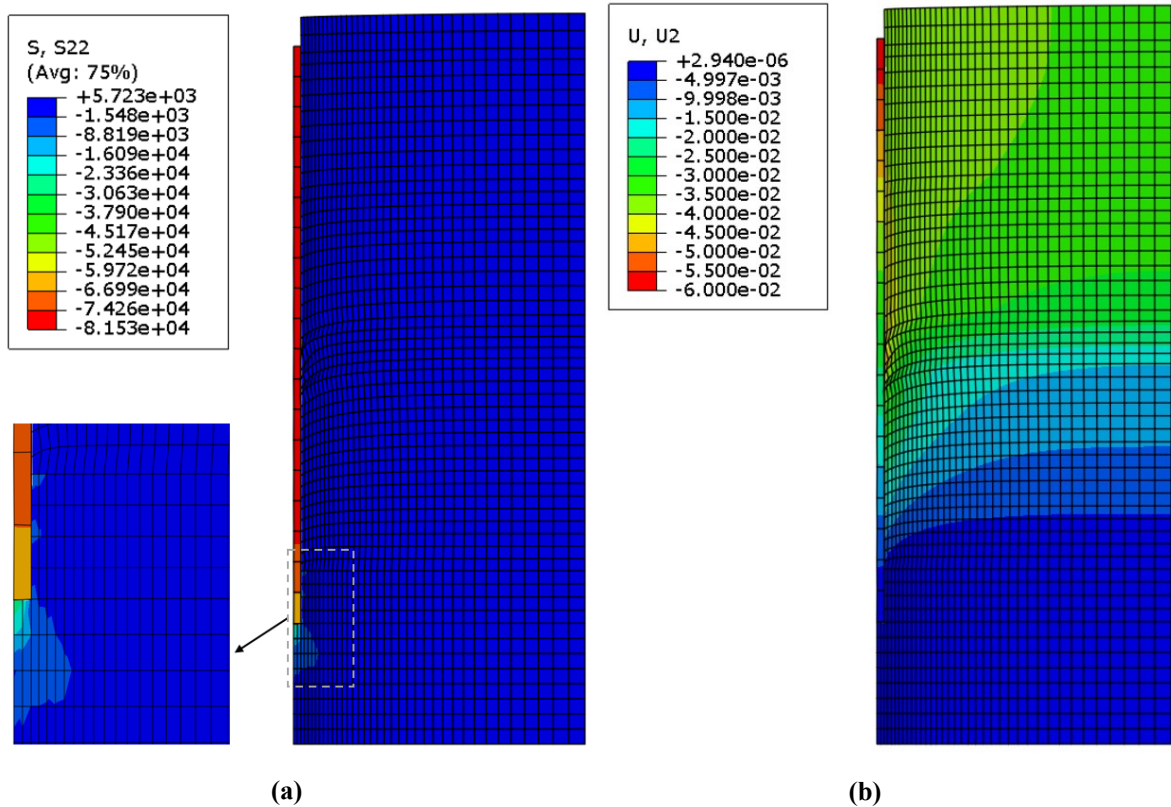
Fonte: Autora (2022).

#### 4.3.1.2 Modelagem numérica

A Figura 34(a) ilustra as regiões do sistema estaca-solo que sofrem maiores solicitações em termos de distribuições de tensões verticais. Observa-se que a concentração máxima ocorre em quase todo comprimento da estaca, atingindo valores em torno de 81,53 MPa. Quanto as tensões no solo, nota-se a concentração apenas na região logo abaixo da ponta do elemento de fundação, com valor máximo de 23,36 MPa.

Pode-se constatar através da Figura 34(b) que os deslocamentos verticais tendem a reduzir com a profundidade. Os maiores deslocamentos ocorrem na parte superior da estaca, com um valor correspondente de 60,0 mm no sentido de aplicação da carga (deslocamento limite).

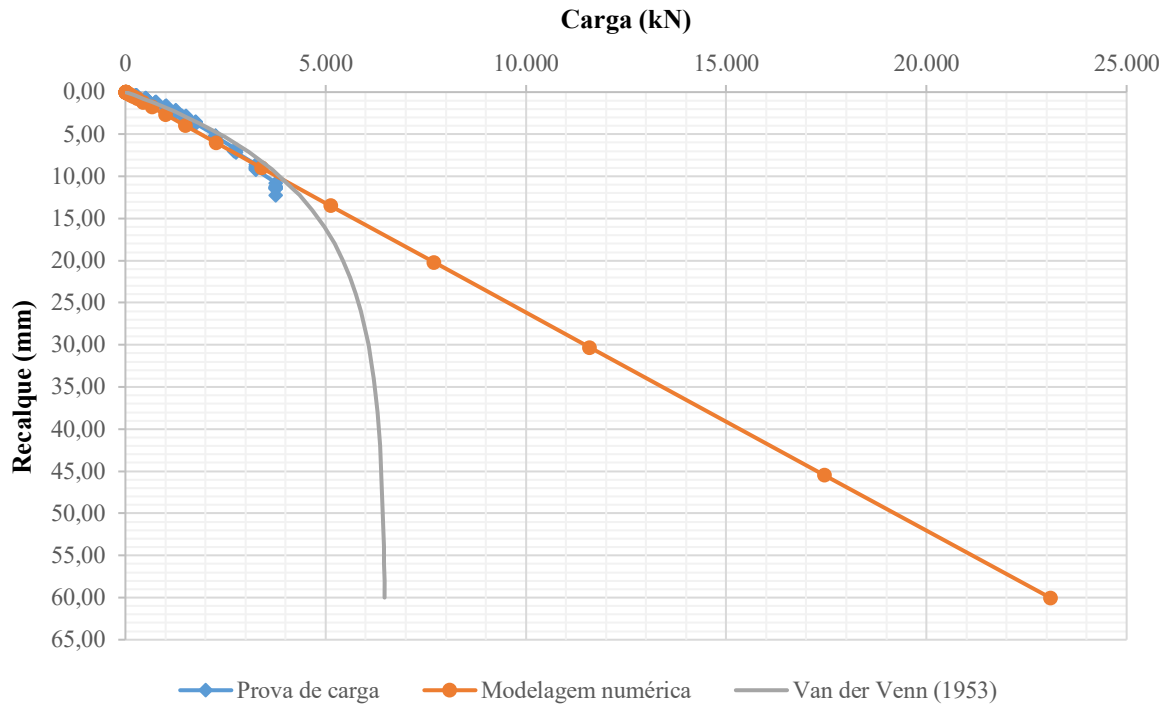
Figura 34 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese A e ET.02).



Fonte: Autora (2022).

Assim como nos demais casos analisados na presente pesquisa, a curva carga-recalque obtida com base na simulação numérica apresenta um comportamento inicial análogo ao da curva dada pelo ensaio de prova de carga estática e pela extrapolação utilizando o método proposto por Van der Venn (1953), avançando até uma carga máxima de 23.086,35 kN relativa a um deslocamento de 60,00 mm (Figura 35). A capacidade de carga correspondente a um recalque de 13,47 mm, o mais próximo do deslocamento máximo medido experimentalmente, resultou em um valor equivalente a 5.114,84 kN (36,40% maior que a carga ensaiada de 3.750 kN). Ressalta-se que para a presente hipótese não foi observada plastificação no resultado numérico.

Figura 35 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese A e ET.02).



Fonte: Autora (2022).

#### 4.3.2 Hipótese B

##### 4.3.2.1 Métodos semi-empíricos

Como explicitado anteriormente, as estacas estudadas possuem distinção apenas quanto ao comprimento do trecho embutido em rocha, portanto, a resistência devido ao atrito lateral do trecho em solo e a resistência de ponta apresentam os mesmos valores que os obtidos para a ET.01, podendo as análises serem verificadas no item 4.3.1. Constata-se, através dos resultados evidenciados na Tabela 26, que o método de Poulos e Davis (1980) resultou em um valor 42,10% maior que o de Cabral e Antunes (2000).

Tabela 26 – Resistências devido ao atrito lateral e à ponta (Hipótese B e ET.02).

<b>Método</b>	<b>Resistência lateral (kN)</b>	<b>Resistência lateral admissível (kN)</b>	<b>Resistência de ponta (kN)</b>	<b>Resistência de ponta admissível (kN)</b>
AV (CPT 01)	1.417,96	708,98	--	--
AV (CPT 02)	573,97	286,98	--	--
AV	543,15	271,57	--	--
DQ	917,35	705,65	--	--
TEIXEIRA	761,52	507,68	--	--
UFRGS	509,14	254,57	--	--
PD	2.332,63	777,54	1.997,32	665,77
CA	1.641,51	547,17	3.166,73	1.055,58

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

Fonte: Autora (2022).

As capacidades de carga totais estão indicadas na Tabela 27, obtidas pela soma da parcela do atrito lateral no trecho em solo e as parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta do trecho embutido em maciço rochoso.

Tabela 27 – Previsão da capacidade de carga (Hipótese B e ET.02).

<b>Combinações dos métodos para solo e rocha</b>	<b>Carga de ruptura <math>R_{RUP}</math> (kN)</b>	<b>Carga admissível <math>R_{ADM}</math> (kN)</b>
AV (CPT 01) + PD	5.747,91	2.152,30
AV (CPT 02) + PD	4.903,92	1.730,30
AV + PD	4.873,10	1.714,89
DQ + PD	5.247,30	2.148,97
TEIXEIRA + PD	5.091,47	1.951,00
UFRGS + PD	4.839,09	1.697,89
AV (CPT 01) + CA	6.226,20	2.311,72
AV (CPT 02) + CA	5.382,21	1.889,73
AV + CA	5.351,39	1.874,32
DQ + CA	5.725,58	2.308,40
TEIXEIRA + CA	5.569,76	2.110,43
UFRGS + CA	5.317,38	1.857,31

AV - Aoki e Velloso (1975); DQ - Décourt e Quaresma (1996); PD - Poulos e Davis (1980) e CA - Cabral e Antunes (2000).

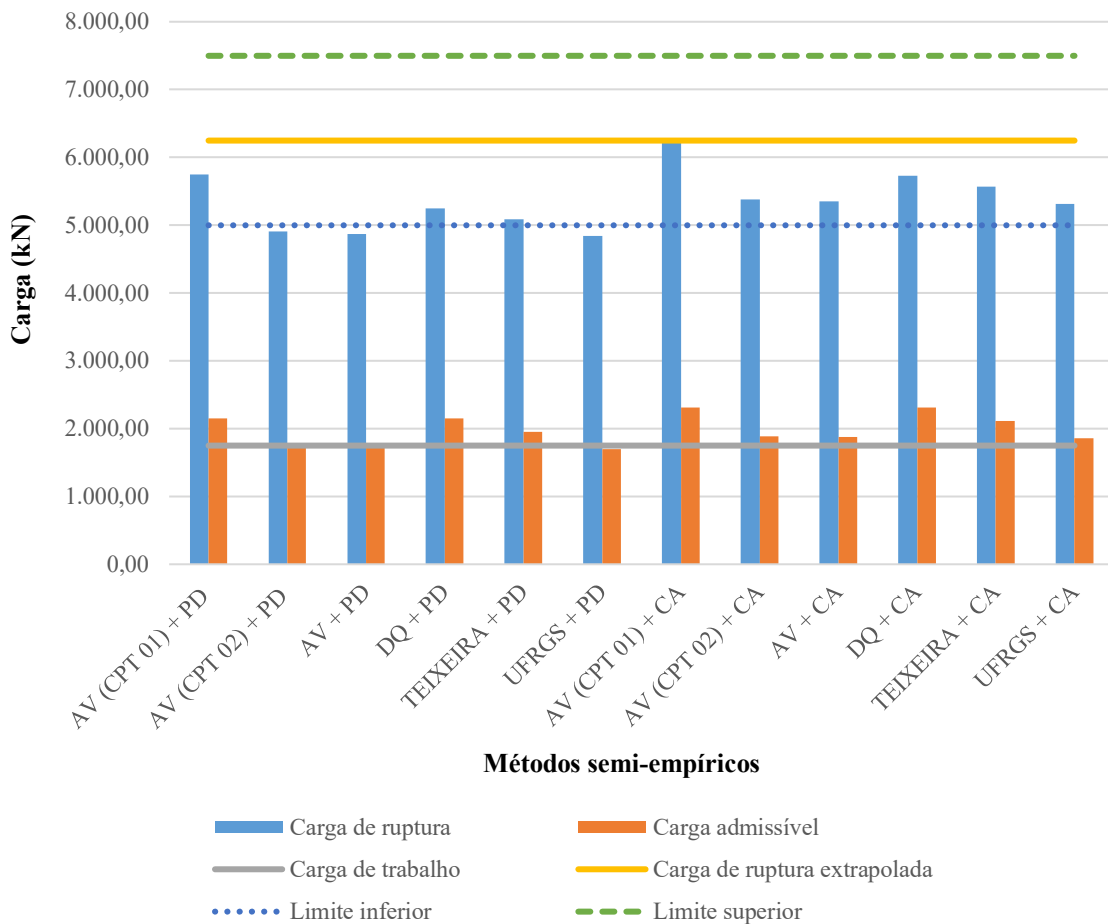
Fonte: Autora (2022).

Assim como para as demais análises, com o intuito de possibilitar o entendimento dos resultados, apresenta-se na Figura 36 a capacidade de carga de cada método em relação à carga de trabalho e à carga de ruptura dada pela extrapolação da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga, além da margem de erro de 20% proposta por Fellenius (1980). Verifica-se que os métodos de “AV (CPT 02) + CA”, “AV + CA” e “UFRGS + CA” apresentaram valores de carga admissível mais próximo da carga de trabalho, correspondente a cerca de 107%. Os

métodos de “AV (CPT 02) + PD”, “AV + PD” e “UFRGS + PD” mostraram-se os mais conservadores, com valores de cargas admissíveis iguais a aproximadamente 98% da carga de trabalho. Já para os métodos de “AV (CPT 01) + CA” e “DQ + CA” têm-se os maiores valores de cargas admissíveis, excedendo cerca de 132% da carga de trabalho.

Constata-se que somente os métodos de “AV (CPT 01) + PD” e “AV (CPT 01) + CA” apresentaram valores de cargas de ruptura próximos da carga de ruptura extrapolada, equivalente a cerca de 96%. Os demais métodos mostraram-se mais próximos ao limite inferior, sendo “AV (CPT 02) + PD”, “AV + PD” e “UFRGS + PD” os mais conservadores com valores em torno de 78% da carga de ruptura extrapolada.

Figura 36 – Relação entre a carga de ruptura e a admissível calculada pelos métodos semi-empíricos, a carga de trabalho e a carga de ruptura obtida pela prova de carga estática (Hipótese B e ET.02).



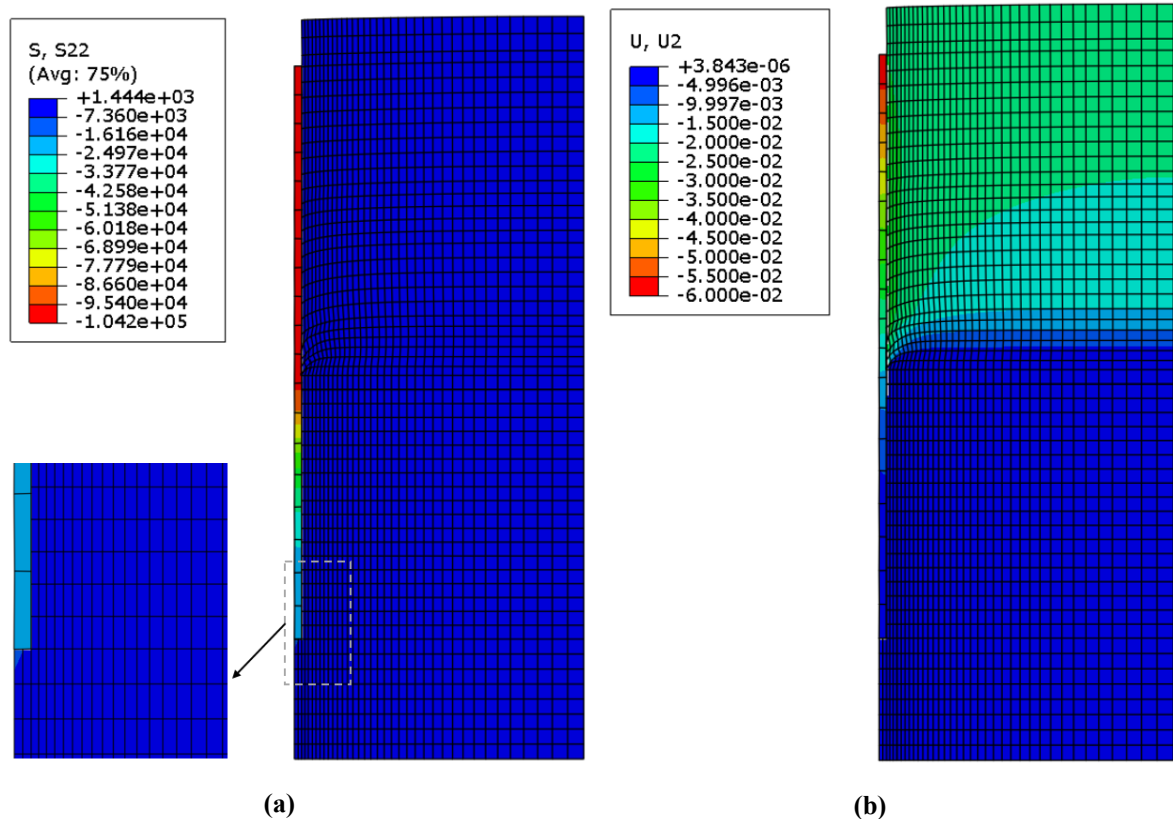
Fonte: Autora (2022).

#### 4.3.2.2 Modelagem numérica

Os resultados referentes as distribuições de tensões verticais no sistema estaca-solo estão indicados na Figura 37(a). Verifica-se que no trecho inferior do elemento de fundação as tensões são relativamente menores se comparadas a concentração máxima observada na porção superior. Como já explicitado anteriormente, esse comportamento sugere que a partir de uma certa profundidade a resistência do sistema não é influenciada pelo comprimento da estaca. Com relação às tensões no solo, constata-se um valor uniforme em torno de 1,44 MPa.

Com base na Figura 37(b) verifica-se que os deslocamentos verticais ocorrem de maneira mais significativa no elemento de fundação e possuem a tendência de reduzir com a profundidade. Assim como para os demais casos, o deslocamento máximo é igual a 60,0 mm no mesmo sentido da aplicação do carregamento.

Figura 37 – Sistema estaca-solo: (a) distribuição de tensões em kPa; (b) deslocamento em metros (Hipótese B e ET.02).

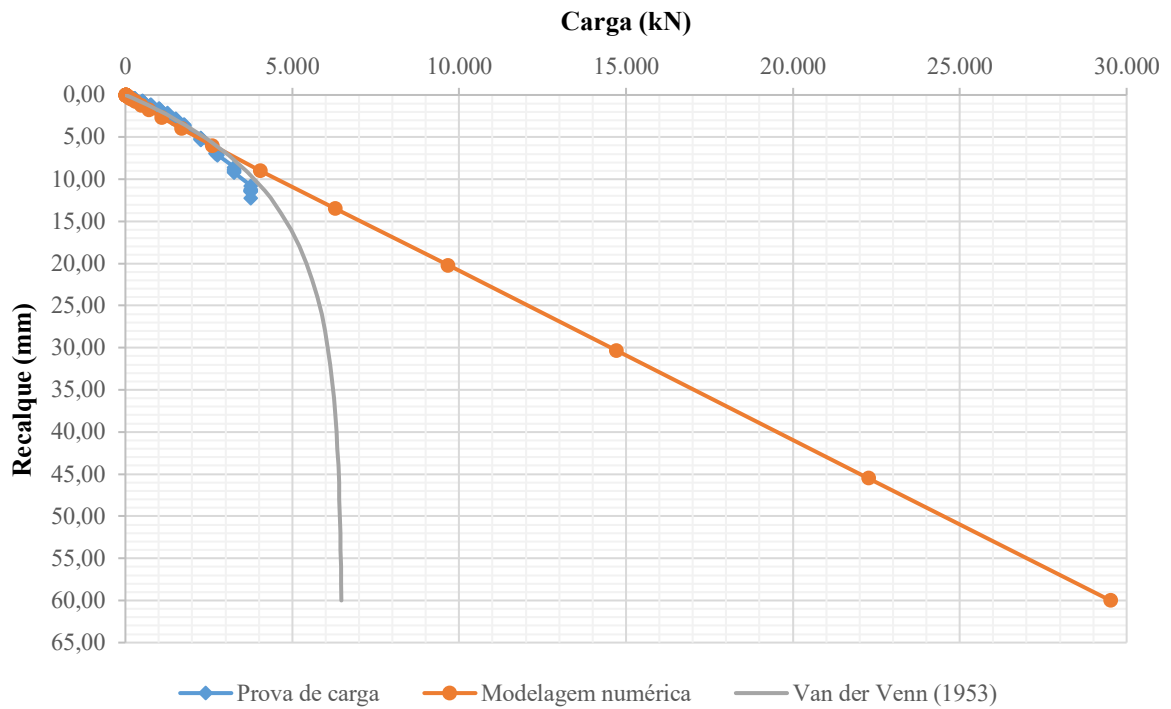


Fonte: Autora (2022).

Através da Figura 38, nota-se para a curva obtida com base na simulação numérica um comportamento inicial equivalente aos das demais curvas carga-recalque apresentadas e que a mesma prossegue até uma carga máxima de 29.514,65 kN. Obteve-se para um recalque de 13,47

mm uma capacidade de carga igual a 6.283,39 kN (67,56% maior que a carga ensaiada de 3.750 kN). Assim como para os demais casos, não se identificou plastificação no resultado obtido pela simulação numérica.

Figura 38 – Curvas carga-recalque obtida pela prova de carga estática, pela modelagem numérica e pela extrapolação por Van der Venn (1953) (Hipótese B e ET.02).



Fonte: Autora (2022).



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso objetivou analisar a capacidade de carga axial de elementos de fundação do tipo hélice contínua embutida em rocha. Foram empregues os métodos semi-empíricos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996), UFRGS (2005), Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000). Ainda, foram realizadas simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos com o intuito de modelar os processos de interação solo-estaca e caracterizar as tensões e as deformações mobilizadas. A análise comparativa dos resultados ocorreu a partir dos ensaios de prova de carga estática à compressão.

Constatou-se diferenças significativas entre os resultados obtidos através dos métodos semi-empíricos, o que era esperado devido ao fato de serem desenvolvidos para certos tipos de elemento de fundação e para regiões específicas. Para ambas as hipóteses estudadas, notou-se que os métodos que mais se aproximaram da carga de ruptura dada pela NBR 6122 (ABNT, 2019) foram os fundamentados nos resultados dos ensaios CPT. Essa maior precisão pode estar associada ao fato das medidas de resistência dos ensaios de cone serem contínuas ao longo da profundidade. Ainda nesse cenário, conclui-se que os métodos de “AV + PD” e “UFRGS + PD” mostraram-se mais conservadores.

Outro aspecto que se deve observar é que as capacidades de carga calculadas considerando a hipótese A resultaram em valores superiores aos obtidos para a hipótese B, apesar da segunda possuir uma maior camada composta por rocha granítica extremamente fraturada. Isso ocorreu devido à utilização de coeficientes que consideram a condição mais desfavorável do maciço rochoso, ou seja, adotou-se os valores mínimos dentro das faixas propostas pelos autores.

Os resultados provenientes das simulações numéricas permitiram a análise das tensões e deformações verticais, sendo possível um melhor entendimento quanto ao comportamento mecânico do sistema estaca-solo. Para todos os casos modelados, verificou-se que a maior concentração de tensões e os deslocamentos verticais mais significativos ocorreram no elemento de fundação, sendo o comportamento esperado, tendo em vista que é onde se realiza a aplicação do carregamento.

Como não houve caracterização de ruptura nítida na curva carga-recalque da modelagem numérica, foi utilizado como valor de referência o deslocamento máximo obtido através do ensaio de prova de carga. Dessa forma, a capacidade de carga dada pela modelagem numérica para um recalque de 20,20 mm, medido experimentalmente para ET.01, foi 40,69%

superior à medida experimental no cenário referente à hipótese A e 78,06% superior quando considerada a hipótese B. Com relação a ET.02, para um recalque de 13,47 mm, têm-se valores maiores que a carga máxima experimental em 36,40% para hipótese A e em 67,56% para hipótese B.

Por fim, constatou-se que uma das principais fragilidades da aplicação do modelo numérico está relacionada com a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, uma vez que foram determinados de maneira indireta a partir de consultas a bibliografias da área, o que implica em uma caracterização do problema apenas de maneira aproximada. Sendo assim, há a necessidade de uma boa caracterização geológica e geotécnica do terreno para que os resultados obtidos através da modelagem possam ser considerados mais fidedignos e confiáveis.

## 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Seguindo a linha de pesquisa desse trabalho, sugerem-se as seguintes proposições para complementação dos resultados obtidos e discutidos:

- Realização de ensaios de laboratório utilizando os testemunhos extraídos durante a execução da sondagem mista, com o intuito de determinar os parâmetros dos solos e da rocha, podendo assim, se obter resultados mais confiáveis;
- Realização de simulações numéricas empregando outros modelos constitutivos.
- Análises individuais da resistência de ponta e do atrito lateral, objetivando determinar a influência de cada parcela no valor da capacidade de carga total;
- Análises dos deslocamentos associados à estrutura, englobando os diversos métodos de previsão de recalque para fundações profundas.

## REFERÊNCIAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208: Estacas - Ensaio de Carregamento Dinâmico**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle, Recebimento e Aceitação – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11768: Aditivos Químicos Para Concreto de Cimento Portland**. Rio de Janeiro, 2019.

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 - Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O Edifício Até Sua Cobertura: Prática da Construção Civil**. 2ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BOWLES, Joseph E. **Foundation Analysis and Design**. 5ª ed. McGraw-Hill Companies, 1996.

CABRAL, David Antunes; ANTUNES, William Roberto. **Sugestão para a Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2000.

CARTER, John P.; KULHAWY, Fred H. **Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed Into Rock**. Electric Power Research Institute, Califórnia, 1988.

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

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

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

CODUTO, Donald P.; KITCH, William A.; YEUNG, Man-chu Ronald. **Foundation Design: Principles and Practices**. 3ª ed. Pearson Education, 2016.

DANZIGER, Bernadete Ragoni; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações em Estacas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2021.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7ª ed. norte-americana. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DIENSTMANN, Gracieli. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande - RS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

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.

FELLENIUS, Bengt H. **The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests**. Ground Engineering, London, 1980.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais**. Volume 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOODMAN, Richard E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2ª ed. John Wiley & Sons, New York, 1989.

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.

LINS, Paulo Gustavo C.; BORTOLUCCI, Antonio Airton; CELESTINO, Tarcísio B. **Mecânica das Rochas**. Notas de Aula. Salvador e São Carlos, 2006.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua Via Provas de Carga**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de Brasília. Brasília, 2005.

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

NETO, José Albuquerque de Almeida. **Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

NEVES, Luis Fernando de Seixas. **Metodologia para a Determinação da Eficiência do Ensaio SPT Através de Prova de Carga Estática Sobre o Amostrador Padrão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

OLIVEIRA, Henrique Magnani de. **Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006.

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

RELATÓRIO TÉCNICO. 2021.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZ, Luana Rutz. **Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo Friccional**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

SCHULZE, Tami. **Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Instrumentada de Pequeno Diâmetro Por Meio de Métodos Semi-Empíricos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2013.

SOSA, Stivens A. Sanabria. **Simulação Numérica do Comportamento ao Arrancamento de Estacas Tubulares Vazadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes, 2015.

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

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VENDRUSCOLO, Márcio Antônio. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Melhorado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

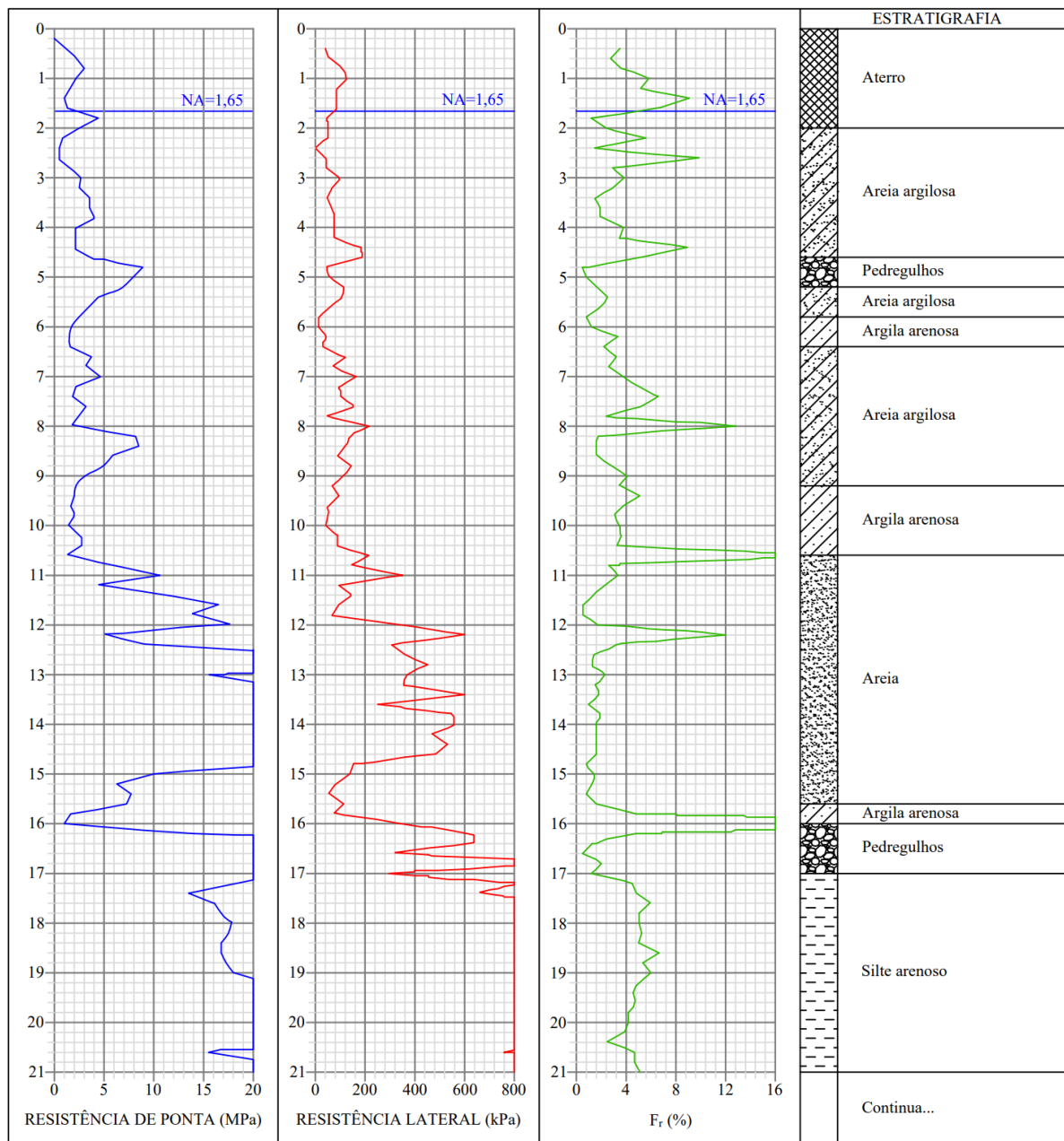
WAGNER, Alexia Cindy. **Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2020.

ZHANG, Lianyang. **Estimating the Strength of Jointed Rock Masses**. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2010.

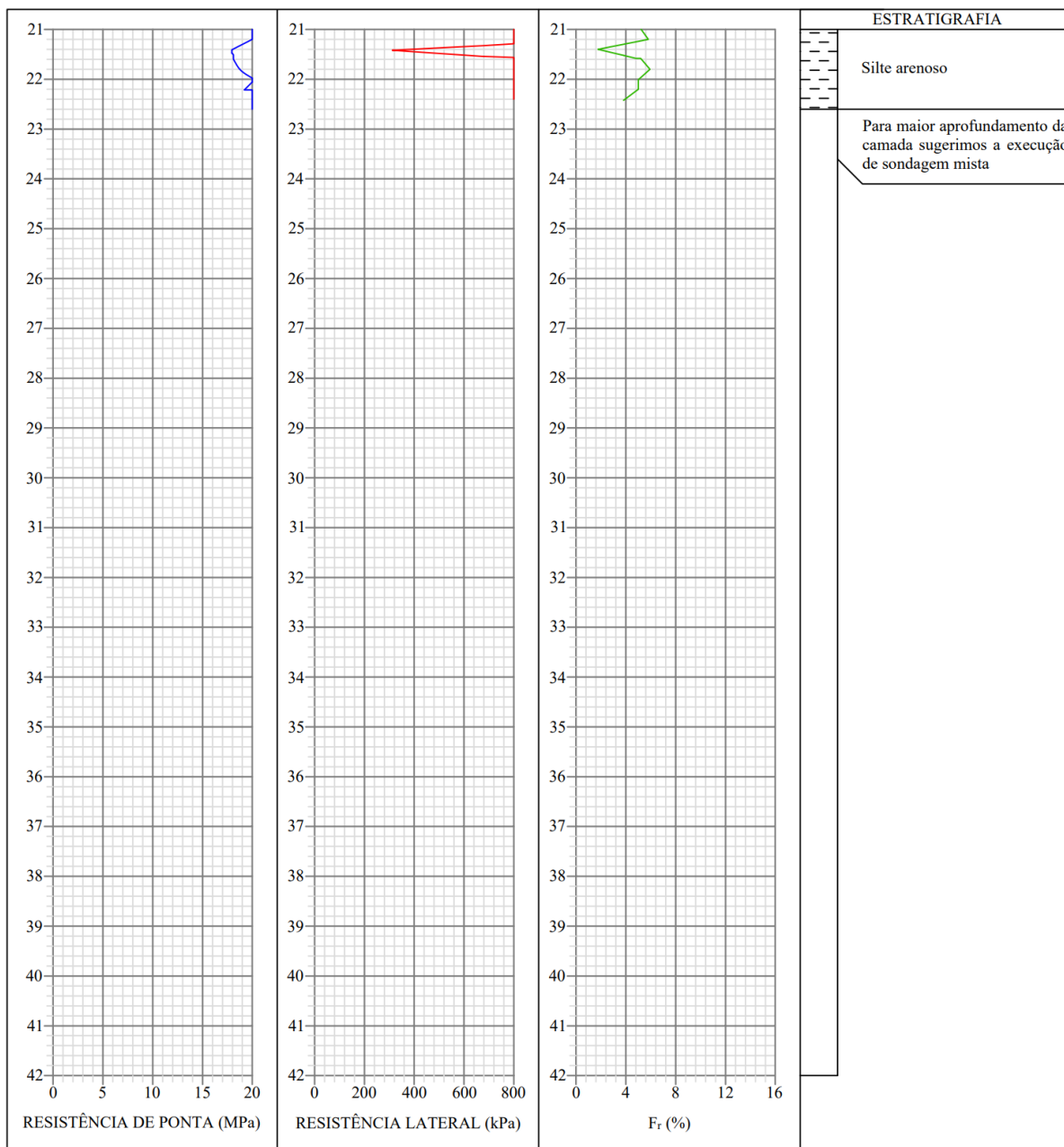
ZIENKIEWICZ, Olgierd C.; TAYLOR, Robert L.; ZHU, J. Z. **The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals**. 7<sup>a</sup> ed. Butterworth-Heinemann, 2013.

## ANEXO A – SONDAGENS

LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina			FURO <b>1</b>
DATA 26/10/2020	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,65	FOLHA 01/02

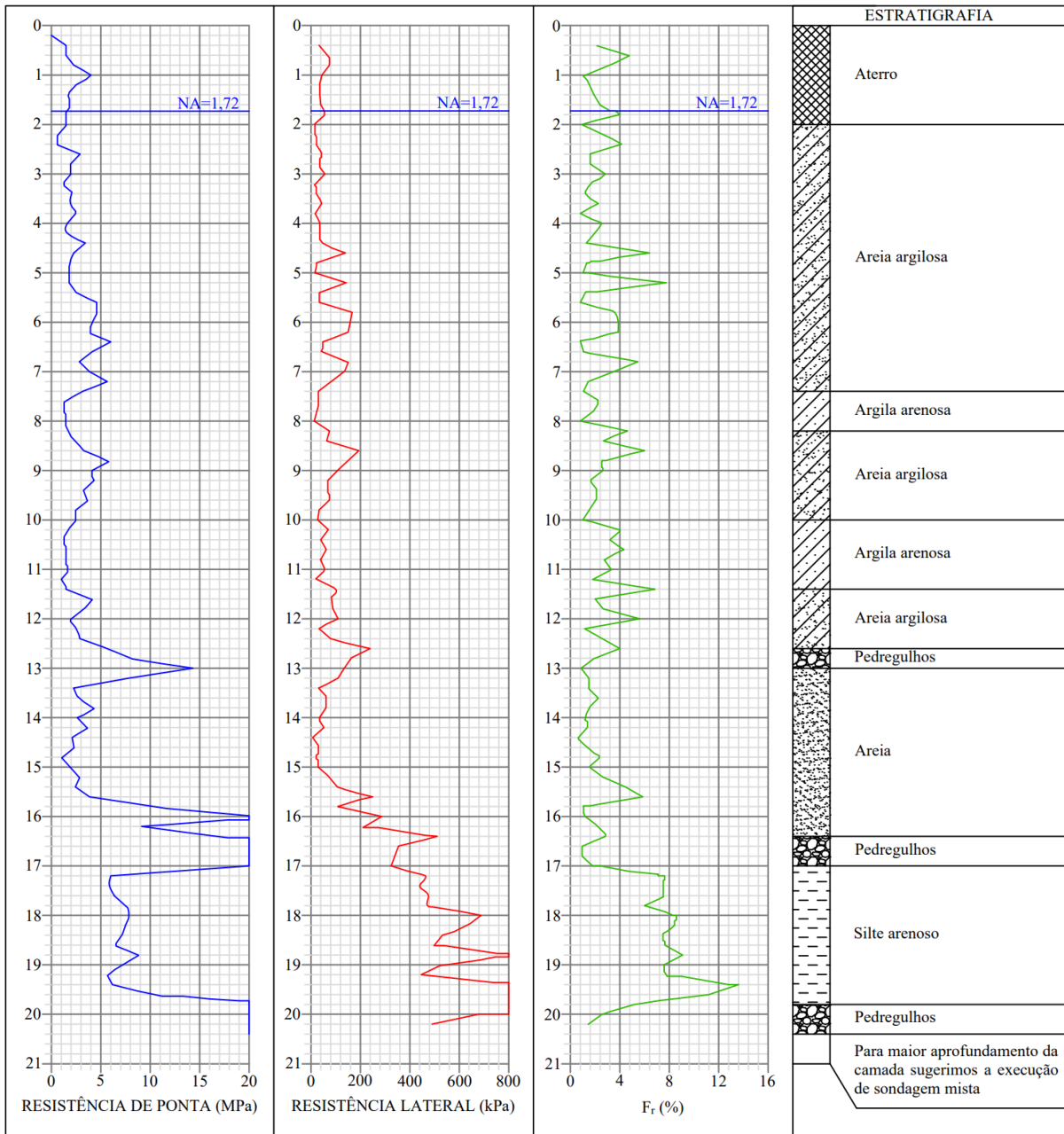


LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina				FURO <b>1</b>
DATA 26/10/2020	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,65	FOLHA 02/02	

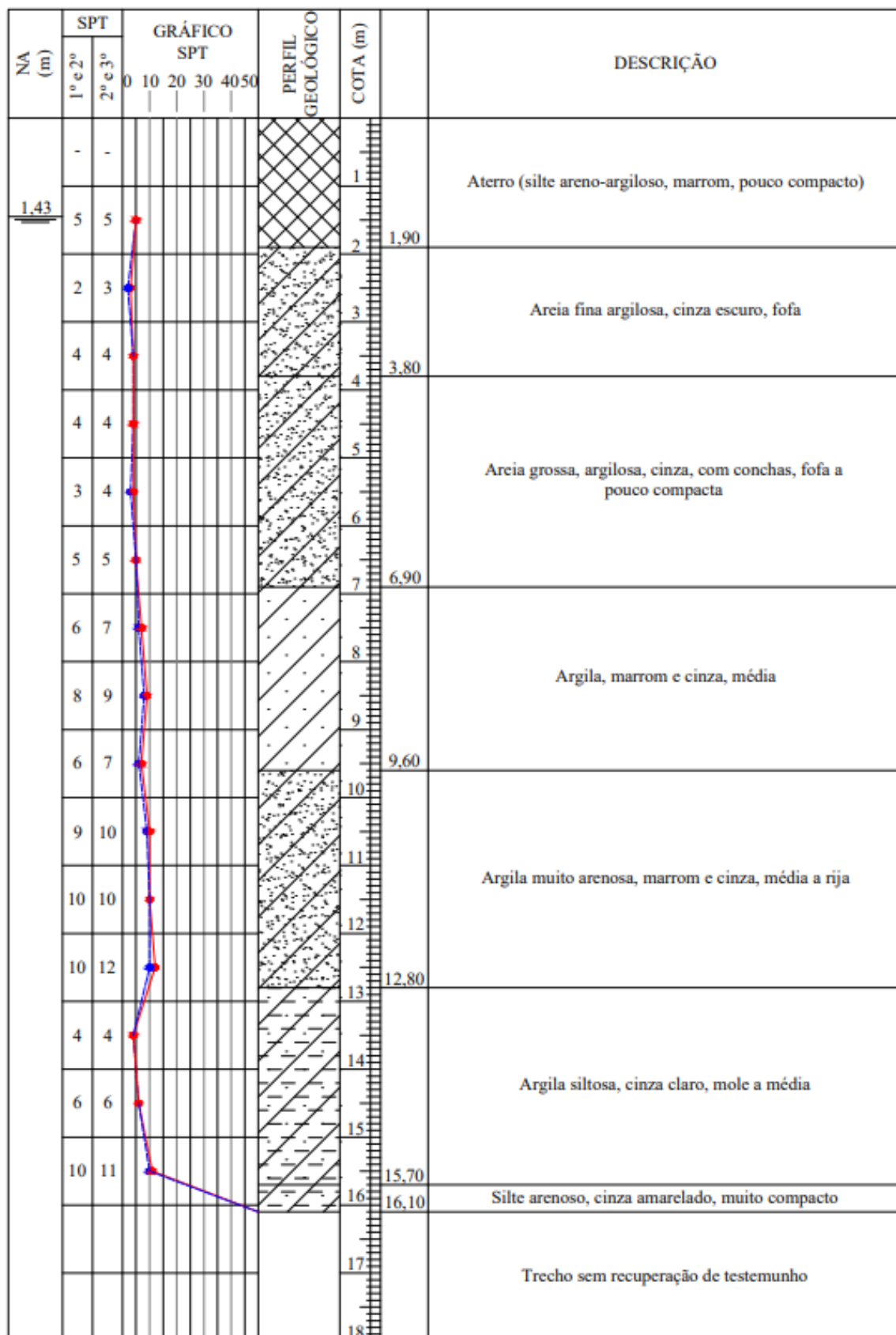




LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina			FURO <b>2</b>	
DATA 26/10/2020	PRÉ-FURO 0,20	NÍVEL D'ÁGUA 1,72	FOLHA 01/01	



LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina			FURO <b>SM 02</b>
DATA 02/11/2020	NÍVEL D'ÁGUA 1,43	FOLHA 01/03	



LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina			FURO <b>SM 02</b>
DATA 02/11/2020	NÍVEL D'ÁGUA 1,43	FOLHA 02/03	

NA (m)	SPT		GRÁFICO SPT 0 10 20 30 40 50	PERFIL GEOLOGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO
	1º e 2º	3º				
					18,90	Trecho sem recuperação de testemunho
					21,90	Trecho sem recuperação de testemunho
					24,90	Trecho sem recuperação de testemunho
				+	26,00	Granito Itapema (complexo Camboriú), granulometria fina a média, homogêneo, equigranular, holocristalino, composto plagioclásios predominantes, pouca biotita e quartzo, branco amarelado levemente mosqueado. <b>24,90m a 27,25m</b> - solo de alteração. <b>27,25m a 27,90m</b> - rocha sã (A1), muito fraturada (F3), coerente (C2). RQD da manobra: regular (51%).
				+	27,90	
				+	29,00	Granito Itapema (complexo Camboriú), granulometria fina a média, homogêneo, equigranular, holocristalino, composto plagioclásios predominantes, pouca biotita e quartzo, branco amarelado levemente mosqueado. Fraturas verticalizadas e inclinadas com planos de fraturas e bordas alteradas. Rocha pouco alterada (A2), extremamente fraturada (F4), coerente (C2). RQD da manobra: regular (51%).
				+	30,90	
				+	32,00	Granito Itapema (complexo Camboriú), granulometria fina a média, homogêneo, equigranular, holocristalino, composto plagioclásios predominantes, pouca biotita e quartzo, branco amarelado levemente mosqueado. <b>30,90m a 33,16m</b> - rocha sã (A1), extremamente fraturada (F4) com fraturas verticais e inclinadas com bordas de alteração, coerente (C2). <b>33,16m a 33,90m</b> - rocha sã (A1), pouco fraturada (F1), muito coerente (C1). RQD da manobra: fraco (36%).
				+	33,90	
				+	35,00	Granito Itapema (complexo Camboriú), granulometria fina a média, homogêneo, equigranular, holocristalino, composto plagioclásios predominantes, pouca biotita e quartzo, branco amarelado levemente mosqueado. Rocha sã (A1), extremamente fraturada (F4) com fraturas verticais e inclinadas com bordas de alteração, coerente (C2). RQD da manobra: fraco (30%).
				+	36,00	

LOCAL Canto da Praia, Itapema - Santa Catarina			FURO <b>SM 02</b>
DATA 02/11/2020	NÍVEL D'ÁGUA 1,43	FOLHA 03/03	

NA (m)	SPT		GRÁFICO SPT					PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	DESCRIÇÃO	
	1º e 2º	2º e 3º	0	10	20	30	40				50
									37	36,90	Granito Itapema (complexo Camboriú), granulometria fina a média, homogêneo, equigranular, holocristalino, composto plagioclásios predominantes, pouca biotita e quartzo, branco amarelado levemente mosqueado. Rocha sã (A1), extremamente fraturada (F4) com fraturas verticais e inclinadas com bordas de alteração, coerente (C2). RQD da manobra: fraco (30%).
									38		FURO TERMINADO EM 36,90m
									39		
									40		
									41		
									42		
									43		
									44		
									45		
									46		
									47		
									48		
									49		
									50		
									51		
									52		
									53		
									54		

## ANEXO B – RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS				Ensaio:		PCE.01			
				Data de início:		16/07/2021			
Setor: Embasamento			Estaca: ET.01				Diâmetro: 60		
Tipo de estaca: Hélice contínua			Tipo de carregamento: Lento				Página 1/3		
Estágio	Horário (hh:mm)	Período (min)	Carga (kN)	Desl. 01 (mm)	Desl. 02 (mm)	Desl. 03 (mm)	Desl. 04 (mm)	Desl. médio (mm)	Desl. estágio (mm)
00	13:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
01	13:28	0	254	0,23	0,29	0,24	0,30	0,27	0,27
	13:33	5	255	0,25	0,32	0,26	0,32	0,29	0,29
	13:38	10	252	0,25	0,32	0,26	0,32	0,29	0,29
	13:43	15	249	0,25	0,32	0,26	0,32	0,29	0,29
	13:58	30	247	0,25	0,31	0,26	0,32	0,29	0,29
02	14:02	0	502	0,55	0,61	0,61	0,64	0,60	0,32
	14:07	5	501	0,58	0,56	0,62	0,67	0,61	0,32
	14:12	10	499	0,60	0,67	0,64	0,69	0,65	0,37
	14:17	15	496	0,61	0,69	0,64	0,70	0,66	0,38
	14:32	30	501	0,63	0,71	0,67	0,72	0,68	0,40
03	14:34	0	752	0,99	1,07	1,03	1,09	1,05	0,36
	14:39	5	742	1,05	1,14	1,09	1,15	1,11	0,43
	14:44	10	749	1,07	1,17	1,12	1,18	1,14	0,45
	14:49	15	752	1,09	1,18	1,14	1,19	1,15	0,47
	15:04	30	748	1,10	1,19	1,16	1,20	1,16	0,48
04	15:06	0	1002	1,48	1,57	1,51	1,63	1,55	0,39
	15:11	5	999	1,56	1,68	1,60	1,72	1,64	0,48
	15:16	10	1004	1,59	1,69	1,62	1,75	1,66	0,50
	15:21	15	997	1,60	1,71	1,64	1,76	1,68	0,52
	15:36	30	1001	1,63	1,74	1,67	1,79	1,71	0,55
05	15:39	0	1251	2,03	2,15	2,09	2,24	2,13	0,42
	15:44	5	1244	2,14	2,28	2,19	2,35	2,24	0,53
	15:49	10	1247	2,17	2,33	2,23	2,39	2,28	0,57
	15:54	15	1252	2,20	2,36	2,25	2,42	2,31	0,60
	16:09	30	1249	2,24	2,39	2,29	2,46	2,35	0,64
06	16:12	0	1500	2,68	2,85	2,74	2,94	2,80	0,46
	16:17	5	1497	2,79	2,97	2,85	3,06	2,92	0,57
	16:22	10	1493	2,84	3,03	2,90	3,11	2,97	0,63
	16:27	15	1495	2,88	3,07	2,94	3,16	3,01	0,67
	16:42	30	1503	2,93	3,11	2,98	3,22	3,06	0,72
07	16:46	0	1748	3,40	3,57	3,44	3,74	3,54	0,48
	16:51	5	1747	3,52	3,74	3,59	3,86	3,68	0,62
	16:56	10	1750	3,57	3,78	3,64	3,91	3,73	0,67
	17:01	15	1746	3,61	3,82	3,69	3,95	3,77	0,71
	17:16	30	1755	3,70	3,89	3,74	4,03	3,84	0,78

<b>PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS</b>				Ensaio:		PCE.01			
				Data de início:		16/07/2021			
Setor: Embasamento			Estaca: ET.01				Diâmetro: 60		
Tipo de estaca: Hélice contínua			Tipo de carregamento: Lento				Página 2/3		
<b>Estágio</b>	<b>Horário (hh:mm)</b>	<b>Período (min)</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Desl. 01 (mm)</b>	<b>Desl. 02 (mm)</b>	<b>Desl. 03 (mm)</b>	<b>Desl. 04 (mm)</b>	<b>Desl. médio (mm)</b>	<b>Desl. estágio (mm)</b>
08	17:20	0	2000	4,22	4,44	4,30	4,58	4,39	0,55
	17:25	5	1972	4,30	4,57	4,43	4,67	4,49	0,65
	17:30	10	2001	4,42	4,66	4,51	4,81	4,60	0,76
	17:35	15	1828	4,26	4,69	4,40	4,66	4,50	0,66
	17:50	30	1826	4,26	4,55	4,40	4,66	4,47	0,63
09	18:39	0	2501	5,98	6,27	6,03	6,49	6,19	1,73
	18:44	5	2498	6,12	6,37	6,17	6,62	6,32	1,85
	18:49	10	2501	6,19	6,45	6,24	6,69	6,39	1,93
	18:54	15	2489	6,23	6,49	6,29	6,73	6,44	1,97
	19:09	30	2500	6,30	6,58	6,35	6,81	6,51	2,04
10	19:25	0	2999	7,77	7,40	7,73	8,33	7,81	1,30
	19:30	5	3000	7,89	8,18	7,85	8,45	8,09	1,58
	19:35	10	2997	7,97	8,23	7,94	8,53	8,17	1,66
	19:40	15	2996	8,04	8,25	7,99	8,60	8,22	1,71
	19:55	30	2994	8,13	8,35	8,06	8,68	8,31	1,80
11	20:17	0	3497	9,46	9,74	9,38	10,12	9,68	1,37
	20:22	5	3497	9,70	10,51	9,60	10,37	10,05	1,74
	20:27	10	3500	9,79	10,61	9,70	10,47	10,14	1,84
	20:32	15	3499	9,85	10,67	9,76	10,54	10,21	1,90
	20:47	30	3498	9,99	10,81	9,89	10,68	10,34	2,04
12	20:55	0	4000	11,36	11,67	11,24	12,16	11,61	1,27
	21:00	5	4001	11,61	11,92	11,42	12,45	11,85	1,51
	21:05	10	4002	11,75	12,06	11,60	12,75	12,04	1,70
	21:10	15	3999	11,84	12,15	11,69	12,78	12,12	1,77
	21:25	30	4004	12,00	12,36	11,87	12,84	12,27	1,93
13	21:33	0	4496	13,34	13,75	13,18	14,32	13,65	1,38
	21:38	5	4498	13,63	14,04	13,48	14,63	13,95	1,68
	21:43	10	4502	13,80	14,21	13,62	14,83	14,12	1,85
	21:48	15	4504	13,87	14,30	13,68	14,91	14,19	1,92
	22:03	30	4509	14,01	14,44	13,82	15,08	14,34	2,07
14	22:12	0	4988	15,45	15,92	15,20	16,76	15,83	1,50
	22:17	5	5011	15,68	16,22	15,45	17,02	16,09	1,76
	22:22	10	4995	15,83	16,40	15,61	17,22	16,27	1,93
	22:27	15	4998	15,94	16,51	15,73	17,36	16,39	2,05
	22:42	30	5004	16,08	16,68	15,87	17,53	16,54	2,20

PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS								Ensaio: PCE.01	
								Data de início: 16/07/2021	
Setor: Embasamento				Estaca: ET.01				Diâmetro: 60	
Tipo de estaca: Hélice contínua				Tipo de carregamento: Lento				Página 3/3	
Estágio	Horário (hh:mm)	Período (min)	Carga (kN)	Desl. 01 (mm)	Desl. 02 (mm)	Desl. 03 (mm)	Desl. 04 (mm)	Desl. médio (mm)	Desl. estágio (mm)
15	22:50	0	5396	17,09	17,89	16,91	18,78	17,67	1,13
	22:55	5	5403	17,40	18,22	17,21	19,16	18,00	1,46
	23:00	10	5400	17,53	18,35	17,34	19,37	18,15	1,61
	23:05	15	5401	17,60	18,46	17,42	19,46	18,24	1,70
	23:20	30	5406	17,70	18,61	17,53	19,62	18,37	1,83
16	23:24	0	5411	17,80	18,72	17,63	19,76	18,48	0,11
	11:42	738	5399	19,16	20,21	19,95	21,42	20,19	1,82
17	11:56	0	4321	17,99	18,90	17,79	20,05	18,68	-1,50
	12:01	5	4294	17,94	18,79	17,72	20,00	18,61	-1,57
	12:06	10	4299	17,89	18,80	17,71	19,96	18,59	-1,60
	12:11	15	4296	17,88	18,80	17,70	19,94	18,58	-1,61
18	12:16	0	3240	16,31	16,83	15,97	17,90	16,75	-1,83
	12:21	5	3194	16,18	16,64	15,79	17,75	16,59	-1,99
	12:26	10	3204	16,14	16,56	15,74	17,71	16,54	-2,04
	12:31	15	3211	16,13	16,53	15,69	17,69	16,51	-2,07
19	12:35	0	2162	14,04	14,26	13,61	15,30	14,30	-2,21
	12:40	5	2172	13,90	14,11	13,45	15,12	14,15	-2,37
	12:45	10	2155	13,89	14,07	13,45	15,11	14,13	-2,38
	12:50	15	2138	13,81	13,96	13,34	15,02	14,03	-2,48
20	12:55	0	1077	11,13	11,21	10,74	12,11	11,30	-2,74
	13:00	5	1089	11,00	11,04	10,61	11,91	11,14	-2,89
	13:05	10	1083	10,92	10,95	10,55	11,85	11,07	-2,97
	13:10	15	1074	10,88	10,91	10,49	11,81	11,02	-3,01
21	13:12	0	0	7,74	7,49	7,25	8,41	7,72	-3,30
	13:17	5	0	7,40	7,26	7,03	8,10	7,45	-3,58
	13:22	10	0	7,30	7,06	6,82	7,98	7,29	-3,73
	13:27	15	0	7,23	6,92	6,68	7,90	7,18	-3,84
	13:42	30	0	7,10	6,76	6,50	7,76	7,03	-3,99

PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS							Ensaio:	PCE.02		
							Data de início:	13/07/2021		
Setor: Embasamento				Estaca: ET.02				Diâmetro: 60		
Tipo de estaca: Hélice contínua				Tipo de carregamento: Lento				Página 1/3		
Estágio	Horário (hh:mm)	Período (min)	Carga (kN)	Desl. 01 (mm)	Desl. 02 (mm)	Desl. 03 (mm)	Desl. 04 (mm)	Desl. médio (mm)	Desl. estágio (mm)	
00	10:13	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
01	10:32	0	270	0,40	0,32	0,32	0,39	0,36	0,36	
	10:37	5	260	0,41	0,32	0,32	0,40	0,36	0,36	
	10:42	10	256	0,38	0,33	0,32	0,40	0,36	0,36	
	10:47	15	253	0,40	0,33	0,32	0,40	0,36	0,36	
	11:02	30	246	0,41	0,33	0,32	0,40	0,37	0,37	
02	11:05	0	502	0,75	0,65	0,67	0,74	0,70	0,34	
	11:10	5	499	0,78	0,69	0,71	0,78	0,74	0,38	
	11:15	10	502	0,80	0,72	0,74	0,81	0,77	0,40	
	11:20	15	499	0,80	0,72	0,74	0,81	0,77	0,40	
	11:35	30	497	0,84	0,74	0,76	0,84	0,80	0,43	
03	14:34	0	750	1,19	1,12	1,13	1,21	1,16	0,37	
	14:39	5	747	1,21	1,14	1,15	1,23	1,18	0,39	
	14:44	10	751	1,22	1,15	1,17	1,25	1,20	0,40	
	14:49	15	752	1,23	1,15	1,17	1,26	1,20	0,41	
	15:04	30	749	1,23	1,15	1,17	1,26	1,20	0,41	
04	15:11	0	1006	1,62	1,51	1,56	1,69	1,60	0,39	
	15:16	5	997	1,70	1,63	1,64	1,71	1,67	0,47	
	15:21	10	1001	1,72	1,65	1,66	1,79	1,71	0,50	
	15:26	15	997	1,73	1,66	1,67	1,80	1,72	0,51	
	15:41	30	1002	1,74	1,68	1,68	1,81	1,73	0,53	
05	15:44	0	1252	2,16	2,20	2,08	2,10	2,14	0,41	
	15:49	5	1251	2,26	2,20	2,18	2,37	2,25	0,53	
	15:54	10	1252	2,30	2,23	2,22	2,41	2,29	0,56	
	15:59	15	1255	2,34	2,27	2,25	2,45	2,33	0,60	
	16:14	30	1251	2,35	2,28	2,26	2,46	2,34	0,61	
06	16:16	0	1506	2,80	2,73	2,69	2,94	2,79	0,45	
	16:21	5	1410	2,82	2,78	2,72	2,96	2,82	0,48	
	16:26	10	1499	2,91	2,87	2,83	3,06	2,92	0,58	
	16:31	15	1506	2,95	2,91	2,88	3,11	2,96	0,63	
	16:46	30	1490	2,98	2,93	2,92	3,13	2,99	0,65	
07	16:52	0	1751	3,46	3,42	3,36	3,64	3,47	0,48	
	16:57	5	1749	3,55	3,50	3,45	3,73	3,56	0,57	
	17:02	10	1745	3,63	3,57	3,52	3,80	3,63	0,64	
	17:07	15	1749	3,65	3,59	3,54	3,80	3,65	0,66	
	17:22	30	1747	3,69	3,63	3,58	3,87	3,69	0,70	



PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS				Ensaio:		PCE.02			
				Data de início:		13/07/2021			
Setor: Embasamento			Estaca: ET.02				Diâmetro: 60		
Tipo de estaca: Hélice contínua			Tipo de carregamento: Lento				Página 2/3		
Estágio	Horário (hh:mm)	Período (min)	Carga (kN)	Desl. 01 (mm)	Desl. 02 (mm)	Desl. 03 (mm)	Desl. 04 (mm)	Desl. médio (mm)	Desl. estágio (mm)
08	17:48	0	2250	5,15	5,07	4,96	5,34	5,13	1,44
	17:53	5	2243	5,21	5,13	5,01	5,41	5,19	1,50
	17:58	10	2247	5,24	5,17	5,05	5,44	5,23	1,53
	18:03	15	2249	5,29	5,22	5,09	5,49	5,27	1,58
	18:18	30	2253	5,31	5,25	5,12	5,52	5,30	1,61
09	18:28	0	2750	6,75	6,70	6,48	6,99	6,73	1,43
	18:33	5	2749	6,94	6,89	6,66	7,19	6,92	1,62
	18:38	10	2700	6,97	6,89	6,66	7,20	6,93	1,63
	18:43	15	2707	7,01	6,93	6,68	7,23	6,96	1,66
	18:58	30	2752	7,16	7,08	6,83	7,39	7,12	1,82
10	19:33	0	3251	8,75	8,59	8,34	8,59	8,57	1,45
	19:38	5	3245	8,87	8,79	8,51	9,24	8,85	1,74
	19:43	10	3252	9,04	8,89	8,61	9,36	8,98	1,86
	19:48	15	3251	9,12	8,95	8,68	9,42	9,04	1,93
	20:03	30	3249	9,24	9,07	8,80	9,54	9,16	2,05
11	20:52	0	3750	11,13	10,02	10,52	11,44	10,78	1,62
	20:57	5	3743	11,34	11,03	10,71	11,64	11,18	2,02
	21:02	10	3752	11,46	11,14	10,83	11,77	11,30	2,14
	21:07	15	3750	11,51	11,18	10,87	11,81	11,34	2,18
	21:22	30	3744	11,56	11,23	10,93	11,86	11,40	2,23
12	21:29	0	3750	11,62	11,28	10,98	11,93	11,45	0,06
	10:38	789	3752	12,47	11,99	11,71	12,72	12,22	0,83
13	10:45	0	2999	11,48	11,09	10,74	11,71	11,26	-0,97
	10:50	5	2990	11,44	11,03	10,70	11,68	11,21	-1,01
	10:55	10	2988	11,42	11,01	10,67	11,65	11,19	-1,04
	11:00	15	2986	11,40	10,99	10,66	11,63	11,17	-1,05
14	11:05	0	2250	10,13	9,80	9,45	10,32	9,93	-1,25
	11:10	5	2226	10,02	9,70	9,35	10,22	9,82	-1,35
	11:15	10	2223	9,99	9,68	9,33	10,20	9,80	-1,37
	11:20	15	2226	9,98	9,66	9,31	10,19	9,79	-1,39
15	11:26	0	1500	8,51	8,26	7,91	8,66	8,34	-1,45
	11:31	5	1500	8,43	8,16	7,82	8,57	8,25	-1,54
	11:36	10	1497	8,38	8,12	7,79	8,53	8,21	-1,58
	11:41	15	1503	8,37	8,11	7,77	8,52	8,19	-1,59
16	11:44	0	750	6,66	6,41	6,10	6,72	6,47	-1,72
	11:49	5	746	6,50	6,26	5,96	6,55	6,32	-1,88
	11:54	10	747	6,46	6,22	5,91	6,50	6,27	-1,92
	11:59	15	746	6,43	6,19	5,88	6,45	6,24	-1,96

<b>PROVA DE CARGA ESTÁTICA PLANILHA DE DADOS</b>				Ensaio:		PCE.02			
				Data de início:		13/07/2021			
Setor: Embasamento			Estaca: ET.02				Diâmetro: 60		
Tipo de estaca: Hélice contínua			Tipo de carregamento: Lento				Página 3/3		
<b>Estágio</b>	<b>Horário (hh:mm)</b>	<b>Período (min)</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Desl. 01 (mm)</b>	<b>Desl. 02 (mm)</b>	<b>Desl. 03 (mm)</b>	<b>Desl. 04 (mm)</b>	<b>Desl. médio (mm)</b>	<b>Desl. estágio (mm)</b>
17	12:04	0	0	4,32	4,02	3,87	4,33	4,14	-2,10
	12:09	5	0	4,21	3,90	3,76	4,22	4,02	-2,22
	12:14	10	0	4,12	3,81	3,69	4,12	3,94	-2,30
	12:19	15	0	4,07	3,77	3,64	4,09	3,89	-2,35
	12:34	30	0	4,01	3,73	3,60	4,02	3,84	-2,40