



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



**CRISTIANE DE SOUZA DUTRA**

**ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: COMPARAÇÃO DA CAPACIDADE DE  
CARGA À RUPTURA GEOTÉCNICA ENTRE METODOLOGIAS  
SEMIEMPÍRICAS NACIONAIS E INTERNACIONAL**

Macaé

2022

## CIP - Catalogação na Publicação

T957

Dutra, Cristiane de Souza

Estaca hélice contínua: comparação da capacidade de carga à ruptura geotécnica entre metodologias semiempíricas nacionais e internacionais / Cristiane de Souza Dutra - Macaé, 2022.

107 f.

Orientador(a): Gustavo Vaz de Mello Guimarães.

Coorientador(a): Lucas Marques Pires da Silva.

Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Politécnico, Bacharel em Engenharia Civil, 2022.

1. Estaca hélice contínua. 2. Geotécnica. 3. Engenharia civil.

I. Guimarães, Gustavo Vaz de mello, orient. II. Silva, Lucas Marques Pires da, coorient. III. Título.

CDD 624

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)  
Campus UFRJ-Macaé Professor Aloisio Teixeira  
Bibliotecário: Anderson dos Santos Guarino CRB7 – 5280

**CRISTIANE DE SOUZA DUTRA**

**ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: COMPARAÇÃO DA CAPACIDADE DE  
CARGA À RUPTURA GEOTÉCNICA ENTRE METODOLOGIAS  
SEMIEMPÍRICAS NACIONAIS E INTERNACIONAL**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:

Prof. Lucas Marques Pires da Silva

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Macaé

2022

**CRISTIANE DE SOUZA DUTRA**

**ESTACA HÉLICE CONTÍNUA: COMPARAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À RUPTURA GEOTÉCNICA ENTRE METODOLOGIAS SEMIEMPÍRICAS NACIONAIS E INTERNACIONAL**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

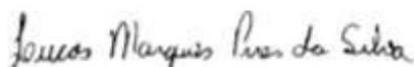
Aprovado em Macaé, 11 de março de 2022.



---

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc. (UFRJ/Macaé)

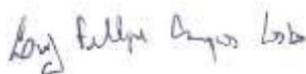
<http://lattes.cnpq.br/3614907040658759>



---

Prof. Lucas Marques Pires da Silva, Mestrando (UFRJ/Macaé)

<http://lattes.cnpq.br/5569347731590077>



---

Eng. Luiz Felipe Campos Lobo (Solo Suporte Fundações)

<http://lattes.cnpq.br/7943161394943917>

*"A minha pequena Beatriz que foi a razão de toda  
minha dedicação e força para nunca desistir"*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, a Deus pela força nos momentos mais difíceis e por ter colocado no meu caminho as pessoas certas, que me ajudaram a tornar isso possível.

À minha família pelo apoio, meus pais Manoel e Alreni que tanto se dedicaram a mim, e minha irmã Carla que me incentivou sempre, agradeço a compreensão de todos, agradeço por me ajudarem em tantos detalhes durante toda a jornada até aqui, vocês estiveram comigo e me deram motivos para não esmorecer.

À minha filha Beatriz, que desde tão novinha, foi compreensiva e dividiu com os livros a minha atenção, quase sem reclamar, sempre demonstrando grande orgulho de mim, o que me deu inspiração para persistir. Ela esperou pacientemente por esse momento de conclusão tanto quanto eu.

A minha amiga Monique Martins que sempre me ajudou de diversas formas durante a graduação, me incentivou durante todo o processo desse trabalho e não houve distância que diminuísse nossa amizade.

A empresa Geofor Obras de Fundações por me acolher e ceder generosamente dados importantes para a elaboração deste trabalho.

Aos amados professores que tanto me ensinaram, especialmente os que mais se aproximaram de mim, me aconselharam a não desistir e me marcaram por sua atenção e carinho.

Agradeço os meus orientadores, prof. Lucas Marques e prof. Gustavo Vaz de Mello, que confiaram em mim e me ajudaram com toda dedicação a concluir este trabalho.

Finalmente, a todos os meus amigos da graduação que sempre me apoiaram durante minha trajetória e me proporcionaram momentos marcantes de carinho, lágrimas e risos. Vocês serão sempre a melhor parte desta fase da minha vida.

*"Não podemos resolver nossos problemas com o mesmo pensamento que tínhamos quando os criamos". (Albert Einstein)*

## RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise comparativa entre métodos adotados no Brasil para estimativa de capacidade de carga geotécnica de fundações profundas e o método internacional da Federal Highway Administration (FHWA, 2007). Empregou-se na análise sete principais métodos brasileiros, além do método da FHWA (2007), baseados no  $N_{SPT}$  e com base nestes determinou-se uma previsão da capacidade de carga de sete estacas tipo hélice contínua, com características geométricas (diâmetro e comprimento) diferentes, implantadas em tipos de solos diversos. Para cada estaca apresenta-se a sondagem de reconhecimento do solo com o ensaio de SPT (*Standart Penetration Test*), o resultado da prova de carga estática ao qual a estaca foi submetida e os cálculos de extrapolação da prova de carga estática, baseados nos métodos de Van Der Veen (1953), no método por função hiperbólica apresentado por Silva (2019) e o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019). A partir destes resultados realizou-se a análise comparativa de previsão versus desempenho, para verificar em cada caso o método mais adequado para dimensionamento de estacas submetidas a esforços de compressão.

O objetivo principal é verificar a eficácia da aplicação do método da FHWA (2007), que utiliza em seus parâmetros de cálculos um refinamento de informações relativas ao solo, em suas características básicas, como comportamento drenado e não drenado e o nível de umidade do solo em cada camada. Após a comparação dos resultados, nota-se que este método da FHWA (2007) se mostra a favor da segurança em quase todos os casos apresentados.

Palavras-chave: Estaca Hélice Contínua. Previsão de Capacidade de Carga. Prova de Carga Estática. Comportamento do Solo.

## ABSTRACT

The present work presents a comparative analysis between methods adopted in Brazil to estimate the geotechnical load capacity of deep foundations and the international method of the Federal Highway Administration (FHWA, 2007). Seven main Brazilian methods were used in the analysis, in addition to the FHWA method (2007), based on the  $N_{SPT}$  and based on these, a prediction of the load capacity of seven continuous auger piles, with geometric characteristics (diameter and length) was determined. different, implanted in different types of soils. For each pile, the soil recognition survey is presented with the SPT test (Standart Penetration Test), the result of the static load test to which the pile was submitted and the extrapolation calculations of the static load test, based on the methods by Van Der Veen (1953), in the hyperbolic function method presented by Silva (2019) and the criterion of NBR 6122 (ABNT, 2019). Based on these results, a comparative analysis of prediction versus performance was carried out, to verify in each case the most adequate method for dimensioning piles subjected to compressive stresses.

The main objective is to verify the effectiveness of the application of the FHWA method (2007), which uses in its calculation parameters a refinement of information related to the soil, in its basic characteristics, such as drained and undrained behavior and the soil moisture level. on each layer. After comparing the results, it is noted that this method by FHWA (2007) is in favor of safety in almost all cases presented.

Keywords: Continuous Auger Pile. Ultimate Capacity Prediction. Static Load Test. Soil behavior.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Construção do Teatro Municipal do Rio de Janeiro -----	14
Figura 1.2 – Desabamento lento do Ed. São Luiz Rei em Copacabana (1958) -----	15
Figura 2.1 – Ângulo $\beta$ nos blocos de fundação -----	23
Figura 3.1 – (a) Transferência de carga pelo fuste (b) Transferência de carga pela ponta (c) Transferência de carga pelo fuste e pela ponta – Adaptado de Velloso e Lopes (2010) -----	29
Figura 3.2 – Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro -----	36
Figura 3.3 – Variabilidade da capacidade carga (kN) do método Vorcaro-Velloso (2000) -----	39
Figura 4.1 – Carga de ruptura convencional -----	56
Figura 5.1 – SPT-T1 associado a EH1 e SPT-T6 associado a EH2 - Adaptado de Alledi et. Al. (2006) -----	58
Figura 5.2 – Curva carga x deslocamento das estacas EH1 e EH2 – Adaptado de Alledi et. al. (2006) -----	59
Figura 5.3 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e método da função hiperbólica (Silva, 2019) para a EH1. -----	60
Figura 5.4 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e método da função hiperbólica (Silva, 2019) para a EH2. -----	61
Figura 5.5 – SPT associado à estaca EP1 – 61 Figura 5.6 – Curva carga x deslocamento – Adaptado de Mantuano (2014) -----	62
Figura 5.6 – Curva carga x deslocamento – Adaptado de Mantuano (2014) -----	63
Figura 5.7 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e pelo método função hiperbólica (Silva, 2019). -----	63
Figura 5.8 – Sondagem próxima a EHC2 -----	64
Figura 5.9 - Curva carga x recalque da estaca EHC 02 -----	65
Figura 5.10 – Sondagem próxima a EHC 04 -----	65
Figura 5.11 - Curva carga x recalque da estaca EHC 04 -----	66
Figura 5.12 – Sondagem próxima a EHC 06 -----	66
Figura 5.13 - Curva carga x recalque da estaca EHC 06 -----	67
Figura 5.14 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 1 -----	68
Figura 5.15 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 1 -----	68
Figura 5.16 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 2 -----	69
Figura 5.17 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 2 -----	69
Figura 5.18 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 3 -----	70
Figura 5.19 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 3 -----	71
Figura 5.20 – Extrapolações para a estaca EH6 -----	72

Figura 5.21 – SPT associado à estaca PC002 -----	73
Figura 5.22 – Curva carga x deslocamento da estaca PC002 -----	74
Figura 5.23 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e pelo método função hiperbólica (Silva, 2019). -----	75
Figura 6.1 – Comparação de previsão vs desempenho de Alledi et. al. (2006) -----	76
Figura 6.2 – Comparação de previsão vs desempenho de Alledi et. al. (2006) -----	78
Figura 6.3 – Comparação de previsão vs desempenho de Mantuano (2014) -----	79
Figura 6.4 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	81
Figura 6.5 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	82
Figura 6.6 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	84
Figura 6.7 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	85
Figura 6.8 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	87
Figura 6.9 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	88
Figura 6.10 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002) -----	90
Figura 6.11 – Comparação de previsão vs desempenho de Salvador/BA -----	91
Figura 7.1 - (a) Carga máxima medida nos ensaios entre as extrapolações de Van Der Veen (1953) e função hiperbólica (Silva, 2019); (b) Carga máxima medida nos ensaios inferior e próxima da extrapolação pela função hiperbólica (Silva, 2019) e (c) Carga máxima medida nos ensaios inferior e distante da extrapolação pela função hiperbólica (Silva, 2019). -----	97

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pressões básicas de acordo com NBR 6122 /1996 -----	19
Tabela 2.2 - Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas <i>in loco</i> -----	25
Tabela 2.3 – Parâmetros de dimensionamento de estacas moldada <i>in loco</i> e tubulões -----	26
Tabela 3.1 Estacas moldadas <i>in loco</i> e tubulões: parâmetros para dimensionamento (adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2019)) -----	32
Tabela 3.2 – Carga máxima estrutural da estaca hélice contínua -----	32
Tabela 3.3 – Valores de F1 e F2 -----	34
Tabela 3.4 – Valores dos coeficientes K e $\alpha$ -----	35
Tabela 3.5 – Coeficiente C -----	37
Tabela 3.6: Valores dos coeficientes $\alpha$ -----	38
Tabela 3.7: Valores dos coeficientes $\beta$ -----	38
Tabela 3.8 -limites de $\tau_{l,ult}$ e valores de $\alpha$ -----	42
Tabela 3.9 – Valores de $\beta'$ -----	43
Tabela 3.10 – Relação entre o torque e o $N_{SPT}$ – adaptado de Décourt (2018). -----	44
Tabela 3.11 – Coeficientes $\beta_1$ e $\beta_2$ (ANTUNES & CABRAL, 1996) -----	46
Tabela 3.12 – Classificação pelo comportamento do solo -----	49
Tabela 3.13 – Valores padrão para o caso do $E_u$ não medido -----	52
Tabela 3.14 – Tabela de Peso específico – Adaptado Aoki e Cintra (2010) -----	53
Tabela 5.1 – Carga e deslocamento máximo obtidos na PC de EH1 e EH2 -----	60
Tabela 5.2 - Carga de ruptura prevista por extrapolações -----	60
Tabela 5.3 - Carga de ruptura prevista por extrapolações -----	63
Tabela 5.4 – Características das Estacas -----	63
Tabela 5.5 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 1 -----	67
Tabela 5.6 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 2 -----	69
Tabela 5.7 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 3 -----	71
Tabela 5.8 – Carga de ruptura prevista por extrapolações para EH6 -----	71
Tabela 5.9 - Carga de ruptura prevista por extrapolações para a estaca PC002 -----	74
Tabela 7.1 – Características principais das provas de carga analisadas. -----	94

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	14
1.1	EVOLUÇÃO DO PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	14
1.2	JUSTIFICATIVA.....	16
1.3	MOTIVAÇÃO .....	16
1.4	OBJETIVO DO TRABALHO .....	17
1.5	METODOLOGIA .....	17
1.6	ESTRUTURA .....	18
2	NORMA BRASILEIRA DE FUNDAÇÕES .....	19
2.1	BREVE HISTÓRICO .....	19
2.2	VERSÃO ATUAL DA NBR 6122 (ABNT, 2019).....	20
3	CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA DE ESTACAS SOLICITADAS POR ESFORÇOS DE COMPRESSÃO .....	29
3.1	GENERALIDADES .....	29
3.2	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	33
3.2.1	AOKI VELLOSO (1975, 1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)....	33
3.2.2	DÉCOURT-QUARESMA (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1996)...	36
3.2.2	MÉTODO DE VORCARO-VELLOSO (2000).....	38
3.2.4	MÉTODO DE KÁREZ-ROCHA (2000) .....	39
3.2.5	MÉTODO DE ALONSO (1996) .....	40
3.2.6	MÉTODO DE GOTLIEB et al. (2000).....	44
3.2.7	MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996).....	45
3.2.8	MÉTODO SEMIEMPÍRICO DA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION .....	46
3.2.8.1	GENERALIDADES .....	47
3.2.8.2	COMPORTAMENTO DRENADO.....	47
3.2.8.3	COMPORTAMENTO NÃO-DRENADO.....	49
3.2.8.4	CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS.....	53
4	CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA.....	55
4.1	EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953) .....	55
4.2	NBR 6122 (ABNT, 2019).....	55
4.3	EXTRAPOLAÇÃO POR FUNÇÃO HIPERBÓLICA, SILVA (2019).....	56
5.	OBRAS ANALISADAS.....	58
5.1	CASO REPORTADO POR ALLEDI ET. AL. (2006) .....	58
5.2	CASO REPORTADO POR MANTUANO (2014) .....	61
5.3	CASO REPORTADO POR NETO (2002) .....	64
5.4	CASO ANALISADO EM SALVADOR BA (2020).....	72
6.	PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO, EXTRAPOLAÇÕES E CRITÉRIO DE RUPTURA .....	76
6.1	ALLEDI ET. AL. (2006) .....	76

6.1.1 EH1 .....	76
6.1.2 EH2 .....	77
6.2 Mantuano (2013).....	79
6.3 Neto (2002) .....	81
6.3.1 EH2 .....	81
6.3.2 EH4 .....	85
6.3.3 EH6 .....	89
6.4 Estaca P002 (Salvador/BA) .....	91
7 CONCLUSÃO .....	93
7.1 Generalidades.....	93
7.2 Conclusões gerais.....	95
7.3 Conclusões específicas.....	97
7.3.1 Interpretações à luz dos métodos semiempíricos .....	97
7.3.2 Interpretações à luz dos casos .....	98
7.4 Discussões.....	99
7.5 Sugestões para futuras pesquisas .....	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102

## 1 INTRODUÇÃO

A urbanização das cidades demanda estruturas cada vez maiores, e que atendam esta demanda com segurança, mesmo na diversidade de solos em que são construídas. Portanto, se faz necessário o estudo e evolução dos métodos de dimensionamento de fundações profundas, visando segurança, produtividade e economia para acompanhar o progresso das estruturas que atendem o atual mercado da construção civil.

### 1.1 EVOLUÇÃO DO PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Até o século XIX, no Brasil, as estacas para fundações profundas eram de madeira, uma marcante obra executada com estaqueamento de madeira é o Teatro Municipal do Rio de Janeiro, construído em 1905. Todavia, na virada do século passaram a utilizar também estacas de concreto e de aço. No início do século XX já estavam sendo executadas estacas de concreto moldadas “in situ” após perfuração do terreno. O processo adotado seguia técnicas europeias e norte-americanas, porém, estas se mostraram ineficazes em solos sedimentares de baixa consistência no Brasil, especialmente Rio de Janeiro, onde inclusive, houve a ruptura do Edifício São Luiz Rei, em Copacabana, que utilizava estacas do tipo Simplex e Duplex. Estas sofreram estrangulamento do fuste ao final da construção, e com isso, desencorajou o uso deste tipo de estaca, abrindo caminho para o estudo e uso de novos tipos de estaca, desde estacas Franki, passando por tubulões, estaca metálica, estaca do tipo raiz até que, em 1980, a estaca hélice contínua chegou ao Brasil e tomou espaço rapidamente pela alta produtividade e excelente adaptação ao solo brasileiro.



Figura 1.1 – Construção do Teatro Municipal do Rio de Janeiro



Figura 1.2 – Desabamento lento do Ed. São Luiz Rei em Copacabana (1958)

Os métodos de dimensionamento de estacas, a partir de métodos estáticos para previsão de capacidade de carga a ruptura geotécnica, surgiram em 1956 com a publicação de Meyerhof seu primeiro trabalho no Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of the American Society of Civil Engineers (MEYERHOF, 1956) . Em 1975, Aoki e Velloso divulgaram o primeiro método brasileiro de previsão de capacidade de carga (AOKI; VELLOSO, 1975), revisado em 1978 e que recebeu a contribuição de Monteiro em 1996 (MONTEIRO, 1996). Contemporâneo a eles, surgiu o método dos autores Décourt e Quaresma em 1978, que posteriormente, em 1996, recebeu contribuição de Décourt (DÉCOURT, 1996) . Em 1996, Alonso divulgou seu método desenvolvido para a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua utilizados os resultados do ensaio SPT-T, entretanto, podendo ser adaptado para resultados de ensaio SPT (ALONSO, 1996). No mesmo ano Antunes e Cabral divulgaram sua metodologia (ANTUNES; CABRAL, 1996). No ano 2000 os autores Vorcaro-Velloso, Karez e Rocha, Gotlieb et al. divulgaram seus respectivos métodos, enriquecendo a variedade de métodos de cálculo para a previsão de capacidade de carga de estacas em solo brasileiro. ( (VORCARO; VELLOSO, 2000), (GOTLIEB, 2000), (KAREZ; ROCHA, 2000))

Em 2007 a Federal Highway Administration (FHWA) lançou um manual com a metodologia que é objeto de estudo deste trabalho, trata-se de uma circular de engenharia geotécnica para projeto e construção de estacas do tipo hélice contínua, este método abrange alguns aspectos do solo antes não considerados (FHWA, 2007).

## 1.2 JUSTIFICATIVA

No ramo de projetos de fundações profundas notamos que se faz necessário uma complementação ao estudo realizado através do tradicional ensaio SPT, principalmente em situações onde o  $N_{SPT}$  não é tão claro, como por exemplo argilas moles com  $NSPT = 0$  ou geomateriais não convencionais (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) onde, a partir da classificação dos boletins de sondagem, é possível identificar os tipos de solos e fazer considerações adicionais para o projeto, como por exemplo definindo o tipo de comportamento na ruptura desses materiais (e.g.: drenado ou não-drenado).

## 1.3 MOTIVAÇÃO

A motivação para o tema escolhido surgiu inicialmente durante o curso da disciplina eletiva Tópicos Especiais de Fundações, ministrada pelos professores orientadores deste trabalho, prof. Gustavo Vaz de Mello e prof. Lucas Marques, que abordavam a utilização da metodologia da Federal Highway Administration (FHWA) para o dimensionamento de estacas hélice contínua.

Durante esta abordagem, surgiram questões sobre a necessidade de um melhor refinamento em relação a classificação e ao comportamento do solo num projeto geotécnico de fundações profundas, que levou ao estudo deste método. Além disso, devido a um estágio em uma empresa de obras de fundações, houve um maior interesse da autora pelo tema, o que consolidou este trabalho.

Diante desse cenário ocorreu um questionamento: se obteríamos um dimensionamento mais otimizado de estacas hélice contínua utilizando o método da FHWA (2007), devido aos seus parâmetros de cálculo mais detalhados do que os métodos semiempíricos tradicionais no mercado brasileiro de projetos de fundações profundas. Tudo isso motivou o desenvolvimento deste tema.

## **1.4 OBJETIVO DO TRABALHO**

A partir dos resultados dos métodos semiempíricos brasileiros para diversas provas de carga em estaca hélice contínua, verificar a aplicabilidade do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga da Federal Highway Administration (FHWA, 2007) em solos brasileiros. Além disso, estabelecer um melhor entendimento do comportamento do solo, classificando-o como “drenado” ou “não drenado” de acordo com as características fornecidas pela sondagem e energia aplicada no ensaio de SPT.

## **1.5 METODOLOGIA**

Visando cumprir o objetivo do trabalho, foram descritos e aplicados os métodos semiempíricos convencionais de estimativa de capacidade de carga para estacas hélice contínua descritas nesse documento, além dos métodos de extrapolação da capacidade de carga da estaca. Os resultados foram comparados com os do método de estimativa de capacidade de carga detalhado no manual publicado em 2007 pela instituição internacional Federal Highway Administration (FHWA), o qual foi aplicado às mesmas estacas do tipo hélice contínua.

Este documento apresenta provas de carga estáticas de diferentes regiões do país, extraídos de trabalhos sobre capacidade de carga de estaca hélice contínua anteriores a este, além de uma estaca hélice contínua executada no bairro Sussuarana, localizado em Salvador/BA.

Os métodos semiempíricos aplicados neste trabalho são:

- ALONSO (1996)
- ANTUNES & CABRAL (1996)
- AOKI VELLOSO (1975, 1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)
- DÉCOURT-QUARESMA (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1996)
- GOTLIEB ET AL. (2000)
- KÁREZ-ROCHA (2000)
- VORCARO-VELLOSO (2000)
- FHWA (2007)

Todos foram aplicados às estacas descritas neste documento e de acordo com as informações fornecidas pelo ensaio de sondagens de simples reconhecimento com SPT de cada uma delas.

Também foi aplicado o método semiempírico da Federal Highway Administration – FHWA (2007), que além de utilizar as informações do SPT, ainda faz considerações de solo drenado ou não drenado e umidade do solo em seu método de cálculo, conforme está detalhado em capítulo posterior (FHWA, 2007).

## **1.6 ESTRUTURA**

Este projeto de final de curso está dividido em sete capítulos. O primeiro capítulo trata de uma contextualização do tema, breve apresentação do histórico dos projetos de fundações profundas a nível nacional. Os objetivos e a metodologia deste trabalho também são esclarecidos neste primeiro capítulo.

No segundo capítulo é apresentada a Norma Brasileira de Fundações em sua versão atualizada – NBR 6122 (ABNT, 2019), além de um breve histórico sobre esta.

No terceiro capítulo são introduzidos os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga de ruptura geotécnica de estacas sob esforços de compressão com suas particulares metodologias de cálculo.

No quarto capítulo são abordados os métodos de extrapolação das provas de carga estática: os métodos de Van Der Veen (1953) e da Função Hiperbólica de Silva (2019), além do critério da NBR 6122 (ABNT, 2019).

No quinto capítulo são apresentadas as estacas que foram analisadas, dando um resumo de cada caso: localização, dimensões, sondagens e curva resultante da prova de carga estática, curva Carga x Recalque.

No sexto capítulo são demonstrados os resultados obtidos para cada estaca analisada, sendo eles previsão versus desempenho, extrapolações e critérios de ruptura.

O sétimo capítulo expõe as conclusões sobre os resultados obtidos. Também neste, são apresentadas as conclusões finais e sugestões para futuras pesquisas.

## 2 NORMA BRASILEIRA DE FUNDAÇÕES

### 2.1 BREVE HISTÓRICO

De acordo com a associação brasileira de normas técnicas (ABNT) a NBR 6122 foi publicada pela primeira vez em novembro de 1980, sendo intitulada como: “Projeto e Execução de Fundações – Procedimento”. Em março de 1986 foi publicada uma nova edição, sendo que em junho deste mesmo ano outra edição com uma errata foi novamente lançada. Em 1996, uma nova edição foi lançada. Dentre diversos temas abordados até 1996, cabe destacar a “imortal” tabela de pressões admissíveis do solo muito utilizada para iniciar o pré-cálculo das áreas das fundações em sapatas. Cabe destacar que nas antigas edições da norma brasileira a Tabela recomendada era referida como tabela de pressões admissíveis. Na edição de 1996, entretanto, passou-se a denominá-la como de pressões básicas

Certamente, os engenheiros de fundações mais antigos ainda lembram (e provavelmente ainda utilizam) da Tabela de pressões básicas apresentada na versão da norma NBR 6122/1996. A Tabela 2.1 abaixo mostra as pressões básicas do solo de acordo com suas descrições.

Tabela 2.1 – Pressões básicas de acordo com NBR 6122 /1996

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

Após mais de uma década a norma de fundações sofreu nova revisão em setembro de 2010. Seguindo a tendência da norma de, cada vez mais, deixar ao engenheiro projetista ou ao consultor a responsabilidade de fixar a tensão admissível, com base em estudos mais aprofundados esta versão da norma eliminou a Tabela de pressões básicas apresentada anteriormente. Além disso, importantes modificações foram incorporadas de acordo com novas tecnologias entre o final da década de 1990 e a década de 2000 na área de fundações, como por exemplo, a determinação dos casos em que é obrigatório o acompanhamento do comportamento das estruturas (mínimo monitoramento de recalques) e apresentação de critérios claros para a verificação do desempenho das fundações em estacas (realização de provas de carga estáticas ou de ensaios de carregamento dinâmico).

Em 2019, por sua vez, a NBR 6122 passou por novo processo de revisão. O novo texto, elaborado após mobilização da comunidade geotécnica desde 2016, foi submetido à consulta pública e entrou em vigor em setembro de 2019.

## **2.2 VERSÃO ATUAL DA NBR 6122 (ABNT, 2019)**

A nova norma dispõe dos critérios gerais que regem as fundações de todas as estruturas convencionais da engenharia civil, incluindo residências, edifícios, pontes e viadutos. Em dezembro de 2021, complementando a versão de 2019, foi publicada uma nova edição incluindo uma errata.

A revisão mais recente da norma compreende alterações e incrementos importantes para os projetos de fundações de uma forma em geral. Podendo ser destacados nove modificações ou complementações. A seguir apresentam-se esses tópicos na ordem em que aparecem na nova versão da norma:

- (i) análise de interação fundação-estrutura;
- (ii) cálculo de fundações profundas através de métodos estáticos;
- (iii) simplificação do texto para bloco de concreto;
- (iv) excentricidades de estacas isoladas e estacas dispostas segundo um alinhamento;
- (v) efeito de vento nas fundações;
- (vi) estacas escavadas moldadas “*in-loco*”;

- (vii) mudança de texto no item fundações em sapata ou tubulões;
- (viii) mudança de texto no item prova de carga;
- (ix) inclusão da avaliação técnica do projeto.

Foi realizada uma análise de cada um desses nove itens com o objetivo de resumir de forma prática as principais alterações e inclusões da nova revisão da NBR 6122 (ABNT, 2019). Cabe destacar que esta análise foi realizada, naturalmente, de acordo com as duas versões da NBR 6122 e um documento elaborado pela Engenheira Civil, graduada na Poli/UFRJ, Vanessa Coutinho da Silva (2018), que possui mestrado na COPPE/UFRJ na área de geotecnia.

#### **(i) Análise de interação fundação-estrutura:**

A análise de interação fundação-estrutura (solo-estrutura) é definida como a ponderação das deformações do solo e como tais deformações interagem com a estrutura.

A versão antiga da NBR 6122 (ABNT, 2010) mencionava que em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações poderia influenciar na distribuição de esforços, deveria ser estudada a interação fundação-estrutura (solo-estrutura).

Na nova revisão da NBR 6122 (ABNT, 2019) este procedimento se torna obrigatório. Além disso, agora a norma cita exatamente quais são os tipos de estruturas nas quais deve ser realizada a análise de interação fundação-estrutura, como descrito a seguir:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55 m de altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

#### **(ii) Cálculo de fundações profundas através de métodos estáticos;**

Desde a última atualização da norma, é notória uma queda exponencial na qualidade da execução de fundações profundas. Acredita-se que este fato decorre de uma crescente

concorrência comercial, o que, eventualmente, acarreta o surgimento de empresas que nem sempre possuem pessoal/operadores especializados para executar os serviços.

A mudança no texto da norma traz indícios de que o contexto mencionado anteriormente foi mandatório para tais alterações.

Versão Antiga (NBR 6122 (ABNT, 2010)):

A versão de 2010 dizia que no caso específico de estacas escavadas (Hélice Contínua, Estaca Escavada Mecanicamente, Estacão, etc.), a carga total admissível deve ser no máximo 1,25 vezes a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da resistência total devem ser suportadas pela ponta da estaca. Isso significa dizer que 80% da carga total deve ser transferida pelo atrito/aderência lateral.

A versão antiga especificava ainda que quando  $R_P > 0,20 R_T$ , o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor. As equações 2.1 e 2.2 mostram essa relação:

$$Q_{adm} \leq 1,25 \cdot R_T \quad (2.1) \quad \text{onde:}$$

$$R_P \leq 0,20 R_T \leq 0,20 (R_P + R_L) \quad (2.2) \quad \begin{array}{l} Q_{adm} = \\ \text{Carga} \end{array}$$

admissível da estaca;

$R_L$  = Carga devida ao atrito lateral na ruptura;

$R_P$  = Resistência de ponta.

Versão Atualizada (NBR 6122 (ABNT, 2019)):

Na nova revisão a norma admite que a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência por atrito lateral:

$$R_p < R_L \qquad Q_{adm} = \frac{R_p + R_L}{2} \qquad (2.3)$$

Caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação do ELU (Estado Limite Último), à condição de resistência nula na ponta:

$$R_p = 0 \qquad Q_{adm} = \frac{R_L}{2} \qquad (2.4)$$

**(iii) Simplificação do texto para bloco de fundação;**

A respeito do item que se refere ao dimensionamento dos blocos de fundação (fundação rasa), o texto foi simplificado.

Versão Atualizada (NBR 6122 (ABNT, 2019)):

Os blocos de fundação devem ser dimensionados de maneira tal que o ângulo  $\beta$  seja maior ou igual a  $60^\circ$  conforme mostra a Figura 2.1:

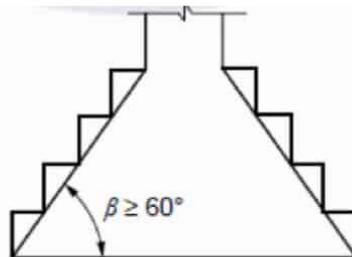


Figura 2.1 – Ângulo  $\beta$  nos blocos de fundação

**(iv) Excentricidades de estacas isoladas e estacas dispostas segundo um alinhamento;**

Versão Antiga (NBR 6122 (ABNT, 2010)):

Sobre as excentricidades de estacas isoladas e estacas dispostas segundo um alinhamento, na versão de 2010 a norma proibia o uso de estacas de diâmetro ou bitolas inferiores a 30cm, sem travamento. Para estacas metálicas, a norma especificava que o diâmetro a ser considerado seria aquele do círculo circunscrito.

Versão Atualizada (NBR 6122 (ABNT, 2019)):

A nova revisão eliminou a restrição do primeiro parágrafo da NBR 6122 (ABNT, 2010), especificando apenas que as estacas isoladas e estacas dispostas segundo um único alinhamento devem ser projetadas com observância ao item 8.4.2, de modo a suportar os momentos introduzidos por excentricidades executivas estimadas pelo projetista. Basicamente o item 8.4.2 diz que todo projeto deve considerar o comportamento gerado por esforços horizontais ou momentos no dimensionamento das fundações, pois podem gerar em estacas e tubulões a plastificação do solo ou do elemento estrutural.

**(v) Efeito de vento nas fundações;**

A respeito do cálculo de valores característicos para o efeito do vento em fundações, a nova revisão realizou seguinte alteração:

Versão Antiga (NBR 6122 (ABNT, 2010)):

De acordo com a norma antiga de 2010, quando a verificação das solicitações fosse realizada considerando-se as ações nas quais o vento fosse à ação principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões poderiam ser majorados em até 30%.

Versão Atualizada (NBR 6122 (ABNT, 2019)):

Segundo a nova norma, esse coeficiente de majoração cai pela metade, ou seja, quando se tratar de solicitações obtidas de combinações de ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões podem ser majoradas em até 15%.

**(vi) Estacas escavadas moldadas “*in-loco*”;**

Este talvez seja o item que sofreu a maior alteração com a nova revisão, sendo as maiores alterações realizadas na classe do concreto (e seus respectivos coeficientes de segurança  $\gamma_c$ ), além da alteração na armadura.

Com relação ao tipo de concreto e o coeficiente  $\gamma_c$ , as únicas estacas que não sofreram alteração foram as estacas tipo raiz, as microestacas e as estacas trado vazado segmentado. Todos os outros tipos de estacas tiveram mudança em pelo menos um desses dois parâmetros, sendo que a maioria sofreu alteração nos dois.

Essa alteração afeta principalmente a parte financeira das obras, visto que quando se aumenta o  $f_{ck}$  (resistência característica do concreto à compressão), o gasto para produção se torna maior. Naturalmente, acaba existindo o repasse de custo para o valor final dos empreendimentos.

Versão Antiga (NBR 6122 (ABNT, 2010)):

A Tabela 2.2, extraída da norma NBR 6122 (ABNT, 2010), apresenta os parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas *in loco*.

Tabela 2.2 - Parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas *in loco* (extraído)

Tipo de estaca	$f_{ck}^d$ máximo de projeto MPa	$\gamma_f$	$\gamma_c$	$\gamma_s$	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento <sup>a</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss <sup>b</sup>	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki <sup>b</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz <sup>b,c</sup>	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas <sup>b,c</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

Versão Atualizada (NBR 6122 (ABNT, 2019)):

Na nova versão, a classe do concreto/argamassa depende estritamente da classe de agressividade ambiental (CAA) conforme a NBR 6118. Sendo assim, naturalmente, quanto maior a classe de agressividade ambiental maior deverá ser o  $f_{ck}$  do concreto/argamassa. Cabe destacar que o  $f_{ck}$  mínimo a partir desta nova revisão é de 20 MPa, de acordo com a nova revisão da NBR 6118. Destaca-se, na nova tabela, que foi acrescida uma nova coluna com a classe de agressividade ambiental.

Quanto à armadura, a nova norma está diferente também. As taxas de armadura mínima foram reduzidas de 0,5% para 0,4%. Além disso, o termo que antes era chamado de “tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar” foi alterado para “tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar”. A Tabela 2.3, extraída da norma ABNT NBR 6122 (ABNT, 2019) apresenta os parâmetros para dimensionamento de estacas moldadas *in loco* e tubulões.

Tabela 2.3 – Parâmetros de dimensionamento de estacas moldada *in loco* e tubulões

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	$\gamma_c$	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado <sup>a</sup>	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N/O/P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss <sup>b</sup>	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki <sup>b</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz <sup>b,c,d</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	-	K
Microestacas <sup>b,c,e</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	M
Estaca trado vazado segmentado <sup>a,d</sup>	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-	L

<sup>a</sup> Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

<sup>b</sup> Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

<sup>c</sup> O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 %  $A_c$  para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 %  $A_c$  para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpassa). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ( $f_{yk} \leq 500$  MPa,  $A_s$  = área de aço), conforme a seguir:

- quando  $A_s \leq 8 \% A_c$ , o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando  $A_s \geq 6 \% A_c$ , o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço sollicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

<sup>d</sup> Argamassa.

<sup>e</sup> Calda de cimento.

**(vii) Mudança de texto no item fundações em sapata ou tubulões;**

No item fundações em sapata ou tubulões houve uma alteração associada ao profissional que seria responsável por aprovar um determinado tipo de solo que serve de apoio para estes tipos de fundações. A nova versão da norma substituiu a palavra “engenheiro” por “profissional habilitado”, consequentemente deixando uma margem de interpretação.

**(viii) Mudança de texto no item prova de carga;**

Quanto ao item que se trata das provas de carga e quando devem ser realizadas, o texto continuou muito parecido, porém algumas condições foram adicionadas. Na nova revisão da norma são adicionados alguns parágrafos, onde é especificado que nas obras em que os carregamentos principais provenientes da estrutura, nas condições de utilização mais frequentes durante a vida útil, forem os esforços de tração ou os esforços horizontais, é obrigatória a execução de prova de carga específica à tração ou esforço horizontal.

**(ix) Inclusão da avaliação técnica do projeto.**

Avaliação técnica do projeto não existia na versão de 2010, sendo incluída nesta revisão (2019). Essa avaliação técnica é essencial e obrigatória e deve ser conduzida antes da construção, de preferência simultaneamente com a fase de projeto. Neste caso, de acordo com a nova versão da norma, o desempenho das fundações deve ser verificado por meio, de pelo menos, o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55,0 m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

### 3 CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA DE ESTACAS SOLICITADAS POR ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

#### 3.1 GENERALIDADES

Um elemento de fundação profunda transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas conforme apresentado na Figura 3.1. Este elemento está em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3 m de profundidade. Neste tipo de fundação, de acordo com a nova versão da NBR 6122 (ABNT, 2019), incluem-se as estacas e os tubulões.

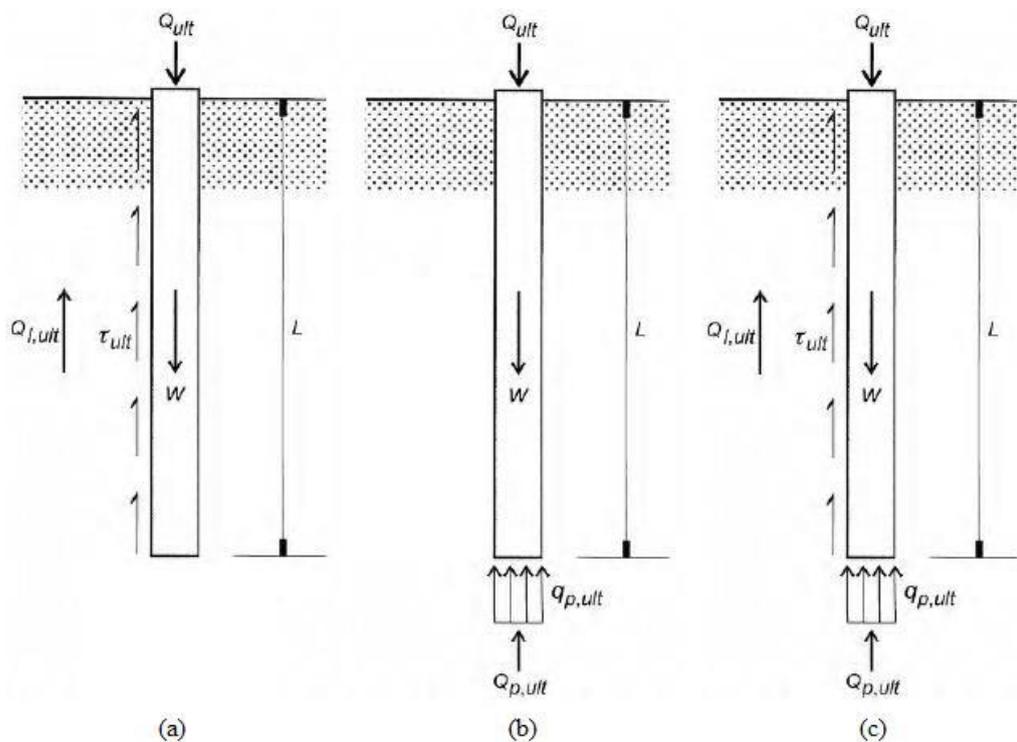


Figura 3.1 – (a) Transferência de carga pelo fuste (b) Transferência de carga pela ponta (c) Transferência de carga pelo fuste e pela ponta – Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

Na elaboração do projeto para a verificação da segurança em relação à ruptura geotécnica de fundações profundas, mais especificamente das estacas, são realizados cálculos utilizando diversos métodos de capacidade de carga, tais métodos, subdividem-se em duas grandes categorias: estáticos e dinâmicos.

Nos métodos “estáticos” a capacidade de carga geotécnica é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou “in situ”. Os métodos estáticos separam-se em: (i) racionais ou teóricos

- que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo e (ii) semiempíricos
- que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração do cone (CPT) ou de sondagens a percussão (SPT).

Já os métodos dinâmicos estimam a capacidade de carga de uma estaca baseados na observação da resposta à cravação, ou ainda, em que uma dada resposta a cravação é especificada para o controle da cravação com vistas a garantir uma determinada capacidade de carga. Vale destacar que a capacidade de carga dinâmica não pode ser considerada igual a capacidade de carga estática.

Para fundações profundas, diferentemente da prática adotada em alguns países europeus, a teoria clássica de capacidade de carga<sup>1</sup> não é empregada com frequência pela engenharia brasileira.

Alternativamente ao método racional, difundiram-se, os métodos semiempíricos, que objetivam a prática de relacionar medidas de ensaios CPT e SPT diretamente com a capacidade de carga de estacas (e.g. AOKI & VELLOSO, 1975 e DÉCOURT; QUARESMA, 1978), também difundida internacionalmente (MEYERHOF, 1956). Estes e outros métodos semiempíricos constituem ferramentas valiosas à engenharia de fundações profundas. Cabe, porém, ressaltar que é importante reconhecer à abrangência limitada à prática construtiva regional.

A capacidade de carga das estacas sob o ponto de vista do contato estaca-solo é dada pela soma das parcelas de capacidade de carga por atrito lateral e capacidade de carga da ponta ou base. A equação 3.1 mostram tais parcelas, que dependem do tipo de terreno, e do tipo e geometria da estaca.

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (3.1)$$

sendo:

$Q_{ult}$  = Capacidade de carga de ruptura da estaca;

$Q_{p,ult}$  = Capacidade de carga da ponta ou base;

---

<sup>1</sup> A teoria clássica de capacidade de carga consiste em: estabelecido um mecanismo de colapso ou ruptura, calcula-se a tensão última através dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em estudo.

$Q_{l,ult}$  = Capacidade de carga por atrito lateral;

$W$  = Peso próprio da estaca.

Na maioria das situações, o peso próprio da estaca é desprezado em face da magnitude das cargas envolvidas, além disso, a expressão acima pode ser reescrita com as resistências unitárias de acordo com a equação 3.2.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (3.2)$$

Sendo:

$A_b$  = Área de ponta ou base da estaca;

$U$  = Perímetro da estaca (supostamente constante);

$q_{p,ult}$  = resistência de ponta unitária;

$\tau_{l,ult}$  = resistência por atrito lateral unitária;

$\Delta l$  = Trecho do comprimento da estaca ao qual  $\tau_{l,ult}$  se aplica.

Um detalhe importante é que a capacidade de carga abordada neste trabalho diz respeito ao terreno de fundação e não à estrutura da fundação, naturalmente, a fundação deve atender as exigências dos projetos de estruturas quanto ao seu dimensionamento estrutural (DANZIGER, 2008).

Com efeito, este trabalho aborda em sua maioria estacas do tipo hélice contínua. Estas estacas são um tipo de fundação profunda constituída por concreto, moldada in loco e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado.

Deste modo, a carga admissível estrutural de uma estaca hélice contínua não armada, por exemplo, é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço, sendo exposta na equação 3.3.

$$P_k = \frac{0,85 A_c f_{ck}}{\gamma_f \gamma_c} \quad (3.3)$$

onde:

$A_c$  = Área da seção transversal da estaca;

$f_{ck}$  = Resistência característica (ver Tabela 3.1);

$\gamma_f$  = coeficiente de majoração das cargas;

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração da resistência do concreto (ver Tabela 3.1);

Tabela 3.1 Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento. (adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2019))

Tipo de Estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto ou resistência característica da argamassa ou concreto	$\gamma_c$	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (Mpa)	Anexo onde se encontram definidos concreto / argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice / Hélice de deslocamento / hélice com trado segmentado	I, II	C30	2,7	0,4	0,4	6	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				

Com base na equação 3.3 e na Tabela 3.1 estão apresentados na Tabela 3.2, a carga admissível estrutural da estaca do tipo hélice contínua, não armada e totalmente enterrada, em função de seus diâmetros mais usuais no Brasil

Tabela 3.2 – Carga máxima estrutural da estaca hélice contínua

Diâmetro da Hélice (mm)	Carga Admissível Estrutural (concreto C20)	Carga Admissível Estrutural (concreto C30 e C40)
300	300 kN	450 kN
350	450 kN	600 kN
400	600 kN	800 kN
500	1300 kN	1300 kN
600	1900 kN	1900 kN
700	2550 kN	2550 kN

800	3350 kN	3350 kN
900	4250 kN	4250 kN
1000	5250 kN	5250 kN
1200	7600 kN	7600 kN

Obs: No caso de concreto C20, para as estacas de menores diâmetros, 300mm 350mm e 400mm utilizou-se o coeficiente de minoração do concreto  $\gamma_c$  maior ( $\gamma_c = 2,5$ ) devido a possibilidade de flambagem deste tipo de estaca, conforme Alonso (2012)

### 3.2 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Pesquisadores, em todo o mundo, tentam correlacionar equações que possuem relações diretas com métodos práticos (provas de carga), que variam principalmente de acordo com o tipo de investigação geotécnica, assim como o solo encontrado em cada região, gerando assim, métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga.

No Brasil, o SPT é a investigação geotécnica mais difundida e realizada, Militsky (1986), aborda o assunto dizendo que: “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”. Assim os calculistas de fundações têm a preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão.

A seguir são apresentados métodos semiempírico concebidos especificamente para as estacas tipo hélice contínua monitoradas utilizados no Brasil e no Exterior. Cabe destacar que neste trabalho todos esses métodos foram utilizados com resultados a partir dos boletins de sondagem com medida de  $N_{SPT}$ .

#### 3.2.1 AOKI VELLOSO (1975, 1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)

O tradicional método Aoki Velloso (1975, 1978) relaciona dados do ensaio de CPT com a capacidade de carga. A partir de correlações o método pode ser utilizado com dados do  $N_{SPT}$ . A contribuição de Monteiro (1997) expande a base de dados contemplando mais metodologias executivas de estacas. A equação da capacidade de carga da estaca pode ser descrita relacionando as resistências de ponta e por atrito lateral da estaca com resultados do CPT como mostram as equações 3.4 e 3.5.

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta L \quad (3.4)$$

$$Q_{ult} = \frac{A_b \cdot q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta L \quad (3.5)$$

onde, F1 e F2 são fatores de escala e execução que podem variar conforme a estaca. Pode-se correlacionar os ensaios de SPT e de CPT mecânico através das equações 3.4 e 3.5.

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (3.6)$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot q_{cone} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.7)$$

Chegando assim à equação 3.8

$$Q_{ult} = \frac{A_b \cdot K \cdot N_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F2} \Delta L \quad (3.8)$$

Os valores de K,  $\alpha$ , F1 e F2, conforme a contribuição de Monteiro (1997), são dados pelas Tabelas abaixo:

Tabela 3.3 – Valores de F1 e F2

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Franki fuste apilado	2,3	3,0
Franki fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice contínua	3,0	3,8
Microestaca	2,2	2,5
Raiz	2,2	2,4
Presso ancoragem	2,2	2,1
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto percussão	2,5	3,5

Pré-moldada de concreto prensagem	1,2	2,3
Strauss	4,2	3,9
Vibro Franki	2,4	3,2

Tabela 3.4 – Valores dos coeficientes K e  $\alpha$

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	730	2,1
Areia argilosa	540	2,8
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia siltosa	680	2,8
Argila	250	5,5
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila silto-arenosa	330	4,1
Argila siltosa	260	4,5
Silte	480	3,2
Silte areno-argiloso	400	3,3
Silte arenoso	500	3,0
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Silte argiloso	320	3,6

Para este método não devem ser utilizados valores de  $N_{SPT}$  acima de 50 golpes, e utiliza-se a média entre os resultados de  $N_{SPT}$  de distâncias iguais a 7 vezes e 3,5 vezes o diâmetro da base (Figura 3.1), acima e abaixo de sua profundidade de assentamento, nessa ordem.

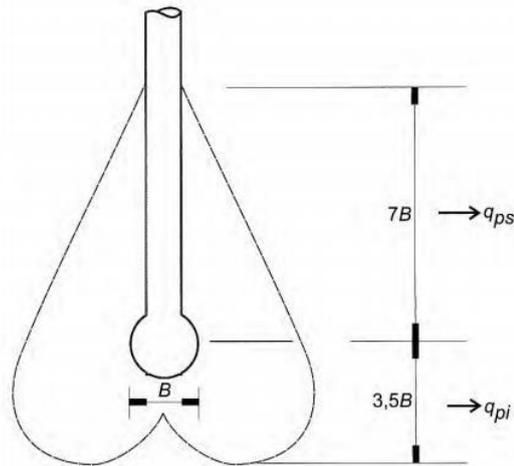


Figura 3.2 – Determinação da resistência de ponta segundo Monteiro

### 3.2.2 DÉCOURT-QUARESMA (1978) COM CONTRIBUIÇÃO DE DÉCOURT (1996)

O método de Décourt e Quaresma (1978) apresenta um cálculo para estimativas bastante aproximadas de carga de ruptura de estacas cravadas, com base nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. Porém, com a contribuição de Décourt (DÉCOURT, 1996) que sugeriu a introdução de dois coeficientes,  $\alpha$  e  $\beta$ , para corrigir reação de ponta e atrito lateral, foi possível expandir a utilização desse método para outros tipos de fundações profundas, inclusive para estaca hélice contínua.

Com isso a expressão geral para determinação da carga de ruptura de uma estaca é dada pela equação 3.9.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_b \cdot q_{p,ult} + \beta \cdot A_s \cdot \tau_{l,ult} \quad (3.9)$$

onde:

$A_p$  – Área da ponta;

$A_s$  – Área do fuste.

A resistência de ponta e o atrito lateral podem ser estimados a partir das equações 3.10 e 3.11.

$$q_{p,ult} = C \cdot N \quad (3.10)$$

$$\tau_{l,ult} = \sum \left[ 10 \cdot \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \right] \quad (3.11)$$

Sendo  $N$  a média do  $N_{SPT}$  da ponta, um imediatamente superior e um imediatamente inferior a ela, e  $C$  dado pela Tabela 3.5. O  $\bar{N}$  é a média do  $N_{SPT}$  no fuste.

Tabela 3.5 – Coeficiente  $C$

<b>Tipo de Solo</b>	<b>C (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Areia	400
Solo Arenoso	250
Solo Argiloso	200
Argila	120

Logo a equação final para cálculo da capacidade de carga última pode ser reescrita conforme a equação 2.8.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_b \cdot C \cdot N + \beta \cdot U \cdot \sum \left[ 10 \cdot \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \right] \cdot \Delta L \quad (3.12)$$

E os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são dados de acordo com o tipo de solo e de estaca, pelas Tabelas 3.6 e 3.7.

Tabela 3.6: Valores dos coeficientes  $\alpha$ 

Tipo de Estaca	Argila	Intermediário	Areia
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada (em geral)	0,85	0,60	0,50
Escavada (c/ bentonita)	0,85	0,60	0,50
Hélice contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

Tabela 3.7: Valores dos coeficientes  $\beta$ 

Tipo de Estaca	Argila	Intermediário	Areia
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada (em geral)	0,80	0,65	0,50
Escavada (c/ bentonita)	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

### 3.2.2 MÉTODO DE VORCARO-VELLOSO (2000)

O método Vorcaro-Velloso (2000) foi criado com objetivo de estabelecer uma formulação para prever carga em estacas tipo hélice contínua. Baseado em um banco de dados criado por Alonso (1996), os autores utilizaram o princípio da regressão linear múltipla, e pelo método dos mínimos quadrados solucionaram um sistema de diversas equações que representam as reações de uma estaca submetida à compressão, considerando o tipo de solo e os resultados dos ensaios SPT. Para a carga de ruptura, limitou-se os valores do SPT ao longo do fuste a 50 golpes e na ponta a 75 golpes, pois assim encontraram os melhores resultados.

A equação abaixo foi proposta para o cálculo da capacidade de carga da estaca hélice, considerando o cálculo da ponta e do fuste:

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p \ln x_l + 1,36 \ln x_l} \quad (3.13)$$

sendo:

$$x_p = A_p N_{SPT(ponta)}$$

$$x_l = U \sum N_{SPT(fuste)}$$

$A_p$  = área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>)

$U$  = perímetro da estaca (m)

Devido a variabilidade dos resultados faz com que exista um fator de  $\pm 0,29$  para englobar a incerteza do método. Conforme a equação 3.14.

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p \ln x_l + 1,36 \ln x_l} \pm 0,29 \quad (3.14)$$

A Figura 3.2 apresenta a variabilidade da capacidade de carga com a diferença de capacidade de carga máxima e mínima considerando o fator de  $\pm 0,29$  de acordo com a variação de XL e XP.

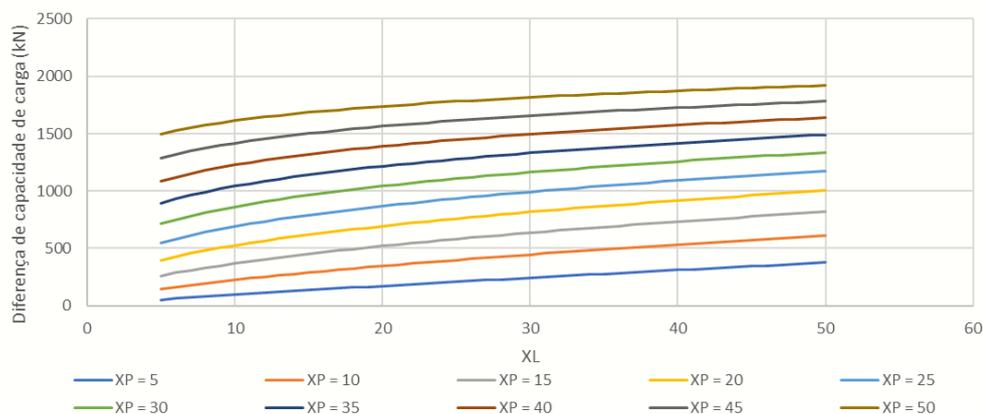


Figura 3.3 – Variabilidade da capacidade carga (kN) do método Vorcaro-Velloso (2000).

### 3.2.4 MÉTODO DE KÁREZ-ROCHA (2000)

O método de Kárez-Rocha (2000) foi proposto para estimar a carga de estacas do tipo hélice contínua, baseado na análise de 38 provas de carga que foram executadas nas regiões sul e sudeste do Brasil, relacionando o tipo de solo com o número de golpes do ensaio SPT.

As estacas analisadas possuíam diâmetro que variava entre 0,35m e 0,80m e o comprimento médio de 14,3m ( $\pm 4,4$ m). As equações obtidas após análise dos dados foram as equações 3.15 para o cálculo de resistência lateral e 3.16 para o cálculo de resistência de ponta.

$$Q_{l,ult} = 4,9 \cdot \pi \cdot D \cdot N_{spt} \quad (3.15)$$

sendo:

D – Diâmetro da barra;

$\sum N_{spt}$  - Soma de golpes de SPT ao longo do fuste.

$$Q_{p,ult} = K_{kT} \cdot N_p \cdot A_p \quad (3.16)$$

sendo:

Coefficiente  $K_{kt} = 210$  para argila, 250 para siltes e 290 para areia;

N = número de golpes de SPT na ponta da estaca;

$A_p$  = área na ponta da estaca ( $m^2$ ).

### 3.2.5 MÉTODO DE ALONSO (1996)

O método semiempírico de Alonso (1996) foi desenvolvido para a previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua. Foram utilizados os resultados do ensaio SPT-T, para a Bacia Sedimentar Terciária na cidade de São Paulo, e reavaliado no ano 2000 para as regiões da Formação Geológica de Guabirota-PR e os solos da cidade de Serra-ES. A carga de ruptura é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta obtidas por meio das equações 3.17 e 3.21:

- **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (3.17)$$

onde:

$U$  = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$\Delta l$  = trecho onde se admite atrito lateral unitário  $\tau_l$  constante;

$\tau_{l,ult}$  = Resistência lateral unitária (ver Tabela 2.5 abaixo).

A resistência por atrito lateral unitária da estaca pode ser obtida com a equação proposta abaixo:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot f \leq 200kPa \quad (3.18)$$

sendo:

$\alpha$  = coeficiente de correção do atrito lateral  $f$ , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última;

$f$  = Atrito calculado a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio SPT-T.

A Tabela abaixo mostra os limites de  $\tau_{l,ult}$  e valores de  $\alpha$  propostos pelo método de Alonso (1996), especificamente para estacas do tipo hélice contínua:

Tabela 3.8 -limites de  $\tau_{l,ult}$  e valores de  $\alpha$

Região	$\tau_{l,ult}$	$\alpha$
Bacia sedimentar de São Paulo	$\leq 200\text{kPa}$	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80\text{kPa}$	0,65
Cidade de Serra - ES	$\leq 200\text{kPa}$	0,76

Para a obtenção do valor de  $f$ , utiliza-se a equação 3.19, proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (ALONSO, 1996) exposta a seguir:

$$f = \frac{100 T_{m\acute{a}x}}{0,41h - 0,032} \text{ kPa} \quad (3.19)$$

onde:

$T_{m\acute{a}x}$  = torque máximo expresso em kgf.m;

$h$  = penetração total do amostrador, em cm (geralmente 45 cm).

Para uma penetração total do amostrador igual a 45 cm, a expressão anterior resulta na equação 3.20 abaixo:

$$f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} \text{ kPa} \quad (3.20)$$

- **Resistência de ponta**

A resistência de ponta segundo o método de Alonso (1996) é dada pela equação 3.21.

$$Q_{p,ult} = A_p q_{p,ult} \quad (3.21)$$

onde a resistência unitária de ponta pode ser expressa pela equação 3.22.

$$q_{p,ult} = \beta \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} \quad (3.22)$$

sendo:

$T_{mín}^{(1)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho compreendido em 8 diâmetros (8D) acima da ponta da estaca. Considera-se nulo o  $T_{mín}$  acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor do que 8D;

$T_{mín}^{(2)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho compreendido em 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca. O autor recomenda que os valores de  $T_{mín}$  adotados, sejam no máximo 40kgf.m.

Alonso (1996, 2000b) determinou os valores para  $\beta'$ , conforme a Tabela abaixo, nas regiões analisadas. Os valores de  $\beta'$  (em kPa/kgf.m) são dados em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

Tabela 3.9 – Valores de  $\beta'$

Região	$\beta'$		
	Areia	Silte	Argila
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

- **Torque vs  $N_{SPT}$**

Alonso propõe que as correlações entre o ensaio SPT e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e resistência de ponta, a partir do número de golpes  $N_{SPT}$ .

$$T_{máx} = 1,2 N_{SPT} \quad \text{e} \quad T_{mín} = 1,0 N_{SPT}$$

e para a formação geotécnica de Guabirota, as correlações são:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,13 N_{SPT} \quad \text{e} \quad T_{m\acute{i}n} = 0,98 N_{SPT}$$

O autor destaca a necessidade de encontrar as correlações para o caso de outras regiões, antes de utilizar o método.

Décourt (DÉCOURT, 2018) apresenta uma Tabela de coeficientes de Torque máximo/ $N_{SPT}$ . A Tabela 3.10 apresenta os dados mencionados.

Tabela 3.10 – Relação entre o torque e o  $N_{SPT}$  – adaptado de Décourt (2018).

Tipo de solo	Torque/ $N_{SPT}$
Areias sedimentares – Limite inferior	0,3
Solos saprolíticos/SP	2,0
Argilas colapsíveis	2,5/5,0
Argila mole de Santos/SP	3,0/4,0
Areias sedimentares – Limite superior	10

### 3.2.6 MÉTODO DE GOTLIEB et al. (2000)

Sendo a preocupação principal os aspectos de segurança e ocorrência de recalques excessivos, os autores desenvolveram um método simples baseado nos ensaios SPT, para estimar a tensão admissível no topo da estaca. A partir da análise de 48 provas de carga estáticas em estacas do tipo hélice contínua, e posteriormente em 2002, analisando o banco de dados reunidos por Alonso (1996), os autores confirmaram a validade desta técnica, baseada em um conjunto de 99 provas de carga estáticas.

A tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca é dada pela equação:

$$P_{adm} = (N_{p,m\acute{e}d\acute{i}o} \cdot 60) + \left( \frac{\sum N_{SPT}}{0,125D} \right) \quad (3.23)$$

onde:

$P_{adm}$  = tensão admissível aplicada no topo da estaca (kN/m<sup>2</sup>);

$N_{p,médio}$  = média dos valores obtidos no trecho 8 diâmetros acima e 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca;

$\sum N_{SPT}$  = soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca, sendo que os valores  $N_{SPT}$  limitados em 50.

Os autores recomendam a limitação de 5000 kN/m<sup>2</sup> para o valor tensão admissível  $P_{adm}$  na utilização em projetos. Gotlieb et al. (2000) conclui que o método se mostrou válido em 100% dos casos, onde há ocorrência de recalques inferiores a 15 mm para as tensões de utilização, ou seja, nas cargas de trabalho das estacas.

### 3.2.7 MÉTODO DE ANTUNES & CABRAL (1996)

Assim como nos métodos anteriores, os autores propuseram um método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua a partir dos resultados do ensaio SPT. Baseados em informações obtidas em 9 provas de carga estáticas, realizadas em estacas com diâmetro de 35, 50 e 75 cm, fizeram uma comparação entre dois métodos semiempíricos tradicionais: Aoki-Velloso (1975,1978) e Décourt-Quaresma (1978).

Os autores chegaram as seguintes equações para estimar as resistências por atrito lateral e de ponta:

- **Resistência por atrito lateral**

$$Q_{l,ult} = \pi \cdot D \sum (N_{SPT} \beta_1) \cdot \Delta l \quad (3.24)$$

onde:

$D$  = diâmetro da estaca;

$\Delta l$  = comprimento da estaca;

$N_{SPT}$  = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

$\beta_1$  = Coeficiente de atrito lateral, em kgf/cm<sup>2</sup>, que depende do tipo de solo (ver Tabela 3.25 abaixo).

- **Resistência de ponta**

$$Q_{p,ult} = \beta_2 \cdot N_{SPT} \cdot \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (3.25)$$

onde:

$$\beta_2 \cdot N_{SPT} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$$

$N_{SPT}$  = índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

$\beta_2$  = parâmetro para o cálculo da resistência de ponta, em kgf/cm<sup>2</sup>, que depende do tipo de solo (Ver Tabela 2.7 abaixo).

Tabela 3.11 – Coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (ANTUNES & CABRAL, 1996)

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	4,0 – 5,0	2,0 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1,0 – 2,0
Argila	2,0 – 3,5	1,0 – 1,5

### 3.2.8 MÉTODO DA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (2007)

Para facilitar a estimativa da capacidade de carga de estacas hélice contínua foi elaborado um método por diversos autores renomados internacionalmente, e que leva o selo da Federal Highway Administration (FHWA, 2007). São baseados em um estudo completo de avaliação e

comparação de vários métodos usados nos Estados Unidos e na Europa. Tem por premissa a análise da capacidade de carga de fuste e ponta em solos de comportamento drenado e não-drenado.

### **3.2.8.1 GENERALIDADES**

Quando um solo saturado é submetido a um carregamento, parte desta carga é resistida pela água presente neste solo e parte é resistida pelos sólidos. No primeiro momento, toda a carga é suportada pela água, porém a medida em que a água escapa a carga é transferida para a parte sólida, e no final os sólidos suportam toda a carga, chegando à condição de equilíbrio.

O comportamento do solo é determinado pelo valor da tensão efetiva, e esse comportamento pode ser classificado como drenado ou não drenado, quanto maior for a tensão efetiva maiores serão as tensões que o solo suporta.

O solo tem comportamento não drenado quando, após o carregamento, nenhum excesso de poro pressão é dissipado, ou seja, não ocorre nenhuma variação de volume na massa do solo. Quando o solo tem comportamento drenado, ocorre a dissipação dos excessos de poro pressão, os sólidos passam a resistir à carga e ocorrem os recalques.

Solos arenosos (granulares) possuem comportamento drenado, pois quando solicitados por um acréscimo de tensões, apresentam maior capacidade de dissipar o excesso de poro pressão, o que não ocorre em solos argilosos (coesivos). Essa capacidade de drenar é o que basicamente difere o comportamento de solos arenosos e argilosos.

### **3.2.8.2 COMPORTAMENTO DRENADO**

Como as areias são muito permeáveis, na grande maioria dos carregamentos aos quais as areias são submetidas há tempo suficiente para que as poro-pressões geradas pelos carregamentos sejam dissipadas. Isso significa dizer que em sua grande maioria, os carregamentos em areias se dão de forma drenada, ou ainda, que as variações dos estados de tensões efetivas são iguais às variações dos estados de tensões totais.

Solos arenosos têm seu comportamento tensão-deformação-resistência influenciado por compacidade, tensão confinante e tipo de areia.

Em relação a compactidade, areias compactas demonstram uma tendência a dilatância e resultam em aumento do índice de vazios durante o cisalhamento, diferente de areias fofas que apresentam inicialmente elevado índice de vazios; com o cisalhamento o índice de vazios vai reduzindo em função de sua compressão. Sobre o confinamento, quanto maior for, maior será a resistência, esta relação é aproximadamente linear.

Solos finos, argilosos, também apresentam comportamento drenado, porém após um tempo maior de carregamento.

$$q_p = 0,096 \cdot 0,6 \cdot N_{60} \leq 4,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{l,ult} = \beta \cdot \sigma_v' \leq 200 \text{ kPa}$$

Já para situações drenadas o cálculo da capacidade de carga do fuste também passa pelo trabalho de Reese e O'Neill (1988) e posteriormente modificado por O'Neill e Reese (1999). Os autores propõem a resistência ao cisalhamento do contato concreto solo conforme a equação 3.31.

$$\tau_{l,ult} = \beta \cdot \sigma_v' \leq 200 \text{ kPa} \quad (3.26)$$

Sendo  $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$$\beta = \begin{cases} 1,5 - 0,135 \cdot \sqrt{3,28 \cdot z} & \text{para } N_{60} \geq 15 \\ \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,135 \cdot \sqrt{3,28 \cdot z}) & \text{para } N_{60} < 15 \end{cases} \quad (3.27)$$

$N_{60}$  - é o NSPT associado a 60% de eficiência do sistema.

$z$  - é a distância, em metros, do nível do terreno até o meio da camada do segmento em questão da estaca.

Coleman-Arcement (2002) modelam a resistência ao cisalhamento do contato concreto solo a partir da equação 3.31. Todavia, o fator  $\beta$  passa a variar entre 0,2 e 2,5 e assume a expressão da equação 3.26

$$\beta = \begin{cases} 2,27 \cdot z^{-0,67} & \text{para solos siltosos} \\ 10,72 \cdot z^{-1,30} & \text{para solos arenosos} \end{cases} \quad (3.28)$$

Para a resistência de ponta, Reese and O'Neill (1988) e posteriormente modificado por O'Neill and Reese (1999) apresentam a equação 3.33 para modelar a capacidade de carga unitária de ponta.

$$q_p = 0,096 \cdot 0,6 \cdot N_{60} \leq 4,3 \text{ MPa} \quad (3.29)$$

Sendo que  $N_{60}$  é tomado como a média de 1 diâmetro acima da ponta da estaca e 2 ou 3 abaixo da ponta da estaca

### 3.2.8.3 COMPORTAMENTO NÃO-DRENADO

O comportamento não drenado ocorre imediatamente após o carregamento, quando nenhum excesso de poro-pressão foi dissipado ou melhor, quando nenhuma variação de volume ocorreu na massa de solo. Em solos granulares esse comportamento ocorre em tempo mais curto em comparação com solos coesivos.

Um dos parâmetros para a execução de projetos geotécnicos é a resistência não drenada, que é a resistência mobilizada quando a ruptura ocorre antes de uma dissipação significativa da poro-pressão. Pode ser determinada por ensaios de campo e de laboratório, geralmente os ensaios de campo geram dados de resistência não drenada de uma forma mais rápida e em maior quantidade do que os ensaios de laboratório, entretanto alguns desses dados são baseados em correlações empíricas.

Para facilitar a aplicação do método, a Tabela 3.12 apresenta uma sugestão<sup>2</sup> de comportamento de solo dependendo da classificação em boletins de sondagem.

---

<sup>2</sup> A Tabela 3.12 é apenas uma sugestão, baseada nos tipos de solo propostos por Aoki-Velloso (1975,1978) com contribuição de Monteiro (1997) sendo o engenheiro o responsável pela aplicação. Para uma previsão mais correta necessita-se de ensaios mais específicos.

Tabela 3.12 – Classificação pelo comportamento do solo

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Comportamento</b>
Areia	Drenado
Areia argilosa	Parcialmente drenado
Areia argilo-siltosa	Parcialmente drenado
Areia silto-argilosa	Parcialmente drenado
Areia siltosa	Drenado
Argila	Não-drenado
Argila arenosa	Não-drenado
Argila areno-siltosa	Não-drenado
Argila silto-arenosa	Não-drenado
Argila siltosa	Não-drenado
Silte	Parcialmente drenado
Silte areno-argiloso	Parcialmente drenado
Silte arenoso	Parcialmente drenado
Silte argilo-arenoso	Não-drenado
Silte argiloso	Não-drenado

Onde está classificado como parcialmente drenado, se faz necessário avaliação por uma investigação geotécnica mais aprofundada. Então, no presente trabalho os solos parcialmente drenados serão calculados de forma drenada e não drenada sendo o menor valor escolhido para que seja a favor da segurança.

O método da FHWA (1999) foi proposto originalmente por Reese e O'Neill (1988) e posteriormente modificado por O'Neill e Reese (1999). No cálculo da capacidade de carga do fuste para solos de comportamento não-drenado, os autores propõem que a resistência ao cisalhamento do fuste da estaca seja uma função da resistência não-drenada ( $S_u$ ) seguindo a correlação:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \cdot S_u \quad (3.26)$$

onde:

$$\alpha = 0,55 \text{ se } \frac{S_u}{P_{atm}} \leq 1,5$$

$$0,55 > \alpha \geq 0,45 \text{ se } 1,5 \leq \frac{S_u}{P_{atm}} \leq 2,5$$

sendo  $P_{atm}$  a pressão atmosférica, considerada, aproximadamente, 101kPa.

Para utilização desse método é necessário considerar que se a parte inferior da estaca está apoiada em solo não-drenado, a contribuição do atrito lateral para a capacidade de carga referente à um diâmetro acima da ponta da estaca. Se a camada superior for de comportamento não-drenado, existe a possibilidade desse solo contrair do topo da estaca quando exposto à atmosfera. Se houver suspeita de tal condição, a contribuição de cisalhamento lateral desta camada deve ser desprezada o maior entre os 1,5 m de solo ou a profundidade da mudança sazonal de umidade do primeiro trecho da estaca.

O documento para o projeto e construção de estacas hélice contínua também apresenta métodos alternativos para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo do fuste da estaca. Uma das propostas, Coleman-Arcement (2002), apresenta a mesma equação do FHWA (1999), equação 3.27, porém, neste caso o valor de  $\alpha$  é dado por:

$$\alpha = \frac{56,2}{S_u} \text{ para } 25kPa \leq S_u \leq 150kPa \quad (3.27)$$

Outro método alternativo para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo de comportamento não drenado no fuste da estaca é o método do TXDOT (1971) (publicado pelo Texas Highway Department em 1972) que apresenta a seguinte equação:

$$\tau_{l,ult} = 0,7 \cdot S_u (\leq 120kPa) \quad (3.28)$$

Para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo de comportamento não drenado para a ponta da estaca, o documento para o projeto e construção de estacas hélice contínua recomenda que também seja utilizado o método da FHWA (1999). Impõe-se para a utilização do método que as estacas tenham comprimentos maiores que 3 vezes o diâmetro da estaca, e que a profundidade onde o  $S_u$  deve ser considerado vai até a medida de 2 diâmetros

abaixo da ponta para este tipo de solo. A recomendação do método propõe que a resistência ao cisalhamento da ponta da estaca seja uma função da resistência não-drenada ( $S_u$ ), seguindo a correlação abaixo

$$q_{p,ult} = N_c^* \cdot S_u \quad (3.29)$$

onde:

$$N_c^* = 9,0 \text{ se } 200kPa \leq S_u \leq 250kPa$$

$$N_c^* = \frac{4}{3} \cdot [\ln(I_r) + 1] \text{ se } S_u \leq 200kPa$$

sendo que o índice de rigidez ( $I_r$ ) é dado por:

$$I_r = \frac{E_u}{3 \cdot S_u} \quad (3.30)$$

$E_u$  = módulo de elasticidade do solo com comportamento não-drenado.

O método da FHWA (1999) sugere que o  $E_u$  seja obtido através de ensaios triaxiais ou ensaios “in situ” (e.g.: ensaio de pressiômetro). Para a prática de projetos de estacas hélice contínua, caso o valor de  $E_s$  não seja medido, pode-se utilizar (com menor acurácia) a tabela 3.13 fornecida a seguir:

Tabela 3.13 – Valores padrão para o caso do  $E_u$  não medido

$S_u$	$I_r = \frac{E_u}{3 \cdot S_u}$	$N_c^*$
25kPa	50	6,5
50kPa	150	8,0
100kPa	250	8,7
200kPa	300	8,9

No caso de não ser possível determinar os valores de  $S_u$  através de ensaios de laboratório (triaxial UU) e de ensaios de campo (palheta ou pressiômetro), é possível fazer uma correlação com o  $N_{SPT}$  obtido na sondagem.

#### 3.2.8.4 CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS

Como na prática de projetos de fundações no Brasil o  $N_{SPT}$  continua sendo a ferramenta mais utilizada o presente trabalho propõe esta mesma abordagem para a estimativa de capacidade de carga geotécnica pelo método do FHWA (2007).

Cabe destacar que este método foi elaborado em países que possuem normas diferentes das normas brasileiras em diversos aspectos. Assim, por exemplo, associado a utilização deste método com o valor de  $N_{SPT}$  no Brasil é necessário realizar a correção de energia aplicada para as sondagens executadas no Brasil.

Vale lembrar que, com relação a energia aplicada na realização do ensaio, internacionalmente a eficiência padrão é de 60% e que Décourt (1989) menciona que, em média, a eficiência do ensaio brasileiro é de 72%. Com efeito, a correção do  $N_{72}$  para o  $N_{60}$  é dada pela equação 3.31

$$N_{60} = 1,2 \cdot N_{72} \quad (3.31)$$

- Peso específico

A Tabela 3.14, adaptada de Aoki e Cintra (2010), apresenta o peso específico para argilas e areias.

Tabela 3.14 – Tabela de Peso específico – Adaptado Aoki e Cintra (2010)

Argila		Areia			
			Saturada	Úmida	Seca
$N_{SPT} < 1$	11 kN/m <sup>3</sup>	$N_{SPT} \leq 8$	19 kN/m <sup>3</sup>	18 kN/m <sup>3</sup>	16 kN/m <sup>3</sup>
$1 \leq N_{SPT} \leq 2$	13 kN/m <sup>3</sup>				
$3 \leq N_{SPT} \leq 5$	15 kN/m <sup>3</sup>	$9 \leq N_{SPT} \leq 18$	20 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>	17 kN/m <sup>3</sup>
$6 \leq N_{SPT} \leq 10$	17 kN/m <sup>3</sup>				
$11 \leq N_{SPT} \leq 19$	19 kN/m <sup>3</sup>	$N_{SPT} \geq 19$	21 kN/m <sup>3</sup>	20 kN/m <sup>3</sup>	18 kN/m <sup>3</sup>
$N_{SPT} \geq 20$	21 kN/m <sup>3</sup>				

- Resistência não-drenada

Teixeira e Godoy (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) propõe a equação 3.32 para estimar a resistência não-drenada

$$S_u = 10 \cdot N_{72} \text{ (kPa)} \quad (3.32)$$

para solos com  $N_{SPT} = 0$ , normalmente utiliza-se um limite inferior de 10 kPa para a resistência não-drenada.

Cabe lembrar que o valor de  $N_{72}$  é o valor referente aos valores de  $N_{SPT}$  obtidos nos boletins de sondagem SPT brasileiras. Este fato deve-se a eficiência média medida em diversas sondagens brasileiras ser de 72%, conforme apresentou Décourt (1989).

## 4 CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA A PARTIR DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA

Durante a prova de carga o carregamento da estaca pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Isto geralmente ocorre quando não se pretende levar estaca à ruptura, quando esta tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova, ou quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, porém a curva carga-recalque não indica uma carga de ruptura, mas sim um crescimento contínuo do recalque com a carga.

### 4.1 EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953)

A fim de extrapolar a prova de carga estática Van Der Veen (1953) concebeu um método iterativo que relaciona a equação 4.1 com a curva tensão versus recalque:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (4.1)$$

onde:

$Q_{ult}$  = carga de ruptura;

Q = carga aplicada no topo da estaca;

$\alpha$  = coeficiente que define a forma da curva;

$\rho$  = recalque correspondente à carga aplicada

O método consiste em plotar gráficos de maneira iterativa das quantidades  $-\ln(1 - \frac{Q}{Q_{ult}})$  versus recalque variando a tensão de ruptura ( $Q_{ult}$ ). O gráfico que mais se aproximar de uma reta é o que define o  $Q_{ult}$  e o  $\alpha$ , sendo o último o coeficiente angular da reta formada.

### 4.2 NBR 6122 (ABNT, 2019)

De acordo com NBR 6122 (ABNT, 2019), a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento (Figura 4.1), ao recalque obtido pela equação 4.2 a seguir:

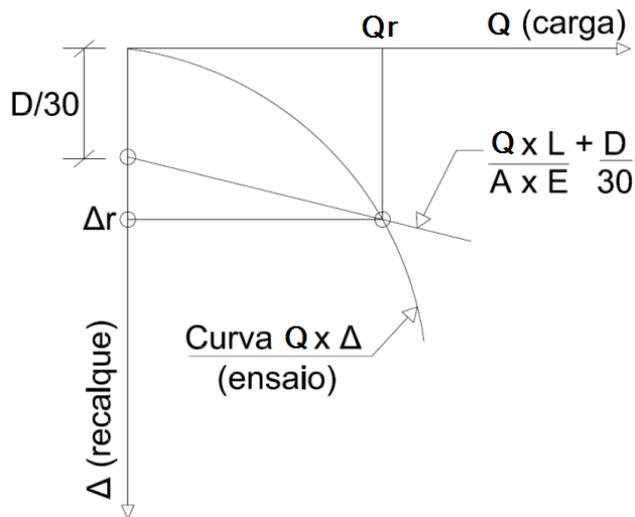


Figura 4.1 – Carga de ruptura convencional

$$\Delta_r = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4.2)$$

sendo:

$\Delta_r$  = recalque de ruptura convencional

Q = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta

### 4.3 EXTRAPOLAÇÃO POR FUNÇÃO HIPERBÓLICA, SILVA (2019)

Devido à natureza dos resultados de uma prova de carga vertical, um modelo com base em tangente hiperbólica elaborado por Silva (2019) descreve bons resultados de extrapolação de prova de carga estática e será utilizado neste trabalho como mais um método de extrapolação a fim de comparação dos resultados.

Assim propõe-se um modelo na forma da equação 4.3

$$\sigma_z = \frac{1}{\beta} \tanh \frac{w}{\alpha} \quad (4.3)$$

sendo,

w é o recalque;

$\sigma_z$  é a tensão vertical;

$\alpha$  e  $\beta$  parâmetros a serem determinados.

O primeiro passo é inverter a equação 4.3.1 em função de  $\sigma_z$ , supor que  $\alpha$  vale 1 e plotar o gráfico, de  $\sigma_z$  versus  $(\tanh \frac{w}{\alpha})$  forçando a função passar pela origem. Após esse procedimento plota-se a equação 4.3 em conjunto dos pontos da prova de carga e varia-se  $\alpha$  até o trecho linear da extrapolação coincidir com o trecho linear da prova de carga. A tensão de ruptura é encontrada da assíntota no eixo  $\sigma_z$ , então esta é formulada como:

$$q_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad (4.4)$$

## 5. OBRAS ANALISADAS

Neste trabalho foram analisados quatro casos, em diferentes regiões do Brasil, onde foram realizadas provas de carga em estacas hélice contínua. Cada um deles é descrito abaixo junto com os resultados obtidos.

### 5.1 CASO REPORTADO POR ALLEDI ET. AL. (2006)

No trabalho de Alledi (2006), foram realizadas quatro provas de carga à compressão em duas estacas teste (EH1 e EH2) com 0,40m de diâmetro e comprimento de 8,0m e 12,0m, sendo uma com carregamento lento e uma com carregamento rápido em cada uma das duas estacas. A Figura 5.1 mostra o perfil geotécnico onde as estacas foram executadas.

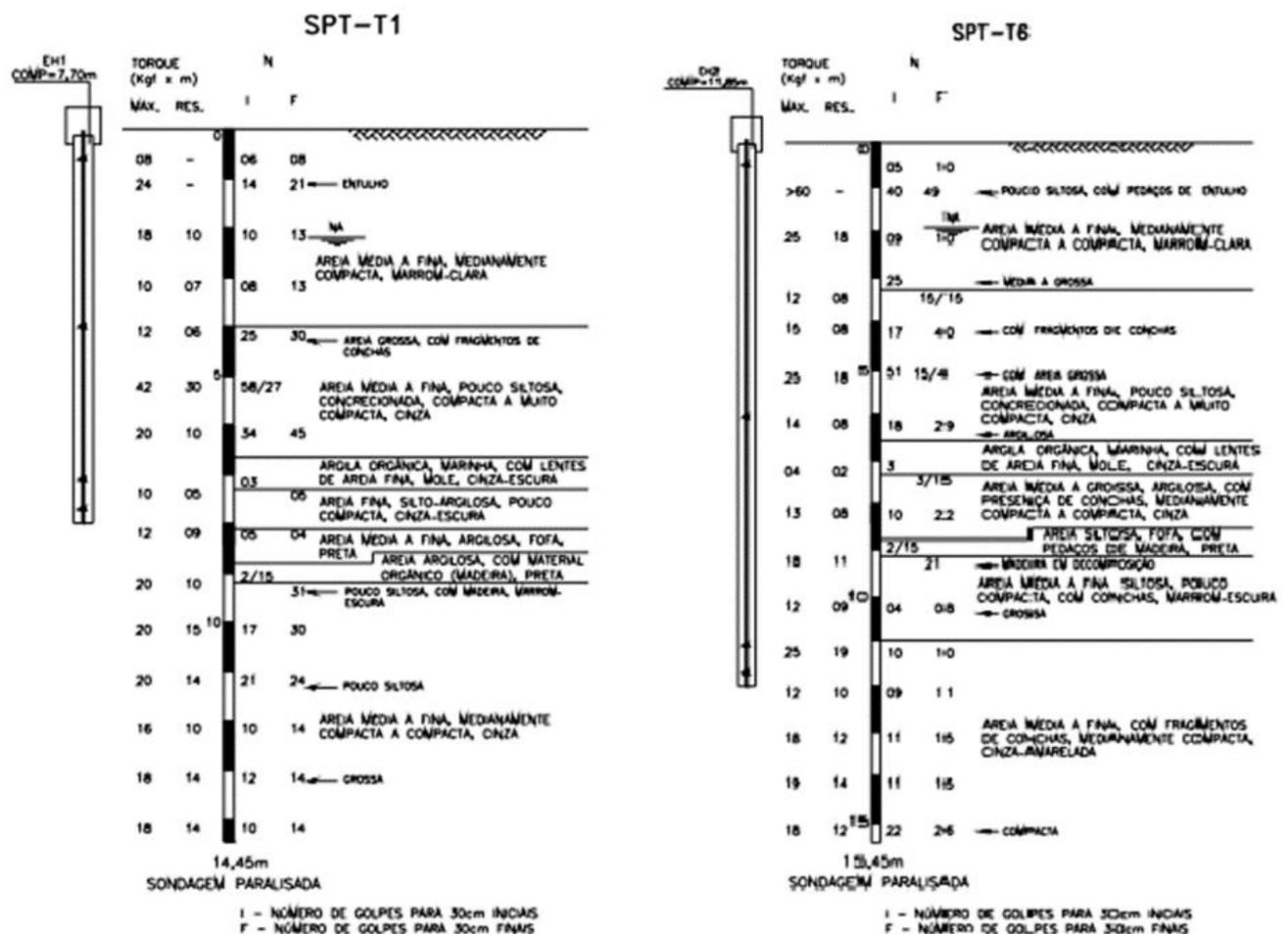


Figura 5.1 – SPT-T1 associado a EH1 e SPT-T6 associado a EH2 - Adaptado de Alledi et. Al. (2006)

Para a estaca EH1, a prova de carga lenta atingiu a carga máxima de 720kN, e a prova de carga rápida atingiu a carga máxima de 756kN. Para a estaca EH2, a prova de carga lenta atingiu 1100kN e a prova de carga rápida chegou à 1150kN. A Figura 5.2 mostra os resultados das provas de carga EH1 e EH2.

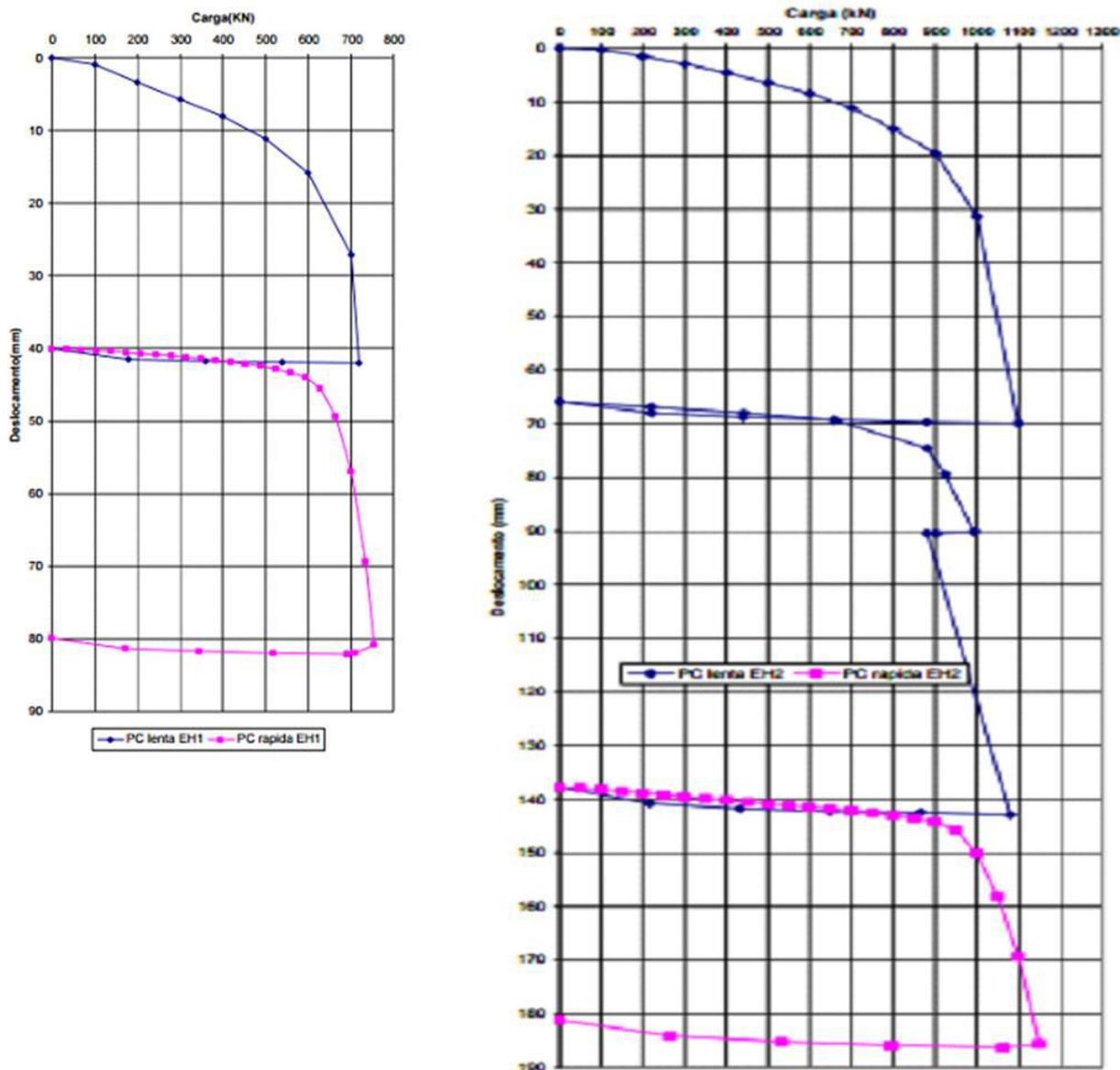


Figura 5.2 – Curva carga x deslocamento das estacas EH1 e EH2 – Adaptado de Alledi et. al. (2006)

A área experimental estava localizada na orla da porção continental da cidade de Vitória-ES e o perfil geotécnico é basicamente de solos sedimentares. Segue abaixo as Figuras que apresentam o perfil geotécnico individual das sondagens SPT-T1 e SPT-T6 onde foram

executadas, respectivamente, as estacas teste EH1 e EH2. A Tabela 5.1 mostra o resumo dos resultados das duas provas de carga.

Tabela 5.1 – Carga e deslocamento máximo obtidos na PC de EH1 e EH2

<b>Estaca</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Carga Máxima (KN)</b>	<b>Deslocamento Máximo (mm)</b>
EH1	Lento	720	41,99
	Rápido	756	40,79
EH2	Lento	1100	69,97
	Lento	1080	77,08
	Rápido	1150	47,84

Os autores utilizaram extrapolações para definir a carga de ruptura. A Tabela 5.2 mostra os resultados encontrados pelos autores para a extrapolação da prova de carga pelo método de Van Der Veen (1953) e pelo critério da NBR 6122 (2010), além o resultado da extrapolação pelo método da função hiperbólica de Silva (2019) feito no presente trabalho.

Tabela 5.2 - Carga de ruptura prevista por extrapolações

<b>Estaca</b>	<b>Método</b>	<b>Carga de ruptura (kN)</b>
EH1	Van Der Veen (1953)	722
	NBR 6122 (ABNT, 2019)	565
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	693
EH2	Van Der Veen (1953)	1105
	NBR 6122 (ABNT, 2019)	845
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	982

A Figura 5.3 apresenta o gráfico com as extrapolações de Van Der Veen (1953) e pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019) em comparação com os dados medidos para a estaca EH1.

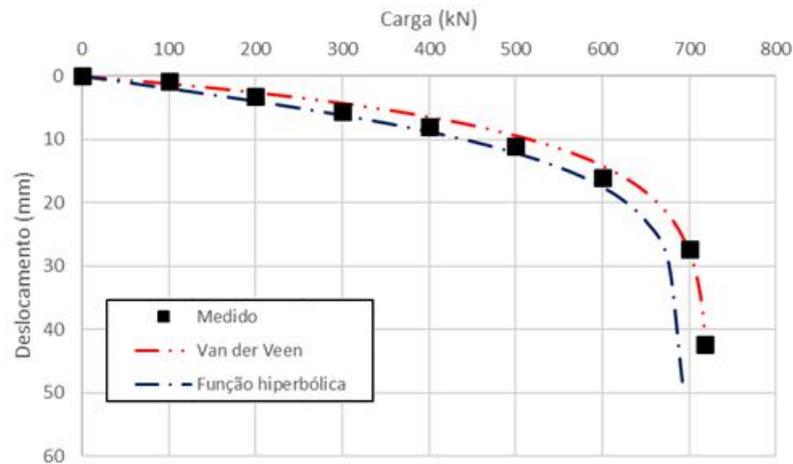


Figura 5.3 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e método da função hiperbólica (Silva, 2019) para a EH1.

A Figura 5.4 apresenta as extrapolações de Van Der Veen (1953) e método da função hiperbólica (Silva, 2019) em comparação com os dados medidos para a estaca EH2.

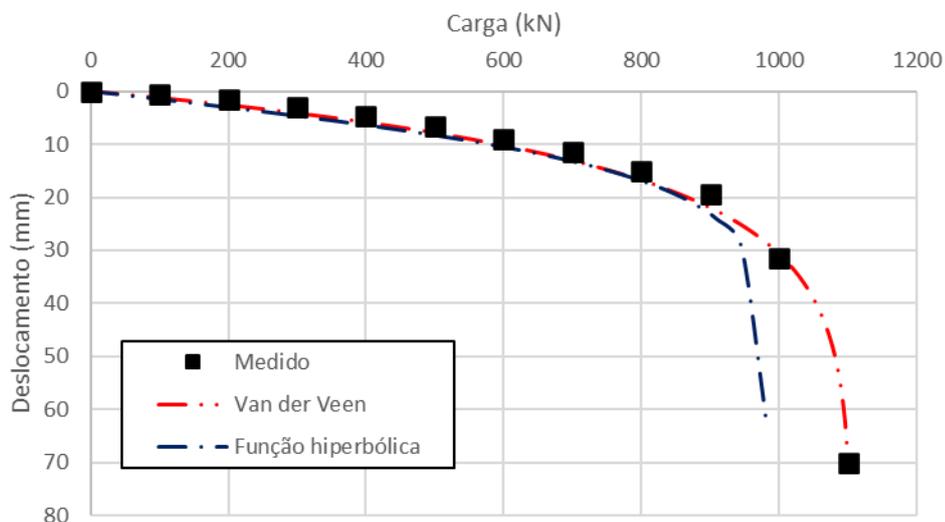


Figura 5.4 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e método da função hiperbólica (Silva, 2019) para a EH2.

## 5.2 CASO REPORTADO POR MANTUANO (2014)

No trabalho de Mantuano (2014), foram realizadas duas provas de carga, porém apenas a primeira será analisada<sup>3</sup>. A estaca EP1 possui diâmetro de 50cm e 22m de comprimento. A

<sup>3</sup> A segunda prova de carga foi sobre uma estaca tipo hélice com um procedimento modificado.

Figura 5.5 mostra o perfil geotécnico onde a estaca foi executada. A prova de carga chegou a uma carga máxima de 2890 kN. A Figura 5.6 mostra o resultado da prova de carga para a estaca.

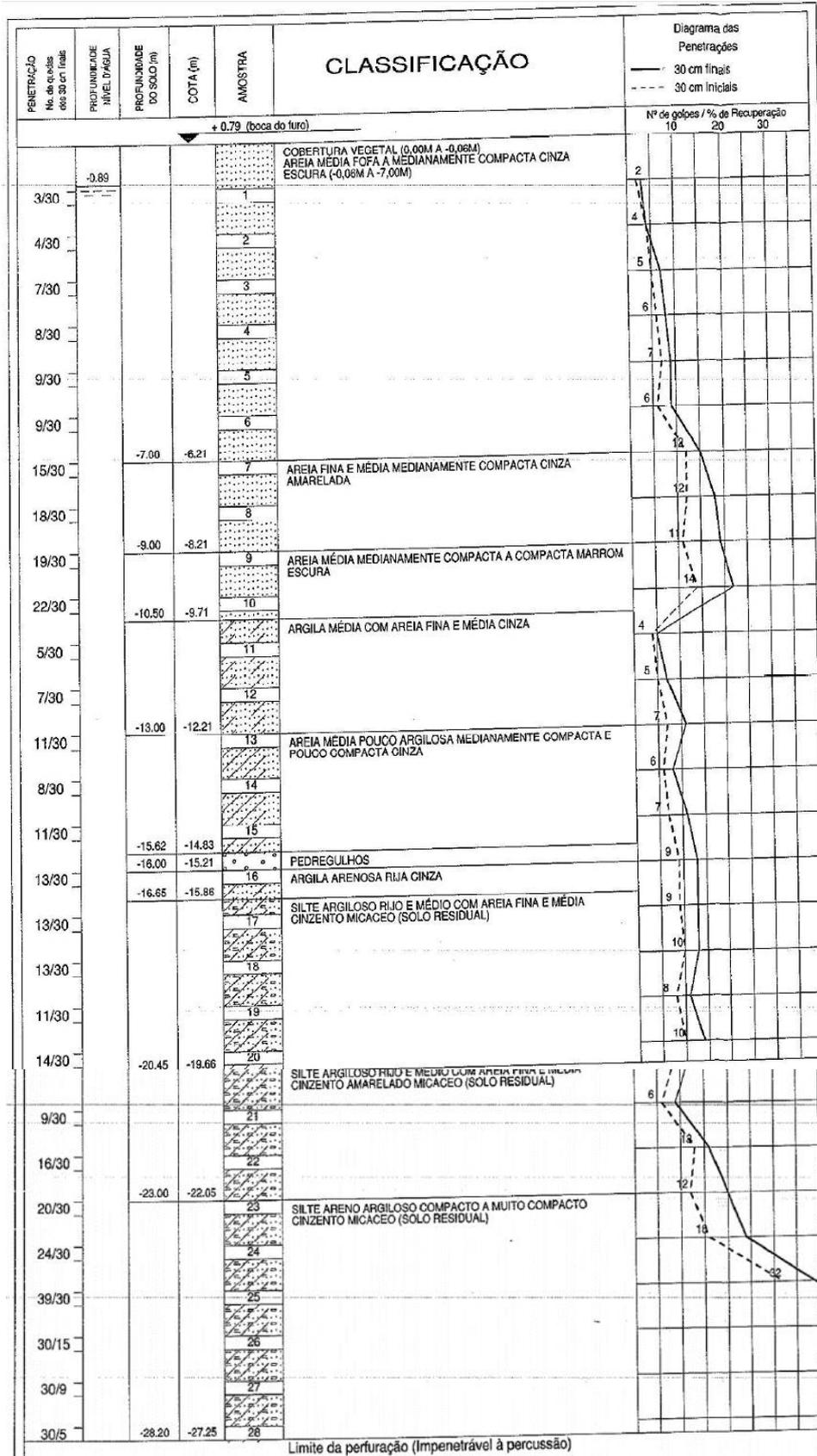


Figura 5.5 – SPT associado à estaca EP1

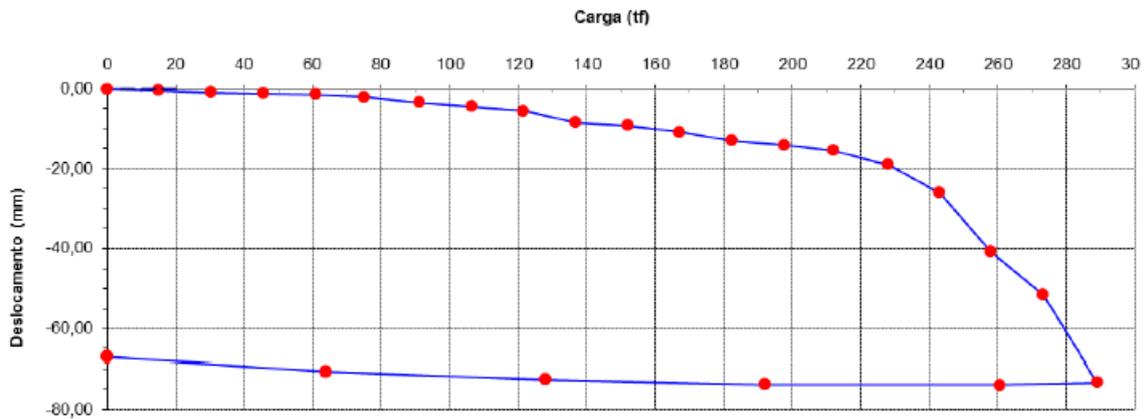


Figura 5.6 – Curva carga x deslocamento – Adaptado de Mantuano (2014)

O autor utilizou extrapolações para definir a carga de ruptura. A Tabela 4.2 mostra o resultado encontrado para a extrapolação da NBR 6122 (ABNT, 2019) além o resultado da extrapolação de Van Der Veen (1953) e da Função hiperbólica (Silva, 2019) feito no presente trabalho.

Tabela 5.3 - Carga de ruptura prevista por extrapolações

Método	Carga de ruptura (kN)
Van Der Veen (1953)	2929
NBR 6122 (ABNT, 2019)	2450
Função hiperbólica (Silva, 2019)	2460

A Figura 5.7 apresenta as extrapolações de Van Der Veen (1953) e da Função hiperbólica (Silva, 2019) em comparação com os dados medidos para a estaca ensaiada

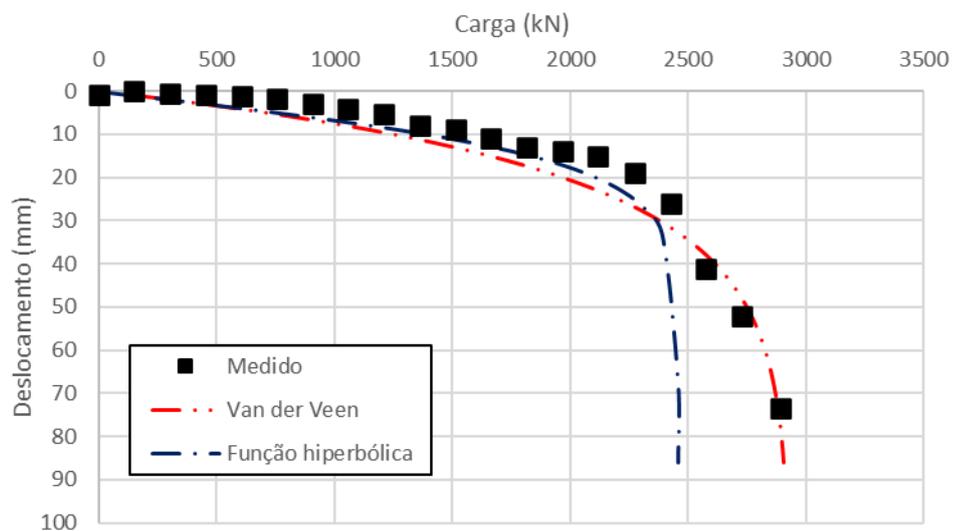


Figura 5.7 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e pelo método função hiperbólica (Silva, 2019).

### 5.3 CASO REPORTADO POR NETO (2002)

No caso reportado por Neto (2002) são apresentadas três provas de carga de estacas do tipo hélice contínua, executadas no centro de São Paulo. O autor compara os resultados das estacas hélice com estacas ôegas que também foram testadas no local, porém neste trabalho só se considera os resultados referentes às estacas hélice. A Tabela 5.4 abaixo apresenta as características destas estacas e o resultado das respectivas provas de carga.

Tabela 5.4 – Características das Estacas

Estaca	L (m)	D (cm)
ECH 2	10,8	40
ECH 4	17,5	40
ECH 6	12	40

A seguir, as Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam as sondagens tipo SPT associadas a EH2, EH4 e EH6, respectivamente. Já as Figuras 5.11, 5.12 e 5.13 apresentam as provas de carga das estacas EH2, EH4 e EH6, também nessa ordem.

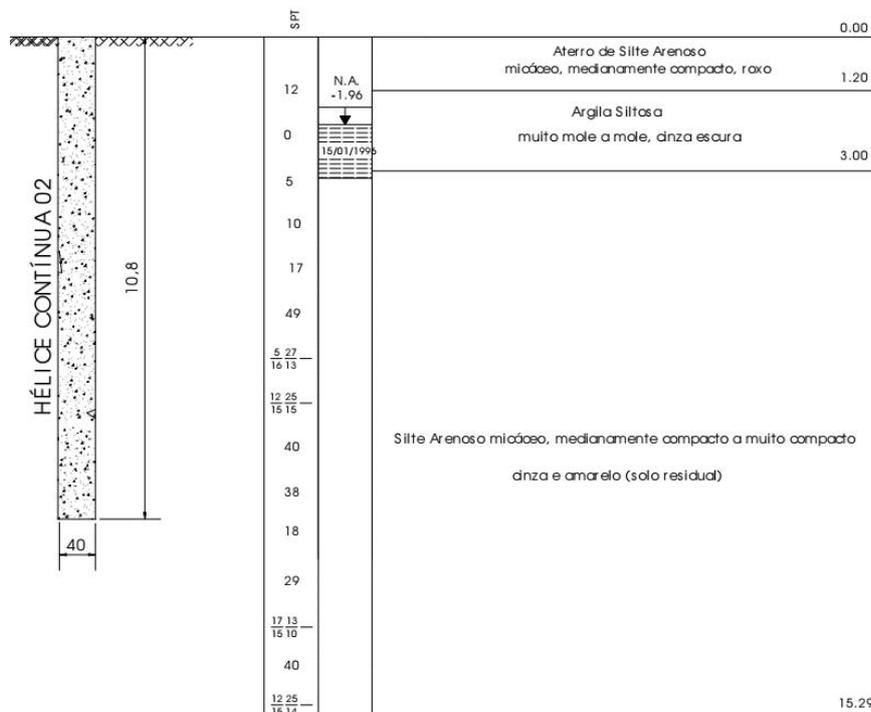


Figura 5.8 – Sondagem próxima a EHC2

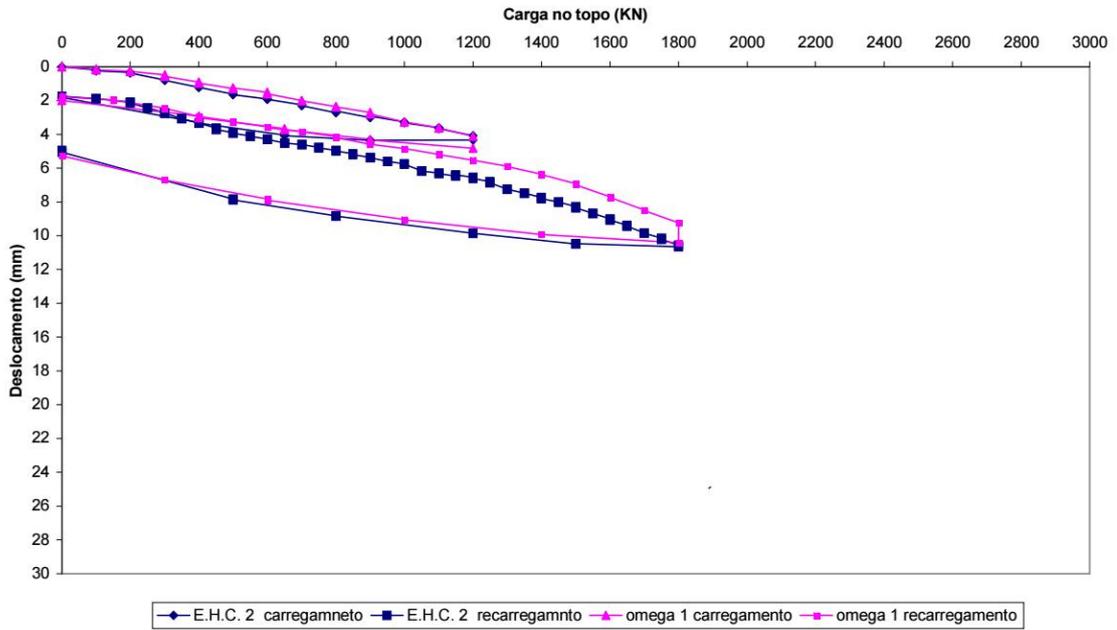


Figura 5.9 - Curva carga x recalque da estaca EHC 02

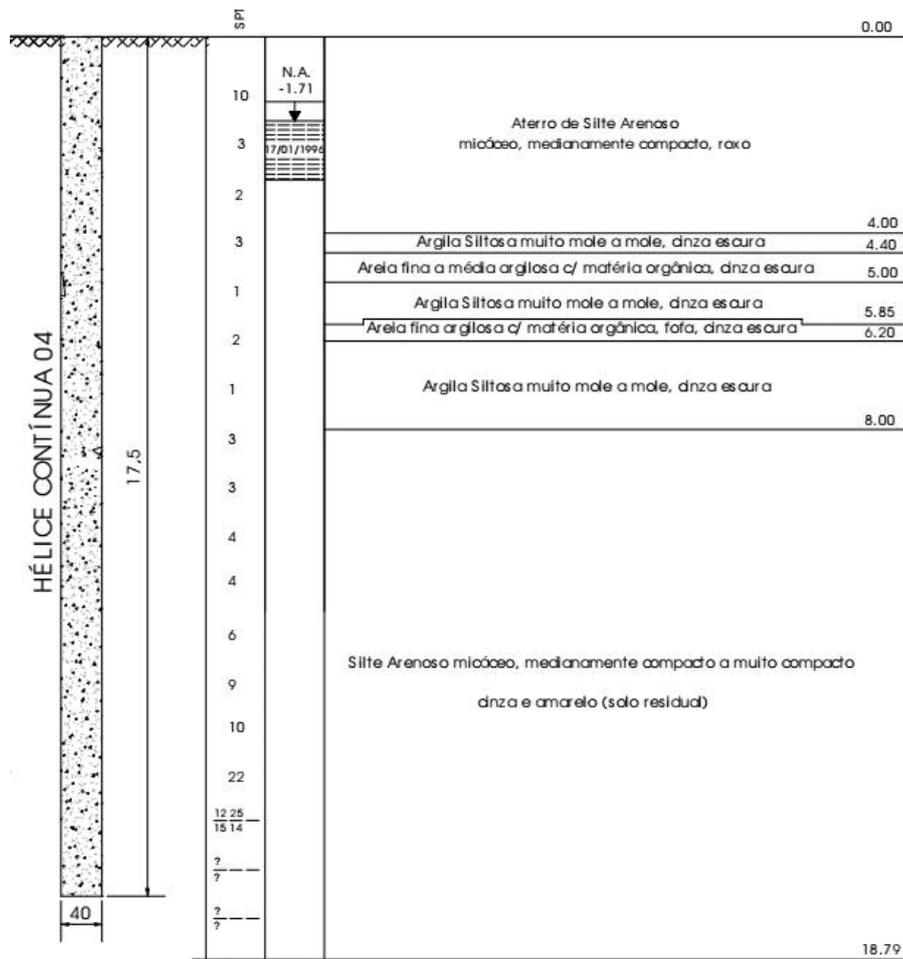


Figura 5.10 – Sondagem próxima a EHC 04

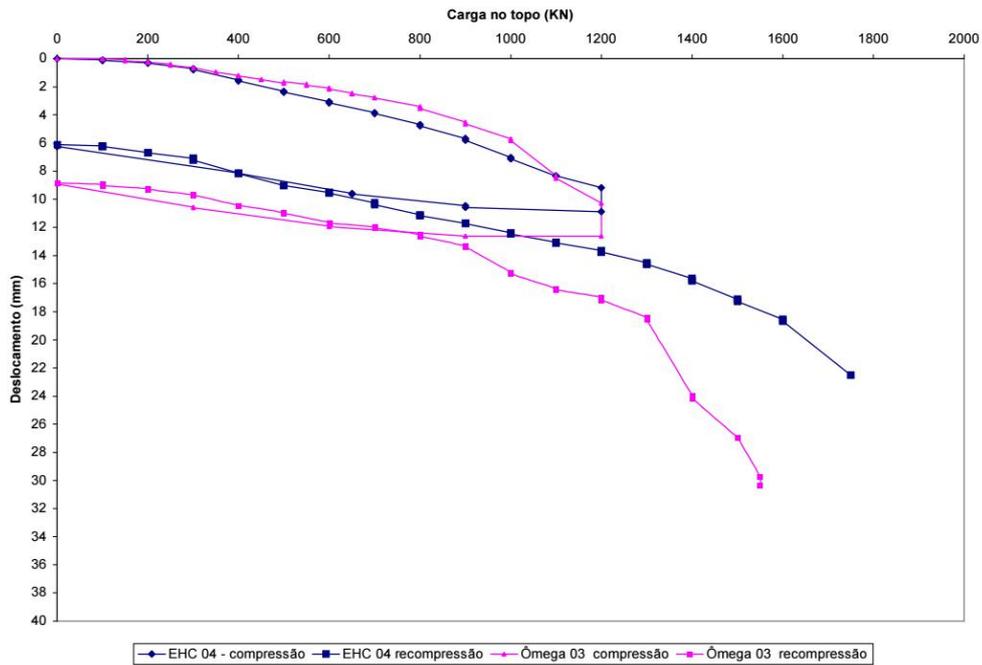


Figura 5.11 - Curva carga x recalque da estaca EHC 04

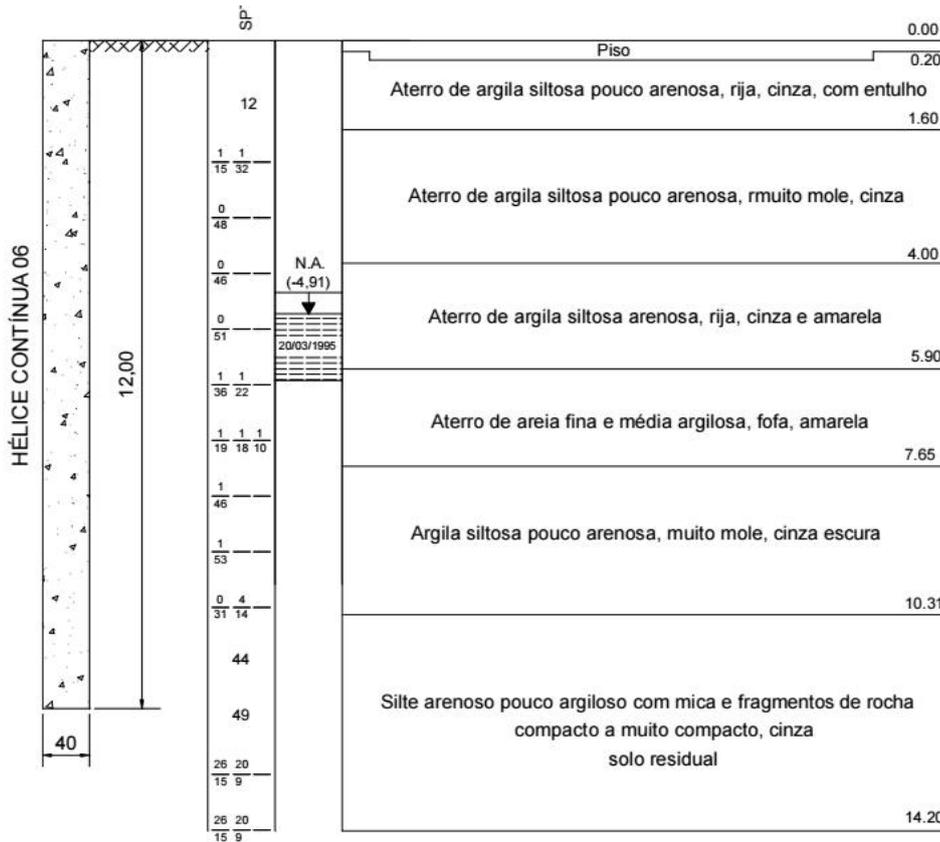


Figura 5.12 – Sondagem próxima a EHC 06

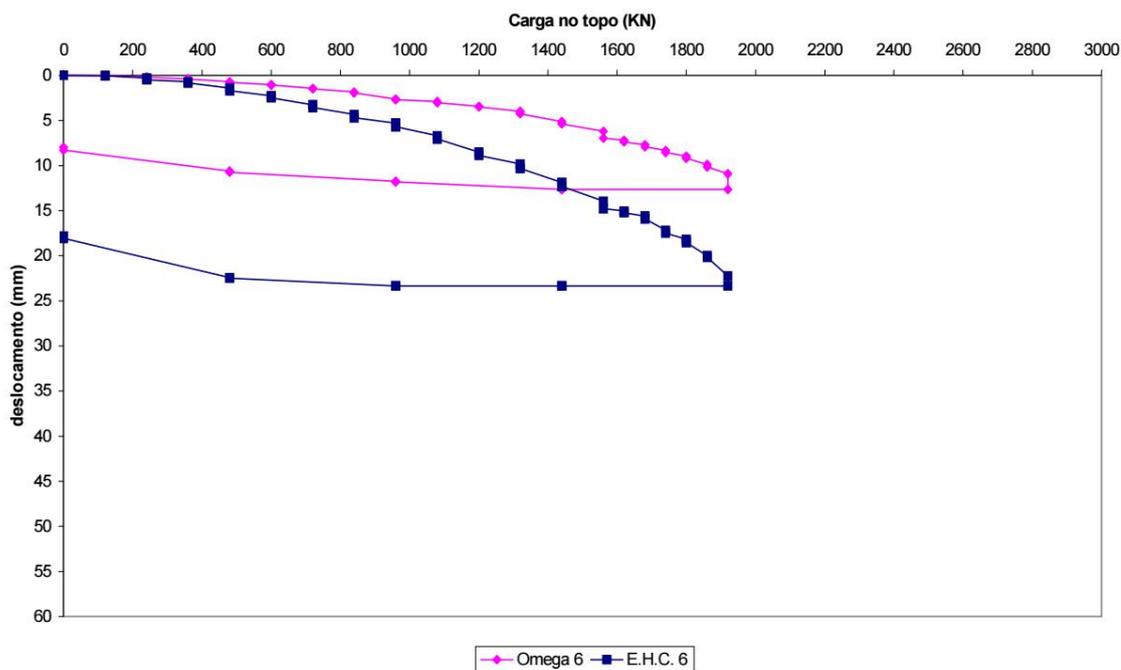


Figura 5.13 - Curva carga x recalque da estaca EHC 06

Para realizar as extrapolações das provas de carga estáticas no caso reportado por Neto (2002) foram consideradas três hipóteses. A primeira hipótese leva em consideração o trecho virgem e os dois pontos de carga máxima, a segunda hipótese contempla apenas o trecho virgem e a terceira hipótese considera o trecho virgem e o trecho do recarregamento a partir da tensão máxima do trecho virgem retirando o gap de deslocamento nesse ponto. Essas três hipóteses serão aplicadas as estacas EH2 e EH4.

A Tabela 5.5, Figura 5.14 e Figura 5.15 apresentam os resultados das extrapolações à luz da hipótese 1.

Tabela 5.5 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 1

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EH2	Van Der Veen (1953)	2029
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	1866
EH4	Van Der Veen (1953)	1982
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	1609

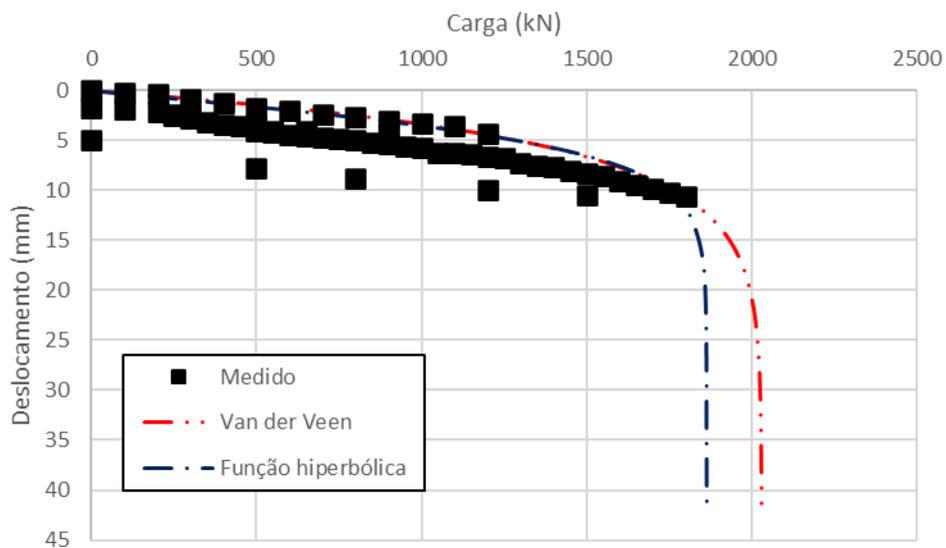


Figura 5.14 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 1

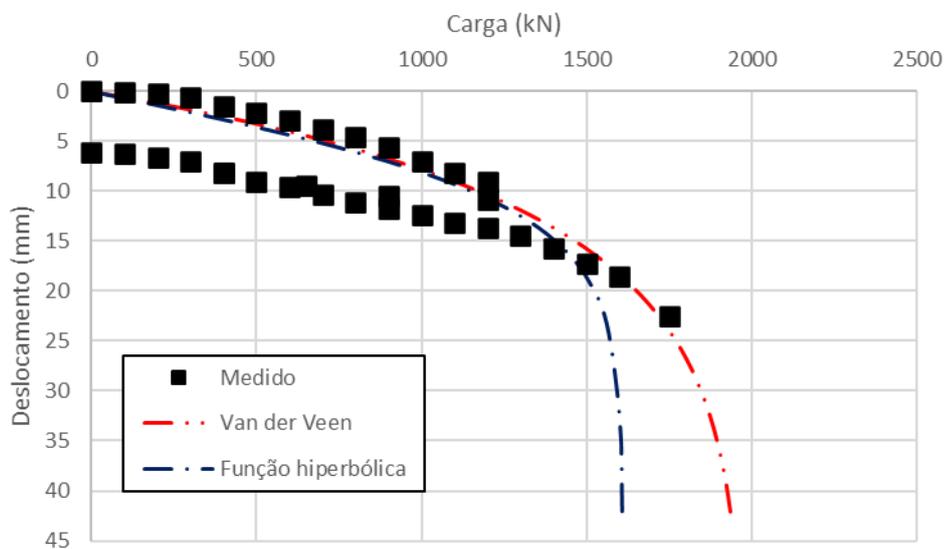


Figura 5.15 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 1

A Tabela 5.6, Figura 5.16 e Figura 5.17 apresentam os resultados dos métodos de extrapolações aplicadas à luz da hipótese 2

Tabela 5.6 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 2

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EH2	Van Der Veen (1953)	9455
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	3087
EH4	Van Der Veen (1953)	1751
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	1213

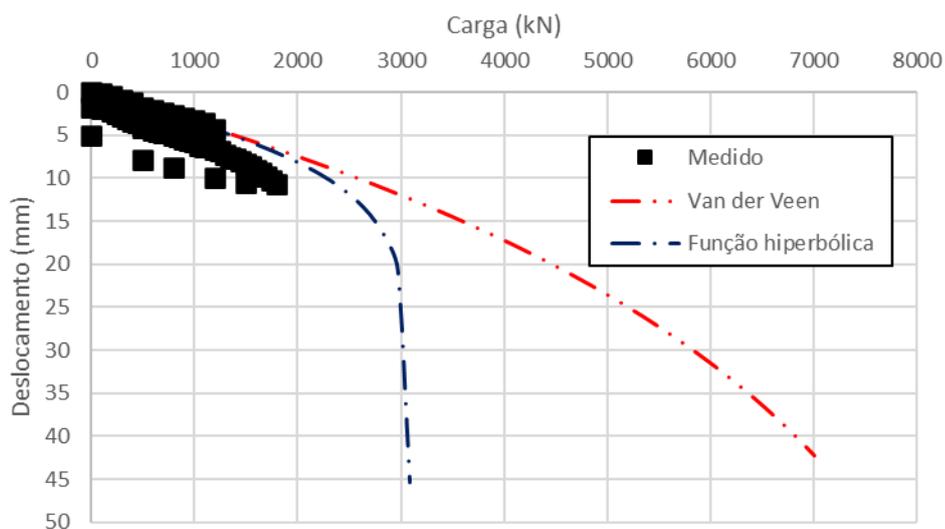


Figura 5.16 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 2

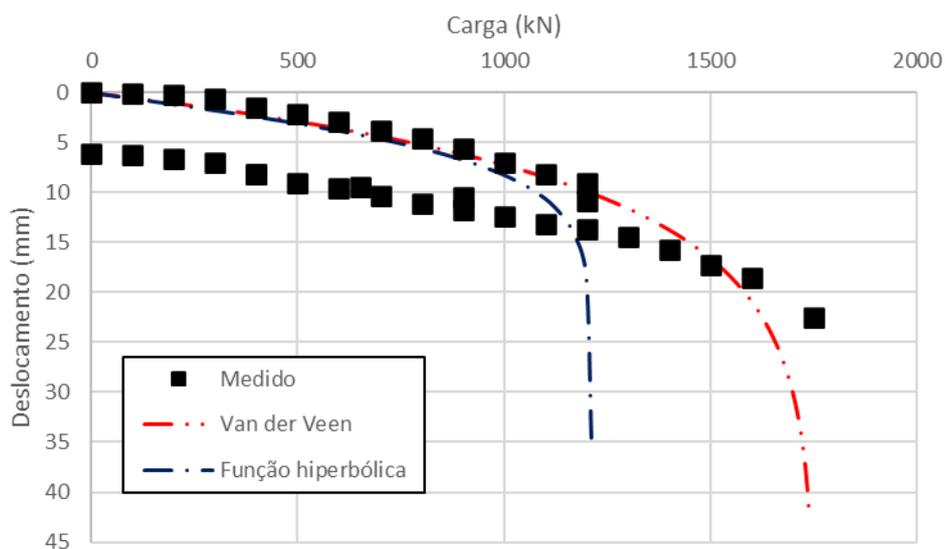


Figura 5.17 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 2

A Tabela 5.7, Figura 5.18 e Figura 5.19 apresentam os resultados das extrapolações aplicadas à luz da hipótese 3

Tabela 5.7 – Carga de ruptura prevista por extrapolações conforme hipótese 3

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EH2	Van Der Veen (1953)	2549
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	2102
EH4	Van Der Veen (1953)	2280
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	1800

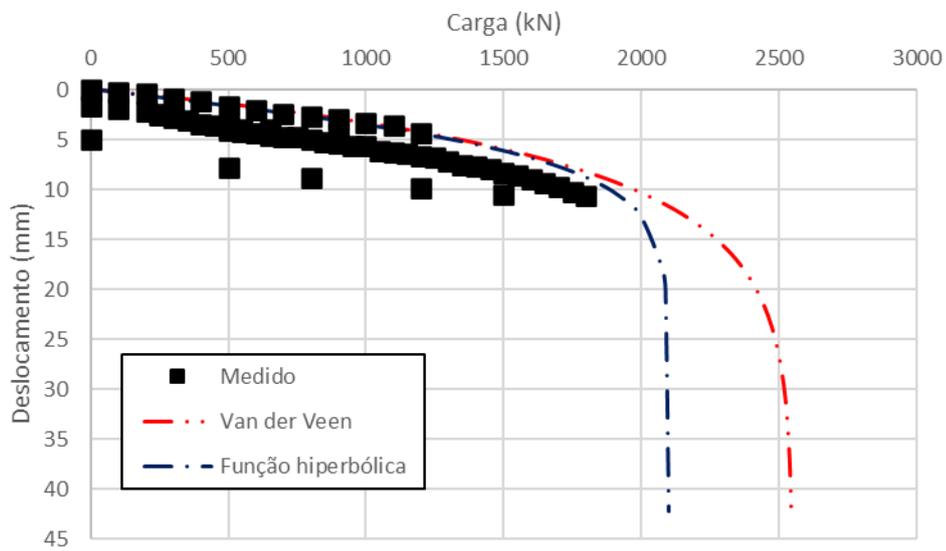


Figura 5.18 – Extrapolações para a estaca EH2 conforme hipótese 3

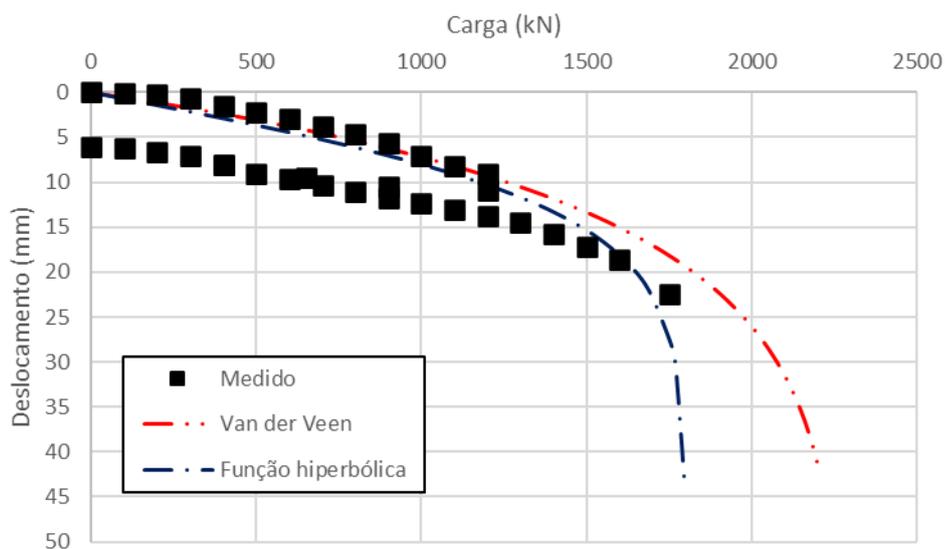


Figura 5.19 – Extrapolações para a estaca EH4 conforme hipótese 3

A estaca EH6 não possui a fase de descarregamento, então não é feita nenhuma hipótese. Assim a Tabela 5.8 e Figura 5.20 apresentam os resultados das extrapolações pelo método de Van Der Veen (1953), aplicação do critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e do método da função hiperbólica de Silva (2019).

Tabela 5.8 – Carga de ruptura prevista por extrapolações para EH6

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EH6	Van Der Veen (1953)	2313
	NBR 6122 (ABNT, 2019)	1940
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	1775

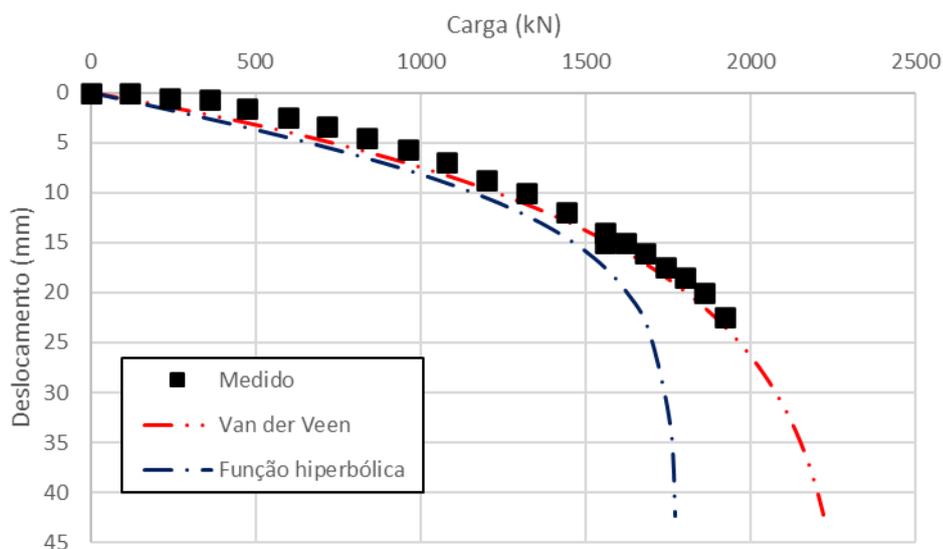


Figura 5.20 – Extrapolações para a estaca EH6

#### 5.4 CASO ANALISADO EM SALVADOR BA (2020)

Em uma obra de construção de um condomínio em Salvador-BA, foi realizada a prova de carga de uma estaca tipo hélice contínua, e os resultados da prova de carga e sondagem realizadas no local foram cedidas para este trabalho. Para a estaca (PC002), com dimensões de 50cm de diâmetro e 18m de comprimento, a prova de carga chegou à carga de ruptura de 1330 KN para esta estaca. As figuras abaixo, Figura 5.21 e Figura 5.22, mostram o relatório de sondagem e a curva carga x deslocamento obtida pela prova de carga estática realizada na estaca.

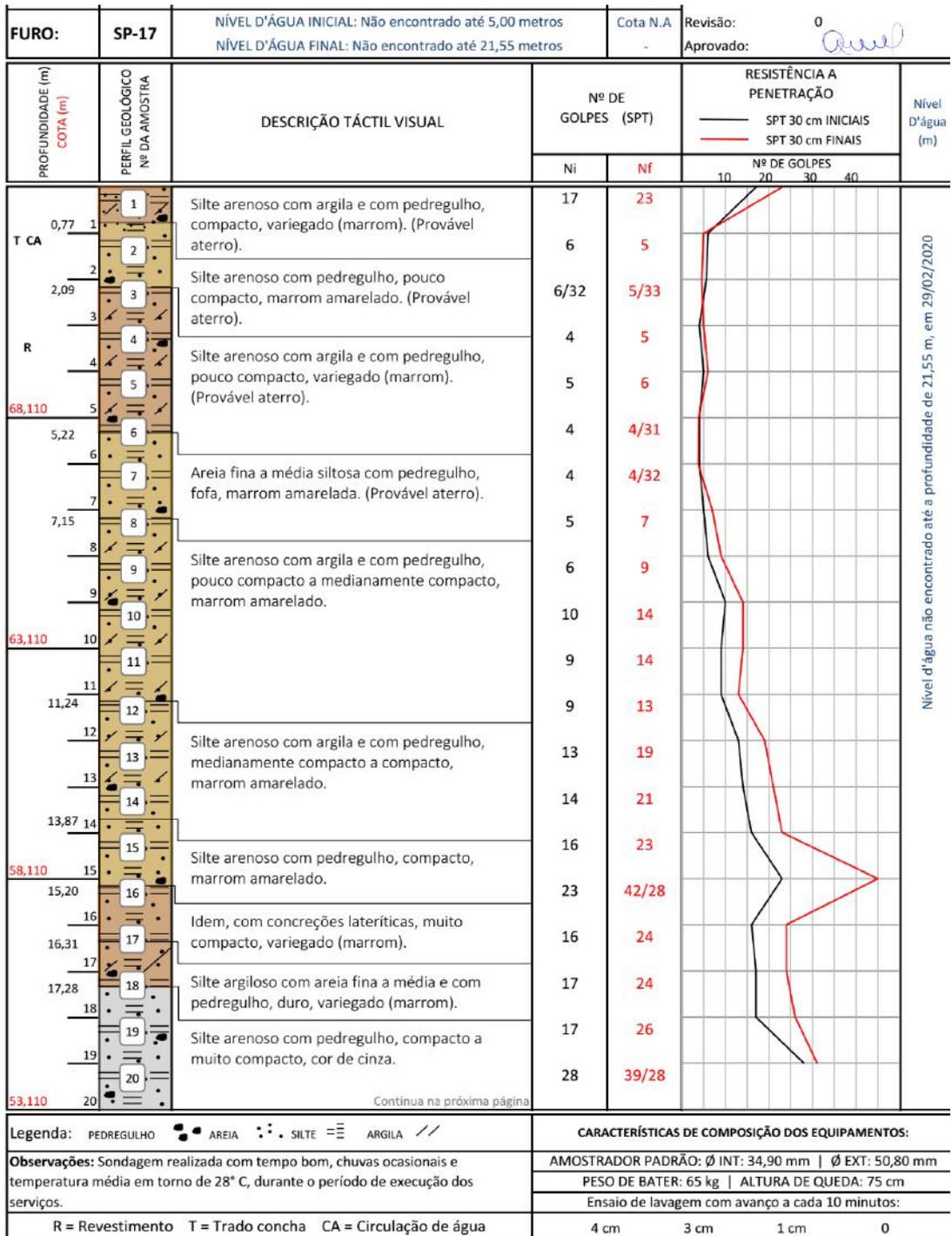


Figura 5.21 – SPT associado à estaca PC002

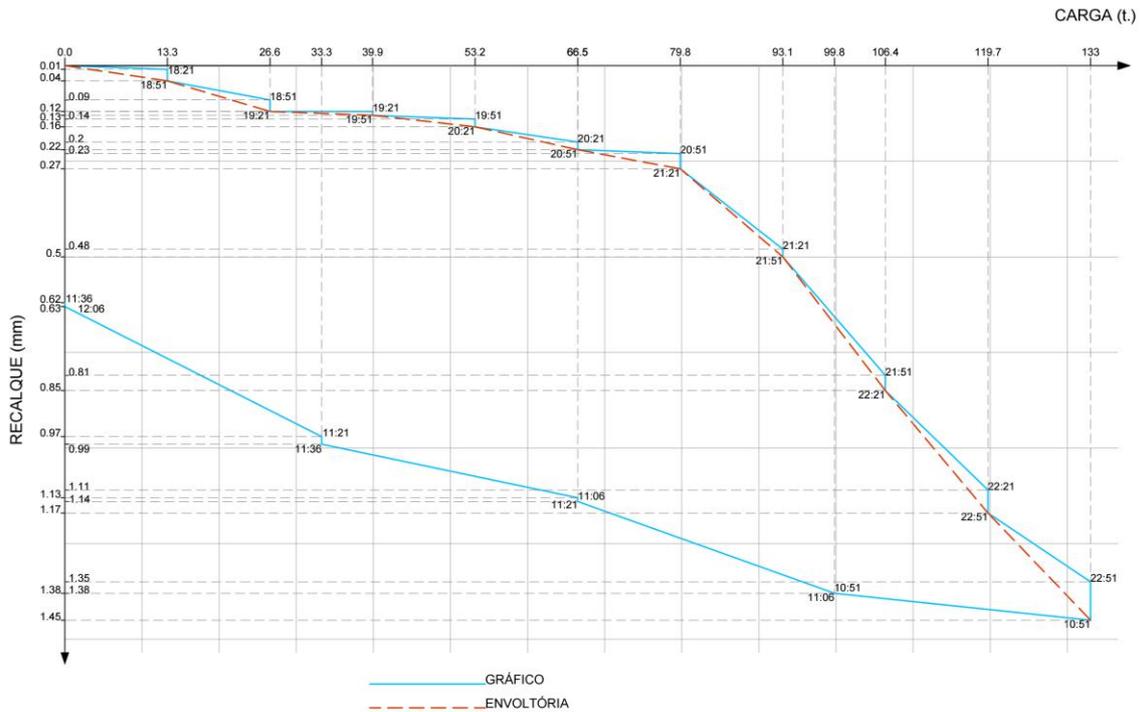


Figura 5.22 – Curva carga x deslocamento da estaca PC002

A Tabela 5.8 mostra o resultado de carga de ruptura encontrado para a extrapolação da prova de carga estática pelos métodos de Van Der Veen (1953) e da função hiperbólica de Silva (2019) calculados neste trabalho.

Tabela 5.9 - Carga de ruptura prevista por extrapolações para a estaca PC002

Método	Carga de ruptura (kN)
Van Der Veen (1953)	1443
Função hiperbólica (Silva, 2019)	1195

A Figura 5.23 apresenta os resultados das extrapolações pelo método de Van Der Veen (1953) e da função hiperbólica de Silva (2019) em comparação com os dados medidos para a estaca ensaiada.

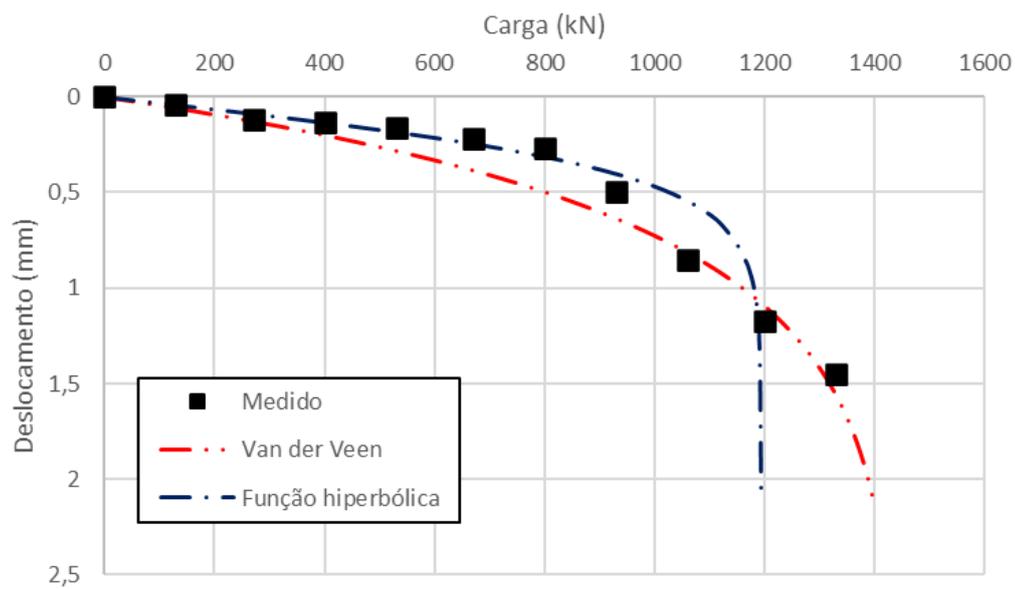


Figura 5.23 – Extrapolações de Van Der Veen (1953) e pelo método função hiperbólica (Silva, 2019).

## 6. PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO, EXTRAPOLAÇÕES E CRITÉRIO DE RUPTURA

Neste capítulo, os gráficos apresentados para cada caso mostram os resultados obtidos após a realização dos cálculos das previsões de carga de ruptura da estaca conforme cada método semiempírico, e ainda as extrapolações de prova de carga calculadas de forma a demonstrar os resultados mais visualmente, podendo assim compará-los.

### 6.1 ALLEDI ET. AL. (2006)

#### 6.1.1 ESTACA EH1

A Figura 6.1 apresenta para a estaca EH1 de Alledi et. al. (2006) as previsões e as compara com o desempenho (carga máxima à ruptura), também as extrapolações pelos métodos de Van Der Veen (1953), da função hiperbólica de Silva, (SILVA, 2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

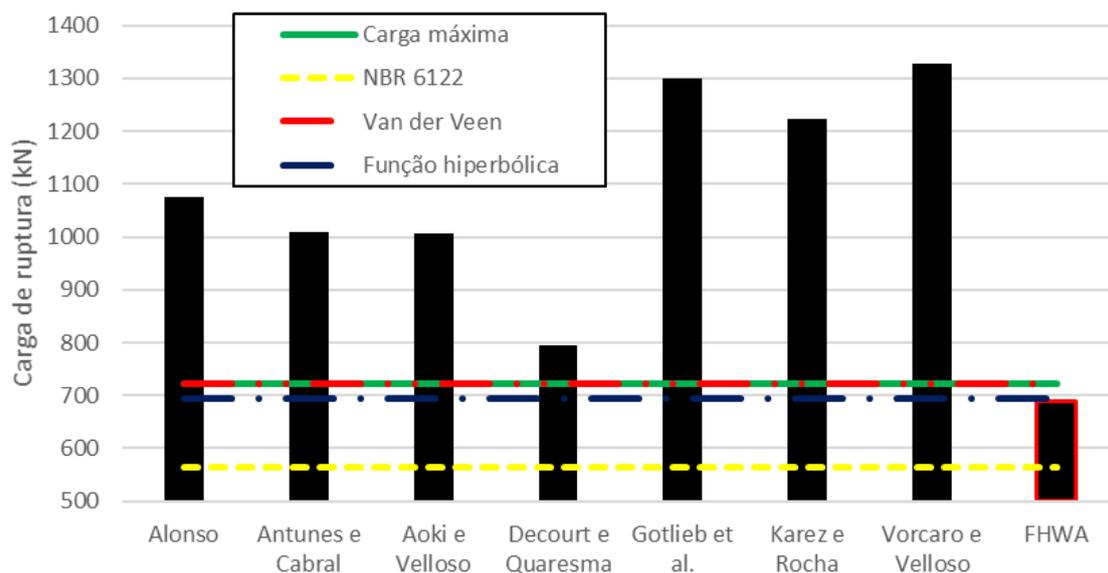


Figura 6.1 – Comparação de previsão vs desempenho de Alledi et. al. (2006)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Para esta estaca, todos os métodos de previsão de carga máxima ultrapassaram o resultado obtido na prova de carga de ruptura à qual foi submetida, com exceção da previsão pelo método

da FHWA (2007). Os métodos Gotlieb et. al. (2000), Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) forneceram os maiores valores de previsão, sendo esses os mais distantes da carga máxima resultante da prova de carga. o método de Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) foi o que mais se aproximou da carga máxima da prova de carga. Os outros três métodos, (Alonso (1996), Antunes-Cabral (1996) e Aoki-Velloso com CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997)) apresentaram valores intermediários.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Considerando agora a extrapolação de Van Der Veen (1953), a análise é semelhante a anterior, pois o valor obtido na extrapolação está na mesma ordem de grandeza da prova de carga. Já a extrapolação pela função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019), apresentou a mesma tendência anterior, sendo que, neste caso, os valores foram praticamente os mesmos do método da FHWA (2017).

#### (iii) PREVISÃO VERSUS CRITÉRIO DE RUPTURA

Pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) todas as previsões apresentaram valores superiores ao encontrado. Destaca-se que o método FHWA (2017) foi o que mais se aproximou desse critério, enquanto o método de Vorcaro-Velloso (2000) foi o que mais se distanciou.

#### (iv) DESEMPENHO VS EXTRAPOLAÇÕES VS CRITERIO DE RUPTURA

Em relação aos resultados dos métodos de extrapolação, o método de Van Der Veen (1953) apresenta valor bem próximo à carga máxima do ensaio, já o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) o precede com valor abaixo do obtido por Van Der Veen (1953), e anterior a este apresenta-se a carga de ruptura pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019), sendo seu resultado bem abaixo da carga máxima da prova de carga.

### **6.1.2 ESTACA EH2**

A Figura 6.2 apresenta a comparação do desempenho com as extrapolações e as previsões para a estaca EH2 para Alledi et. al. (2006).

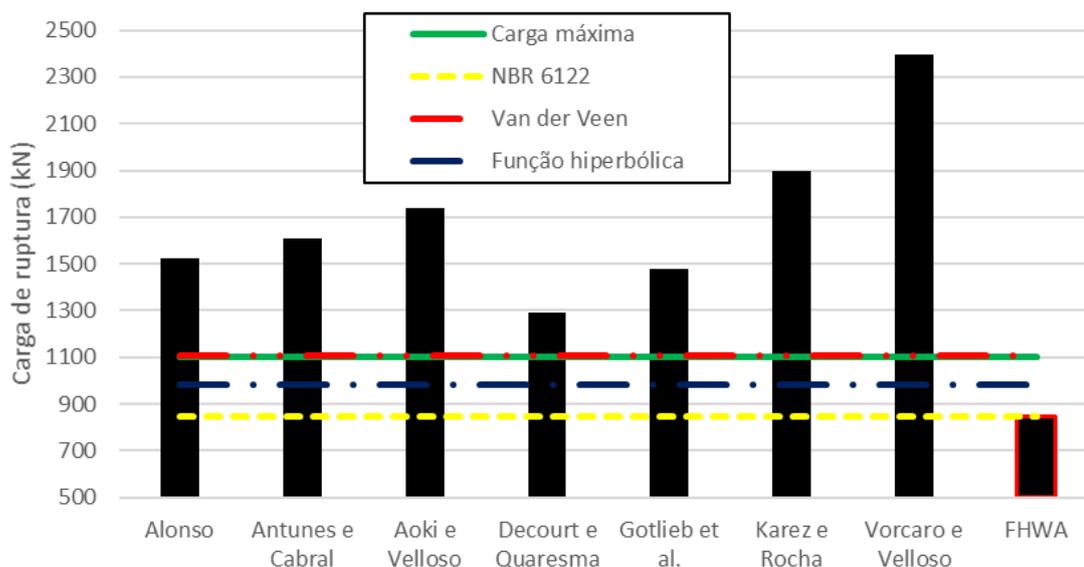


Figura 6.2 – Comparação de previsão vs desempenho de Alledi et. al. (2006)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

De forma semelhante a EH1, todos os métodos ultrapassaram o valor de carga de ruptura obtido na prova de carga realizada, novamente com exceção da previsão pelo método da FHWA (2007) que apresentou o menor resultado. Desta vez, os métodos Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997), Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) foram os que apresentaram valores mais altos. Os métodos Alonso (1996), Antunes-Cabral (1996) e Gotlieb et. al (2000) também ficaram acima do resultado da prova de carga estática. O método de Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) manteve-se próximo a carga de ruptura, porém acima.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Os métodos de extrapolação se mostram próximos da carga máxima de ruptura, estando Van Der Veen (1953) na mesma ordem de grandeza, abaixo dele o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019), seguido pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2019) com o menor resultado entre eles.

### (iii) PREVISÃO VERSUS CRITÉRIO DE RUPTURA

Pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) todas as previsões apresentaram valores superiores ao encontrado. O método FHWA (2017) apresentou um resultado equivalente ao desse critério, enquanto o método de Vorcaro-Velloso (2000) foi novamente o que mais se distanciou.

### (iv) DESEMPENHO VS EXTRAPOLAÇÕES VS CRITÉRIO DE RUPTURA

Também nesta estaca de Alledi et. al. (2006), o método de Van Der Veen (1953) apresenta valor bem próximo à carga máxima do ensaio, o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) o precede com valor abaixo do obtido por Van Der Veen (1953), e anterior a este apresenta-se a carga de ruptura pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019), porém com intervalo de diferença menor entre eles.

## 6.2 MANTUANO (2013)

A Figura 6.3 apresenta a comparação das extrapolações com as previsões e o desempenho para a estaca EH1 de Mantuano (2013)

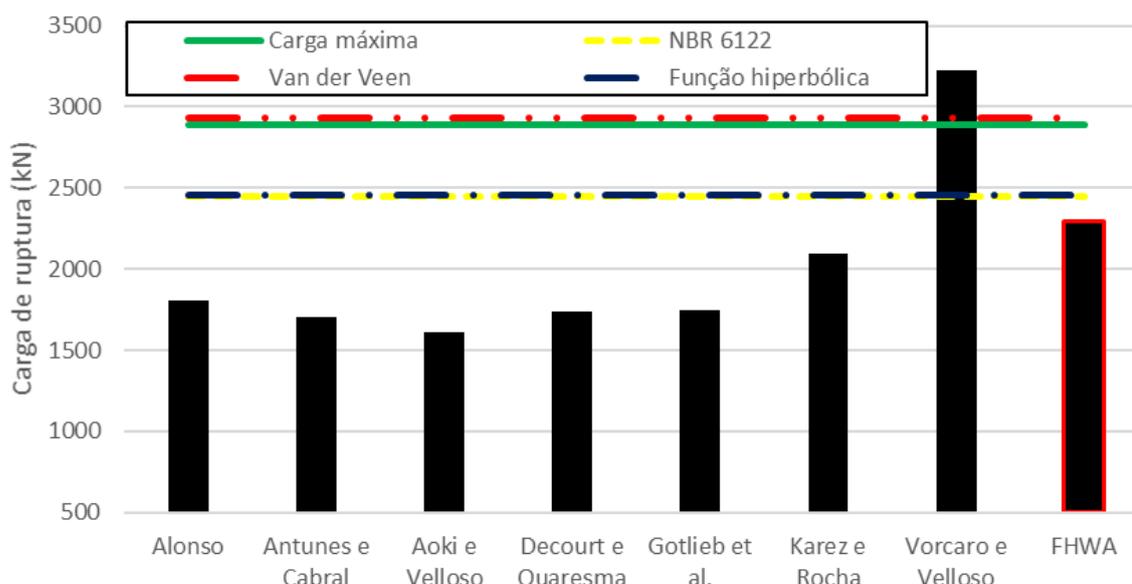


Figura 6.3 – Comparação de previsão vs desempenho de Mantuano (2014)

(i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

A Figura 8.3 acima mostra que praticamente todos os métodos de previsão de carga apresentam valores abaixo da carga de ruptura, com exceção ao previsto por Vorcaro-Velloso (2000), que ultrapassou o resultado da prova de carga estática. O método da FHWA apresenta-se mais próximo da carga de ruptura, mas ainda assim abaixo desta. Todos os demais métodos mantiveram valores de previsão de carga bem abaixo do valor máximo da prova de carga de ruptura com pouca diferença entre eles, sendo a menor previsão do método Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) e de Karez-Rocha (2000) a maior, entre esses.

(ii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

O método de extrapolação de Van Der Veen (1953) ficou bem próximo, porém acima, da carga de ruptura e os demais métodos de extrapolação em mesma ordem de grandeza, entretanto, com resultado abaixo da carga máxima de ruptura. O resultado do método de previsão da FHWA (2007) se aproximou bastante do resultado do método de extrapolação da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019).

(iii) PREVISÃO VERSUS CRITÉRIO DE RUPTURA

Pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) todas as previsões apresentaram valores inferiores ao encontrado, com exceção ao previsto por Vorcaro-Velloso (2000), que ultrapassou. O método FHWA (2017) apresentou um resultado abaixo desse critério, todavia, o mais próximo.

(iv) DESEMPENHO VS EXTRAPOLAÇÕES VS CRITÉRIO DE RUPTURA

Para esta estaca, o método de Van Der Veen (1953) apresenta valor consideravelmente próximo ao valor máximo do ensaio de prova de carga de ruptura. O método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) está, nesse caso, equivalente ao resultado da carga de ruptura pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019).

### 6.3 NETO (2002)

Para as estacas apresentadas por Neto (2002) foram estabelecidas três hipóteses, conforme já foi esclarecido no tópico 5.3 deste trabalho, que apresentaram os seguintes resultados:

#### 6.3.1 ESTACA EH2

- **Hipótese 1**

A Figura 6.4 apresenta a comparação das extrapolações com as previsões e o desempenho, para a estaca EH2 de Neto (2002) à luz da hipótese 1.

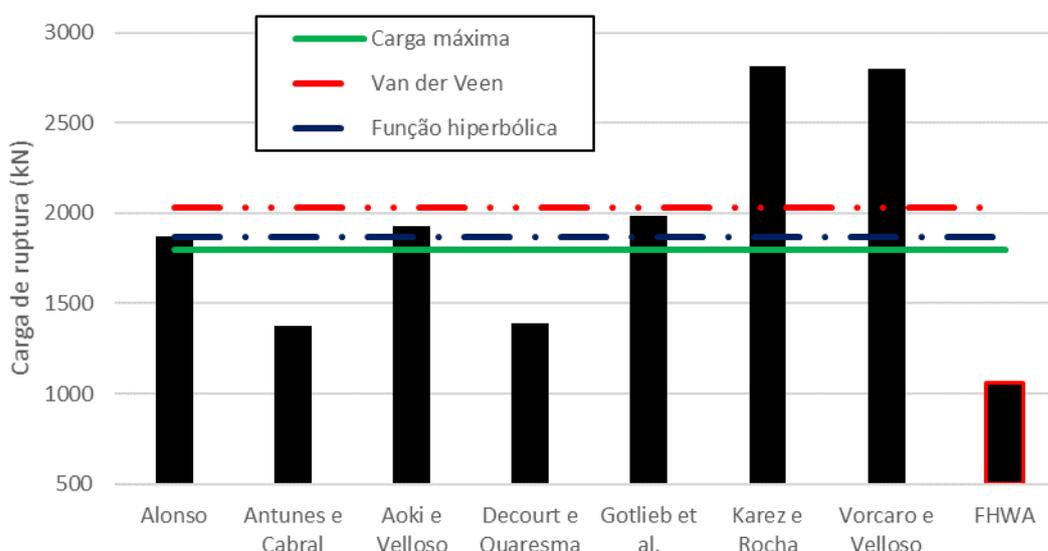


Figura 6.4 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

No gráfico acima nota-se que as previsões pelos métodos de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007) estão bem abaixo da carga de ruptura. Contrário a esses, os resultados pelos métodos de Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) se apresentam bem acima da carga máxima resultante do ensaio de prova de carga. Já os métodos de Alonso (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro

(1997) e Gotlieb et al. (2000) são os que previram cargas mais próximas a carga de ruptura, embora, ainda assim, superiores. O resultado do método da FHWA foi o de menor valor em relação a carga de ruptura obtida, ficando abaixo de todos os demais métodos.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Os métodos de previsão de carga de Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) e Gotlieb et al. (2000) apresentaram resultados na zona intermediária dos dois métodos de extrapolação aplicados. O método de Alonso (1996) equipara-se a extrapolação da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) enquanto Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) se apresentam bem acima dos métodos de extrapolação. Os demais métodos de previsão de carga apresentam-se abaixo das extrapolações da prova de carga estática, inclusive o método da FHWA (2007) que apresentou o menor resultado.

#### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Os métodos de extrapolação aplicados de Van Der Veen (1953) e da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019), apresentaram resultados acima da carga máxima do ensaio de prova de carga, sendo o resultado da extrapolação da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) mais próximo da carga de ruptura e o método de Van Der Veen (1953) apresentou um valor acima deste.

- **Hipótese 2**

A Figura 6.5 apresenta os resultados do desempenho, das extrapolações e das previsões para a estaca EH2 de Neto (2002) à luz da hipótese 2.

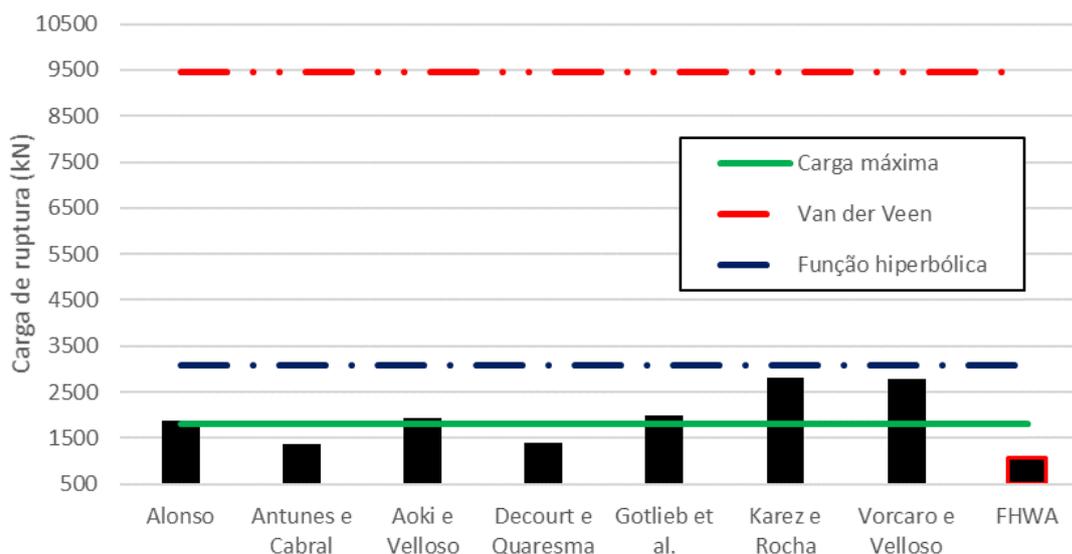


Figura 6.5 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Nesta segunda hipótese as previsões pelos métodos de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007) estão bem abaixo da carga de ruptura novamente. Os métodos de Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) ainda se apresentam bem acima da carga máxima resultante do ensaio de prova de carga. Já os métodos de Alonso (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) e Gotlieb et al. (2000) previram cargas mais próximas a carga de ruptura, porém superiores. O resultado do método da FHWA (2007) continua sendo o menor resultado em relação a carga de ruptura obtida para esta estaca, ficando abaixo de todos os demais métodos.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Todos os métodos de previsão de carga aplicados tiveram resultados abaixo dos dois métodos de extrapolação da prova de carga, sendo os mais próximos do resultado da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) os métodos de previsão de carga de Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000). Seguido por eles, com valor de resultado inferior, estão os métodos de Alonso (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) e Gotlieb et al. (2000). Os demais métodos ficaram com resultados consideravelmente abaixo do resultado das extrapolações.

### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Para esta hipótese, os métodos de extrapolação aplicados divergem consideravelmente. O método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) apresentou resultado mais próximo e acima da carga máxima do ensaio de prova de carga, e o método de Van Der Veen (1953) apresentou um resultado muito acima.

- **Hipótese 3**

A Figura 6.6 apresenta a comparação entre o desempenho, as extrapolações e as previsões para a estaca EH2 de Neto (2002) conforme a hipótese 3.

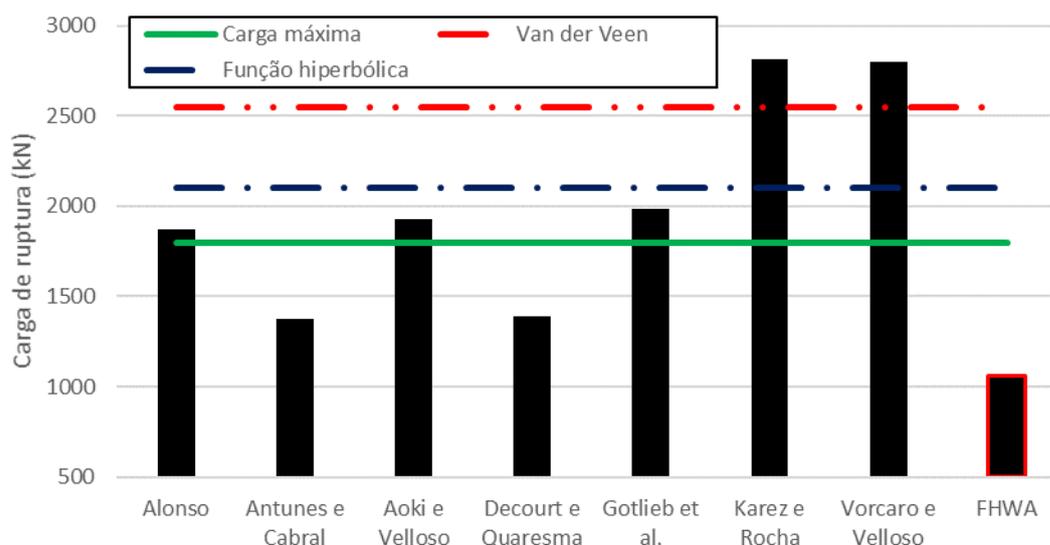


Figura 6.6 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Na terceira hipótese para esta estaca as previsões pelos métodos de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007) mantém o mesmo comportamento e estão bem abaixo da carga de ruptura novamente. Os métodos de Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) continuam bem acima da carga máxima resultante do ensaio de prova de carga. Já os métodos de Alonso (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) e Gotlieb et al. (2000) previram cargas mais próximas a carga de ruptura, porém superiores. O resultado do método da FHWA (2007) continua sendo o menor resultado

em relação a carga de ruptura obtida para esta estaca, ficando abaixo de todos os demais métodos.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Basicamente os métodos de previsão de carga de Karez-Rocha (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) tiveram resultados acima de ambos os métodos de extrapolação da prova de carga e os demais métodos apresentaram resultados abaixo. O método de previsão da FHWA (2007) foi o menor entre eles. Os resultados das previsões por Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) e Gotlieb et al. (2000) se aproximaram um pouco do resultado do método de extrapolação da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019).

#### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Nesta hipótese 3 para a estaca EH2, os métodos de extrapolação também apresentam valores acima da carga de ruptura sendo o do método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) o mais próximo da carga máxima do ensaio de prova de carga e o resultado obtido pelo método de Van Der Veen (1953) mais alto, mantendo o comportamento já apresentado nas hipóteses anteriores.

### 6.3.2 ESTACA EH4

- **Hipótese 1**

A Figura 6.7 apresenta a comparação do desempenho, das extrapolações e das previsões para a estaca EH4 de Neto (2002) à luz da hipótese 1.

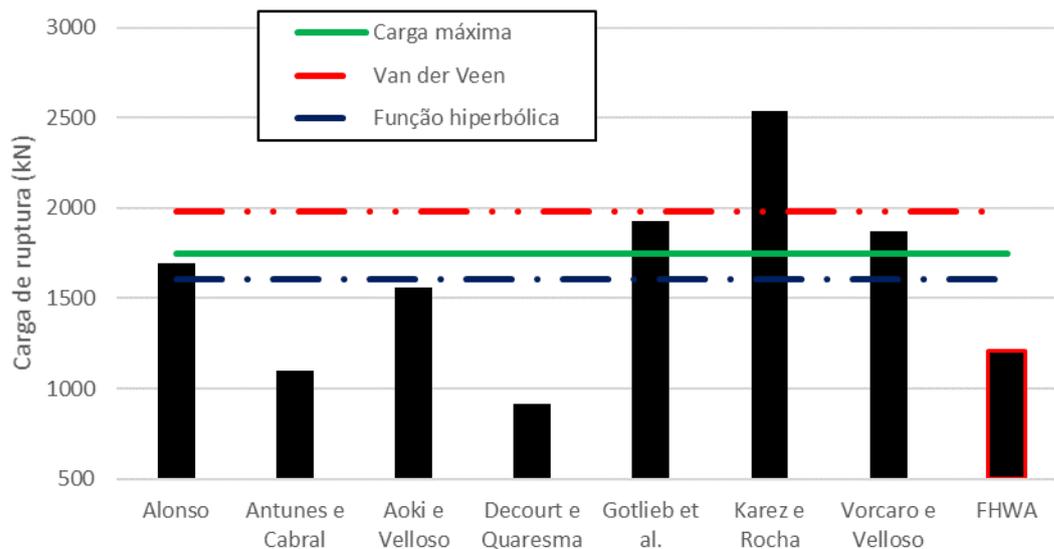


Figura 6.7 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

(i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Nesta primeira hipótese para a estaca EH4, os métodos de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007) apresentam valores bem abaixo da carga de ruptura da estaca, já Alonso (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) também apresentam resultados abaixo, porém mais próximos da carga máxima obtida no ensaio de prova de carga estática. Os métodos de Gotlieb et al. (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) mostram valores próximos e acima da carga de ruptura. O resultado do método de Karez-Rocha (2000) chegou a valor bem acima dos demais.

(ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Os métodos de previsão de carga de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) e da FHWA (2007) ficaram abaixo de ambos os resultados das extrapolações, enquanto Alonso (1996), Gotlieb et al. (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) mostram valores na zona intermediária dos resultados das extrapolações. Somente o método de previsão de Karez-Rocha (2000) chegou a valor muito acima de ambos.

### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Para esta hipótese, o resultado do ensaio de prova de carga se apresenta entre os resultados das extrapolações aplicadas. O método Van Der Veen (1953) apresenta resultado acima deste e o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) obteve resultado abaixo.

- **Hipótese 2**

A Figura 6.8 apresenta a comparação do desempenho, das extrapolações, e as previsões para a estaca EH4 de Neto (2002) à luz da hipótese 2.

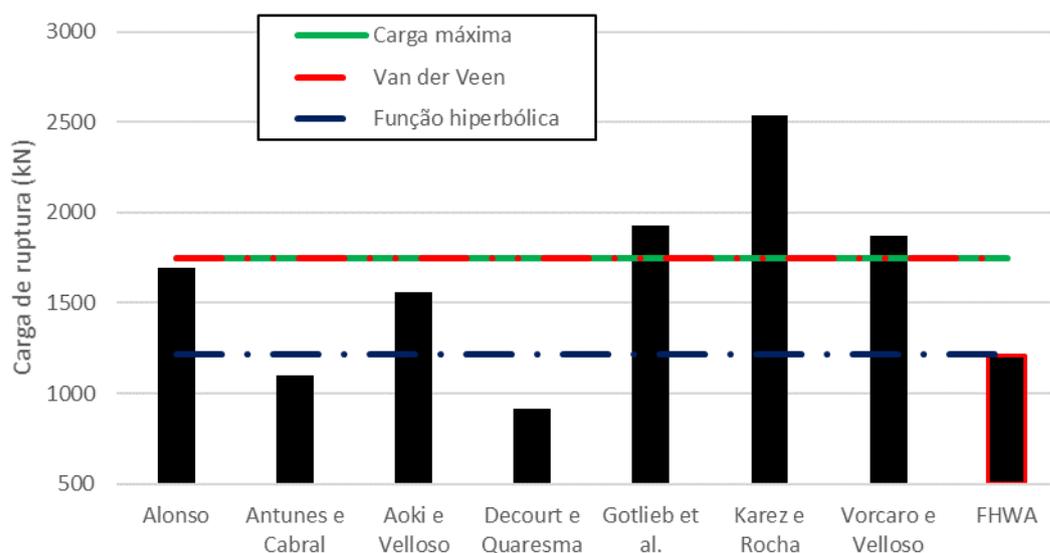


Figura 6.8 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Nesta hipótese os métodos de previsão de carga de Gotlieb et al. (2000), Vorcaro-Velloso (2000) e Karez-Rocha (2000) ultrapassaram o resultado da prova de carga máxima. Os métodos de Alonso (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) apresentam resultados logo abaixo da carga máxima obtida. Os demais métodos (Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007)) apresentaram resultados bem abaixo do resultado do ensaio de prova de carga estática.

## (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

O método FHWA (2007) chegou a um resultado de mesma ordem de grandeza do resultado da extrapolação pelo método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019). Os métodos de Alonso (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) apresentam resultados na zona intermediária dos resultados dos métodos de extrapolação. Os métodos de previsão de Antunes-Cabral (1996) e Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) estão abaixo dos resultados de ambos os métodos de extrapolação e os resultados das previsões pelos métodos de Gotlieb et al. (2000), Vorcaro-Velloso (2000) e Karez-Rocha (2000) estão ultrapassando a zona intermediária citada.

## (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

O valor encontrado pelo método de extrapolação de Van Der Veen (1953) equiparou-se ao resultado da prova de carga estática. Já o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) obteve um resultado consideravelmente abaixo.

- **Hipótese 3**

A Figura 6.9 apresenta a comparação do desempenho, das extrapolações e das previsões para a estaca EH4 de Neto (2002) a luz da hipótese 3.

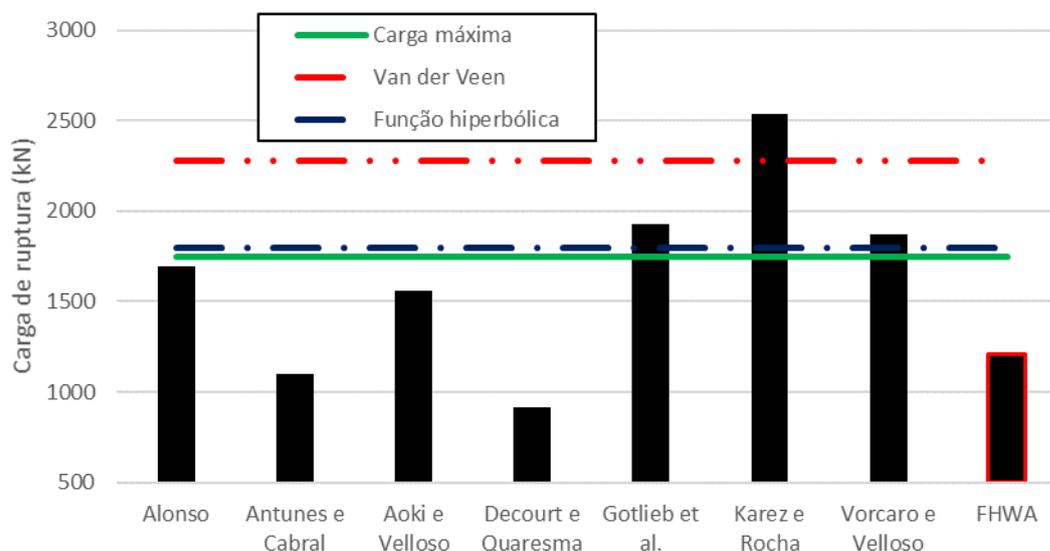


Figura 6.9 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Nesta terceira e última hipótese para a estaca EH4, os métodos de previsão de carga de Gotlieb et al. (2000), Vorcaro-Velloso (2000) e Karez-Rocha (2000) também ultrapassaram o resultado da prova de carga máxima. Os métodos de Alonso (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) apresentam resultados abaixo, porém mais próximos da carga máxima obtida. Os outros métodos de previsão aplicados (Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007)) apresentaram resultados abaixo do resultado do ensaio de prova de carga estática.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Neste caso, os resultados dos métodos de previsão de carga de Gotlieb et al. (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) estão na zona intermediária dos resultados dos métodos de extrapolação de carga. O resultado do método Karez-Rocha (2000) se apresenta acima dos resultados das extrapolações. Os métodos de Alonso (1996), Aoki-Veloso com contribuição de Monteiro (1997) apresentam resultados abaixo, e bem próximos da carga máxima obtida. Os outros métodos de previsão aplicados (Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e da FHWA (2007)) apresentaram resultados abaixo do resultado do ensaio de prova de carga estática.

#### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Pelo gráfico na Figura 6.9 observa-se que o resultado da Função Hiperbólica foi o que mais se aproximou do resultado da prova de carga e o método de Van Der Veen (1953) apresentou resultado bem acima deste, mantendo essa zona intermediária dos resultados de extrapolação acima do resultado do ensaio de prova de carga estática.

### 6.3.3 ESTACA EH6

A Figura 6.10 apresenta a comparação do desempenho com as extrapolações e as previsões de carga para a estaca EH6 de Neto (2002).

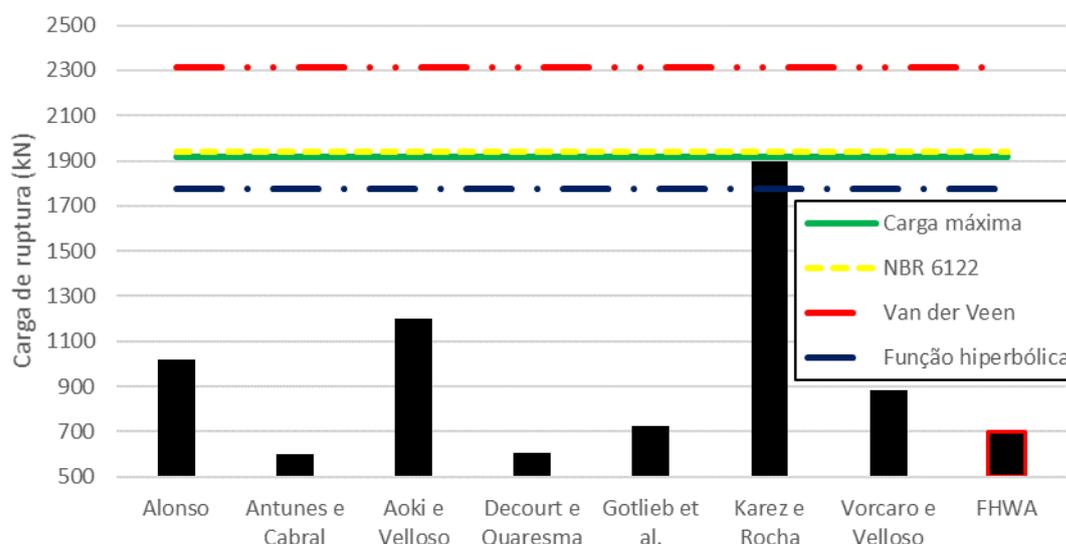


Figura 6.10 – Comparação de previsão vs desempenho de Neto (2002)

#### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

De modo geral, as previsões de carga nesta estaca apresentam valores bem abaixo da prova de carga, sendo o método de Karez-Rocha (2000) o único que obteve um resultado muito próximo ao valor do resultado da carga máxima. Logo abaixo, os resultados das previsões por Aoki-Velloso com CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997), Alonso (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) são os que mais se aproximam da carga máxima, embora ainda bem abaixo desta. Os métodos de Antunes-Cabral (1996), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996), Gotlieb et. al. (2000) e da FHWA (2007) apresentaram previsões extremamente inferiores ao da prova de carga estática.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Considerando que o resultado da prova de carga se encontra na zona intermediária do resultado das extrapolações, a análise em relação as previsões de carga são semelhantes a anterior, pois todos os métodos apresentaram valores inferiores às extrapolações com exceção do método de previsão de Karez-Rocha (2000) que apresentou resultado acima do resultado da extrapolação da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019).

### (iii) PREVISÃO VERSUS CRITÉRIO DE RUPTURA

Pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) todas as previsões apresentaram valores inferiores ao encontrado, assemelhando-se a análise em relação ao desempenho, visto que o resultado pelo critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) está, neste caso, em mesma ordem de grandeza da carga máxima obtida pelo ensaio de prova de carga estática. Destaca-se que o método Karez-Rocha (2000) foi o que mais se aproximou desse critério, enquanto todos os demais métodos se distanciaram consideravelmente.

## 6.4 ESTACA P002 (Salvador/BA)

A Figura 6.11 apresenta a comparação do desempenho com as extrapolações e as previsões para o caso analisado em Salvador/BA.

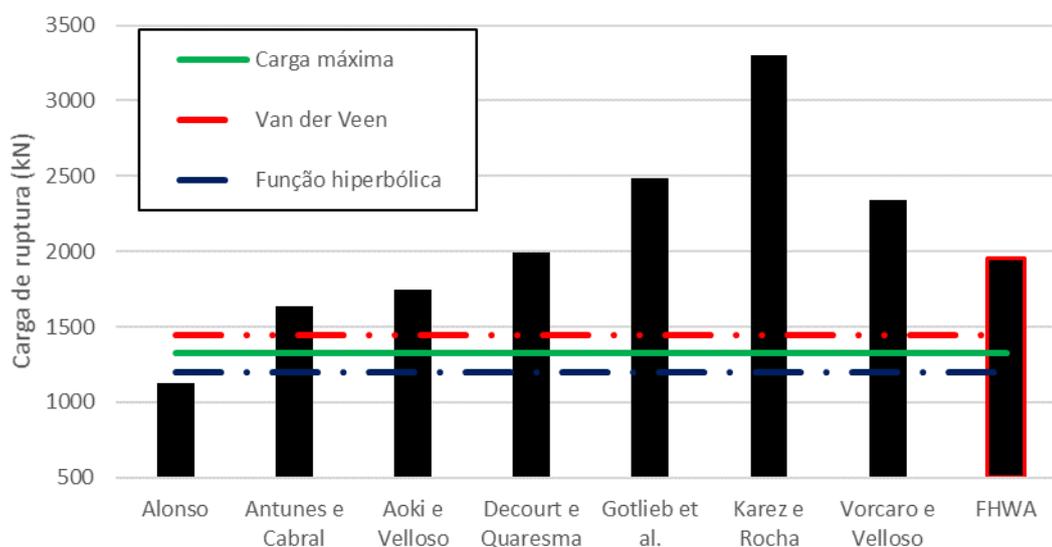


Figura 6.11 – Comparação de previsão vs desempenho de Salvador/BA

### (i) PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO

Para este caso, nota-se que quase todos os métodos de previsão de carga de ruptura obtiveram resultados acima da prova de carga estática da estaca, sendo o método de Alonso (1996) o único com resultado abaixo da carga máxima. Karez-Rocha (2000), Gotlieb et. al. (2000) e Vorcaro-Velloso (2000) foram os métodos que mais ultrapassaram o valor da carga

máxima. Os demais métodos, a saber, Antunes-Cabral (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997), Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) e o método da FHWA (2007) também resultaram em previsões de carga de ruptura acima do resultado da prova de carga estática neste caso.

#### (ii) PREVISÃO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Como os resultados das extrapolações de carga estão bem próximos do resultado da prova de carga estática, os resultados dos métodos de previsão seguem o mesmo comportamento da análise anterior: quase todos ultrapassaram o valor obtido pelos métodos das extrapolações, enquanto o método de Alonso (1996) manteve resultado abaixo da zona intermediária destes.

#### (iii) DESEMPENHO VERSUS EXTRAPOLAÇÕES

Acompanhando a tendência de grande parte das estacas analisadas neste trabalho, o método Van Der Veen (1953) apresentou resultado acima do valor obtido pelo ensaio da prova de carga estática, porém próximo. Já o método da função hiperbólica de Silva (SILVA, 2019) resultou em valor abaixo deste limite, todavia, próximo ao resultante do ensaio de prova de carga.

## 7 CONCLUSÕES

### 7.1 GENERALIDADES

A seguir um breve resumo das análises realizadas no presente trabalho é apresentado para o melhor entendimento das considerações finais.

Foram utilizados oito métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga de ruptura geotécnica de estacas tipo hélice-contínua das provas de carga analisadas:

- Alonso (1996);
- Antunes e Cabral (1996);
- Aoki e Veloso, CONTRIBUIÇÃO DE MONTEIRO (1997);
- Decourt e Quaresma (1996);
- Gotlieb et al (2000);
- Karez e Rocha (2000);
- Vorcaro e Veloso (2000);
- Método FHWA (2007).

Foram utilizadas duas extrapolações para obter a carga de ruptura das provas de carga analisadas:

- Van Der Veen (1953);
- Função hiperbólica, Silva (2019).

Além disso, o critério da NBR 6122/2019 para obtenção da carga de ruptura também foi empregado nas provas de carga analisadas, sempre que possível.

Foram analisadas sete provas de carga em estacas tipo hélice contínua. A tabela 7.1 apresenta as características principais de cada prova de carga.

Tabela 7.1 – Características principais das provas de carga analisadas.

Referência		Localização	Diâmetro	Comprimento
Alledi et. al. (2006)	EH1	Vitória/ES	40 cm	8 m
	EH2	Vitória/ES	40 cm	12 m
Mantuano (2014)	EP-1	Rio de Janeiro/RJ	50 cm	22 m
Neto (2002)	EH2	São Paulo/SP	40 cm	10,8 m
	EH4	São Paulo/SP	40 cm	17,5 m
	EH6	São Paulo/SP	40 cm	12 m
Concreta (2021)	PC002	Salvador/BA	50 cm	18 m

Sobre as provas de carga, vale destacar que só foi possível utilizar o critério de ruptura da NBR 6122 para Alledi et. al. (2006) - EH1 e EH2, Mantuano (2014) - EP-1, Neto (2002) - EH6. Já nos casos de Neto (2002) - EH2 e EH4 e Concreta (2021) - PC002 não foi possível aplicar o critério da norma brasileira.

Ainda sobre as provas de carga destaca-se que para as estacas EH2 e EH4 de Neto (2002) foram propostas 3 hipóteses distintas para analisar os dados: hipótese 1, hipótese 2 e hipótese 3. Este procedimento foi necessário devido ao tipo de aplicação de carregamento/descarregamento destas estacas durante as provas de carga.

Para facilitar as análises subsequentes alguns critérios gerais são apresentados com base nos resultados obtidos. Cabe destacar que, sempre que possível, a análise será realizada em caráter generalista, mas devido à complexidade e quantidade dos dados, eventualmente, as análises terão caráter específico:

- (i) carga máxima do ensaio não necessariamente significa que a prova de carga alcançou a ruptura;
- (ii) se a carga máxima do ensaio está abaixo da carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen e pela função hiperbólica (Silva, 2019) é dito que a prova de carga não chegou na ruptura;
- (iii) por outro lado, se a carga máxima do ensaio está acima da carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019) é dito que a prova de carga alcançou a ruptura. Vale destacar que, naturalmente, esta ruptura pode ser geotécnica ou estrutural;

- (iv) é considerado que qualquer um dos métodos semiempíricos utilizados neste trabalho é a favor da segurança quando a carga de ruptura geotécnica estimada é inferior às cargas de rupturas extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019);
- (v) por outro lado, é considerado que qualquer um dos métodos semiempíricos utilizados neste trabalho é contra a segurança quando a carga de ruptura geotécnica estimada é superior às cargas de rupturas extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019);
- (vi) nos casos em que as estimativas dos métodos semiempíricos se encontram entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019) uma análise específica é necessária;
- (vii) como não foi possível utilizar a carga de ruptura determinada pelo critério de ruptura da NBR 6122 em todas as provas de carga analisadas, estes casos também serão analisados de forma específica.

## **7.2 CONCLUSÕES GERAIS**

- (i) O método de Alonso (1996) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), Neto (2002) - para as três hipóteses da EH2, hipótese 3 da EH4 e EH6 - e para a prova de carga realizada em Salvador (2021). Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006). No caso da estaca EH4 do trabalho de Neto (2002) as hipóteses 1 e 2 apresentaram resultados entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.
- (ii) O método de Antunes Cabral (1996) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), Neto (2002) - para as três hipóteses da EH2 e EH4, além da EH6 descrita pelo mesmo autor. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006) e na prova de carga realizada em Salvador (2021).
- (iii) O método de Aoki Velloso com contribuição de Monteiro (1997) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), para Neto (2002) a EH2 apresenta resultados a favor da segurança a luz da hipótese 2 e 3, já para a estaca EH4,

os resultados a favor da segurança acontecem à luz da hipótese 1 e 3 e, a previsão, para a EH6 também é a favor da segurança. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006) e na prova de carga realizada em Salvador (2021). Em Neto (2002), no caso da estaca EH2, sob a luz da hipótese 1, e EH4 sob a luz da hipótese 2 o método de Aoki Velloso com contribuição de Monteiro (1997) apresentou resultados entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.

(iv) O método de Décourt-Quaresma (1996) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), Neto (2002) - para as três hipóteses da EH2 e EH4, além da EH6 descrita pelo mesmo autor. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006) e na prova de carga realizada em Salvador (2021).

(v) O método de Gotlieb et. al. (2000) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), Neto (2002) - para a hipótese 2 e 3 da EH2, além da EH6. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006), na prova de carga realizada em Salvador (2021), além da EH4 apresentada por Neto (2002) à luz da hipótese 2. Os casos da estaca EH2 à luz da hipótese 1 e da EH4 à luz da hipótese 1 e 3 apresentaram resultados entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.

(vi) O método de Karez-Rocha (2000) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga dos trabalhos de Mantuano (2014), Neto (2002) - para a hipótese 2 da EH2. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006), na prova de carga realizada em Salvador (2021), além da EH2 à luz da hipótese 1 e 3 - e as três hipóteses da EH4. O caso da estaca EH6 apresenta resultado entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.

(vii) O método de Vorcaro-Velloso (2000) forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga do trabalho de Neto (2002) - para a hipótese 2 da EH2 e para EH6. Já os resultados contra a segurança foram obtidos nas duas estacas de Alledi et. al. (2006), Mantuano (2014), na prova de carga realizada em Salvador (2021), além da EH2 à luz da hipótese 1 e 3 - e a hipótese 2 da EH4. O caso da estaca EH4 de Neto (2002) a luz das hipóteses 1 e 3 apresentam resultados entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.

(viii) O método da FWHA (2007) forneceu resultados a favor da segurança para o caso de Alledi et. al. (2006), Mantuano (2014) e todas as estacas e hipóteses de Neto (2002). Já o resultado contra a segurança foi obtido na prova de carga realizada em Salvador (2021).

(ix) Para todos os casos a carga de ruptura extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953) é maior que pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019). Assim, pode-se dizer que o método da função hiperbólica (Silva, 2019) é mais a favor da segurança que o método de Van Der Veen (1953).

(x) Quando a carga máxima medida nos ensaios está entre (ou próxima) das extrapolações de Van Der Veen (1953) e função hiperbólica (Silva, 2019) percebe-se que as variações das cargas de ruptura extrapoladas são menores (Figuras 7.1a e 7.1b).

Nos casos em que a carga máxima medida nos ensaios é inferior e está distante da extrapolação da função hiperbólica (Silva, 2019) percebe-se que as variações das cargas de ruptura extrapoladas são maiores (Figura 7.1c).

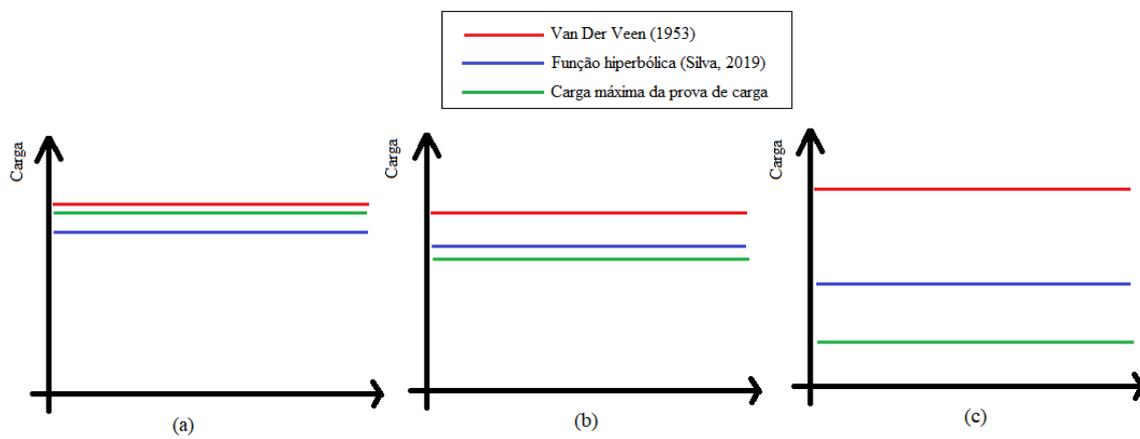


Figura 7.1 - (a) Carga máxima medida nos ensaios entre as extrapolações de Van Der Veen (1953) e função hiperbólica (Silva, 2019); (b) Carga máxima medida nos ensaios inferior e próxima da extrapolação pela função hiperbólica (Silva, 2019) e (c) Carga máxima medida nos ensaios inferior e distante da extrapolação pela função hiperbólica (Silva, 2019).

## 7.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

### 7.3.1 INTERPRETAÇÕES À LUZ DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

(i) Analisando o método de Alonso (1996) para estaca EH4 do trabalho de Neto (2002), observa-se que na hipótese 1 a estimativa fica mais próxima da capacidade de carga extrapolada pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019), enquanto na hipótese 2 se aproxima mais da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953).

(ii) Analisando o método de Aoki Velloso com contribuição de Monteiro (1997) para as estacas EH2 e EH 4 do trabalho de Neto (2002), observa-se que:

Para a estaca EH2 na hipótese 1 a estimativa do método semi-empírico fica mais próxima da capacidade de carga extrapolada pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019). Enquanto para a estaca EH4 sob a luz da hipótese 2 a estimativa do método semi-empírico se aproxima mais da capacidade de carga extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953).

(iii) Analisando o método de Gotlilieb et. al. (2000) para estaca EH2 e EH4 do trabalho de Neto (2002), observa-se que:

Na hipótese 1 da estaca EH2 a previsão de carga de ruptura de Gotlieb et. al. (2000) fica mais próxima da carga de ruptura extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953). Já para a estaca EH4, previsão de carga de ruptura fica mais próxima da carga de ruptura extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953) à luz da hipótese 1 e da carga de ruptura extrapolada pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019) à luz da hipótese 3.

(iv) Analisando o método de Karez Rocha (2000) para estaca EH6 do trabalho de Neto (2002), observa-se que a carga de ruptura prevista está mais próxima a carga de ruptura extrapolada pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019).

(v) Analisando o método de Vorcaro-Velloso (2000) para estaca EH4 do trabalho de Neto (2002), observa-se que:

A previsão de carga de ruptura da estaca EH4 de Neto (2002) fica mais próxima da carga de ruptura extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953) à luz da hipótese 1 e da carga de ruptura extrapolada pelo método da função hiperbólica (Silva, 2019) à luz da hipótese 3.

### **7.3.2 INTERPRETAÇÕES À LUZ DOS CASOS**

(i) No caso apresentado por Alledi. et. al. (2006), de acordo com o boletim de sondagem, há a presença de uma camada de areia compacta cimentada no perfil de solo. Como esse tipo

de solo não é contemplado no banco de dados dos métodos semiempíricos nacionais, as estimativas não forneceram valores confiáveis. Porém, para o método da FWHA (2007) a estimativa se mostrou adequada.

(ii) Nos casos apresentados por Neto (2002) associado a estaca EH2 - hipótese 2 - e a estaca EH4 - hipótese 2, vale destacar que, embora as hipóteses de análise nos dois casos tenham sido as mesmas, ou seja, foi considerado apenas o trecho virgem da curva carga versus deslocamento (até 1200 kN) para extrapolar a carga de ruptura, o desempenho dos métodos semiempíricos apresentou comportamento bem diferente.

(iii) Os resultados das extrapolações para a prova de carga de Salvador/BA não apresentaram um bom desempenho. Cabe destacar que durante a prova de carga os recalques mobilizados foram muito pequenos (cerca de 0,3% do diâmetro). Então, apesar da curva carga-recalque possuir um ponto de inflexão na carga de 800 kN conforme observado, as extrapolações podem gerar cargas de rupturas diferentes das reais, isso pode explicar o mal desempenho da maioria dos métodos nesse caso.

## **7.4 DISCUSSÕES**

(i) No caso apresentado por Neto (2002) associado a estaca EH6 a estimativa da capacidade de carga pelo método de Karez e Rocha (2000) merece ser discutida em separado.

Diversos autores (eg.: Francisco et. al., 2004) apontam que, normalmente, o método de Karez e Rocha (2000) fornece previsões de capacidade de carga superiores à carga de ruptura, sendo considerado contra a segurança. Neste trabalho, este fato pode ser observado em quase todos os casos analisados, menos na estaca EH6 de Neto (2002). Assim como no caso de Neto (2002) da estaca EH6, outro trabalho, Albuquerque (2001), também relata que o método de Karez e Rocha (2000) foi o que apresentou uma estimativa mais próxima da carga de ruptura.

Acredita-se que, possivelmente, o banco de dados original do método de Karez e Rocha (2000) possui características semelhantes aos casos de Albuquerque (2001) e Neto (2002) - EH6. Assim, as previsões conseguiram obter um bom ajuste com as cargas de rupturas reais.

Cabe destacar que, no caso de Neto (2002) - EH6, a estimativa do método de Karez e Rocha (2000) forneceu um valor praticamente coincidente com a carga máxima atingida no ensaio e a carga de ruptura obtida pelo critério de ruptura da NBR 6122.

(ii) No caso apresentado por Alledi. et. al. (2006), devido a presença de uma camada de areia compacta cimentada, as estimativas pelos métodos semiempíricos também merecem ser discutidas de forma particular.

Nos métodos semiempíricos nacionais este tipo de solo seria enquadrado como uma areia ou areia siltosa que, em ambos os casos, possuiria um comportamento drenado.

A autora do presente trabalho, de acordo com Silva e Guimarães (2021), acredita que este tipo de solo possui um comportamento não-drenado.

Como no método da FWHA (2007) existe a possibilidade de implementar essa variação do comportamento de solo, propôs-se considerar a camada de areia compacta cimentada como um solo de comportamento não-drenado. Essa interpretação pode ser mais realista que os métodos nacionais que em seu banco de dados trabalham com areias com comportamento drenado, essa diferença do comportamento pode justificar o bom desempenho do método nesse perfil.

(iii) No caso apresentado por Neto (2002) para as estacas EH2 e EH4 considerando a hipótese 2 de extrapolação da curva carga recalque também merece ser discutida de forma particular. Observando a curva da estaca EH2, pode-se notar que o trecho inicial da carga recalque (até 1200 kN) possui uma alta linearidade, ao contrário da estaca EH4, que no mesmo trecho, não é linear. Acredita-se que este comportamento é decorrente dos solos em que as estacas foram instaladas. Conforme observado nos boletins de sondagem associados a cada estaca, percebe-se nitidamente que a EH2 foi instalada em um solo com uma rigidez maior que o solo em que estaca EH4.

Com efeito, as extrapolações das curvas carga vs recalque das estacas são afetadas pelo grau de linearidade. Em situações de alto grau de linearidade, as extrapolações podem apresentar divergência (matemática e física) conforme observado na curva carga recalque da EH2. Se o grau de linearidade for baixo, as extrapolações ficam mais adequadas conforme observado na curva carga recalque da EH4.

## 7.5 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Estimar a capacidade de carga das estacas hélice contínuas deste trabalho a partir de outros coeficientes pelos métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000);
- Estimar a capacidade de carga das estacas hélice contínuas deste trabalho a partir de outros métodos semiempíricos, como por exemplo: Militisky (1986), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), Teixeira (1996) e pelo método da UFRGS descrito por Lobo (2005);
- Estimar a capacidade de carga das estacas hélice contínuas deste trabalho a partir o método da FWHA (2007) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) e pelo método da instituição Texas Highway Department (1972) - TXDOT
- Aplicar as metodologias descritas neste trabalho em outras provas de carga de estacas hélice contínua;
- Comparar a metodologia da FWHA (2007) alimentada por diferentes ensaios de campo e laboratório;
- Estudar melhor as extrapolações de Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019).

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ALBUQUERQUE, P.J.R. **ESTACAS ESCAVADAS, HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA: ESTUDO DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO EM SOLO RESIDUAL DE DIABÁSIO, ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGAS INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE**. 2001. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001

ALLEDI, C.T.D.B.; POLIDO, U.; ALBUQUERQUE, P.J.R. **PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADAS EM SOLOS SEDIMENTARES**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13., 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 2006.

ALONSO, U. R. **ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA COM MONITORAMENTO ELETRÔNICO: PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO ENSAIO**. Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia, v. 2, p. p.141-151, 1996.

ALONSO, Urbano R. **DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. 2 ed. Ed Blucher. São Paulo, 2012.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, v. 3, p. 105–110, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, v. 1, p. 367–376, 1975.

COLEMAN, D.M. and ARCEMENT, B.J. (2002). “**EVALUATION OF DESIGN METHODS FOR AUGER CAST PILES IN MIXED SOIL CONDITIONS**,” **PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL DEEP FOUNDATIONS Congress 2002**, February 14-16, 2002 Orlando, Florida; M.W. O’Neill and F.C. Townsend (Eds.), ASCE, pp. 1404–1420.

CONCRETA (2021) - Obra: Execução de Prova de Carga Estática para obra do empreendimento Viver Novo Horizonte, Salvador/BA - Comunicação pessoal

DANZIGER, B. R. (1982). **ESTUDO DE CORRELAÇÕES ENTRE OS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA E SUAS APLICAÇÕES AO PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro

DANZIGER, F. A. B. (2008). Fundações. Notas de aula, Escola politécnica, UFRJ, Rio de janeiro

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, v. 1, p. 45–53, 1978.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1996). **ANÁLISE E PROJETOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. Fundações: teoria e prática, Hachich, W. Falconi, F. Saes, J.L. Frota, R.G.Q. Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, 265-327.

FHWA. **DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES FINAL**. [s.l: s.n.].

FRANCISCO, G. M; VELLOSO, D. A; LOPES, F. R; SANTA MARIA, P. E. L; ALONSO, U. R. (2004). **UMA AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA**. SEFE, São Paulo.

GOTLIEB, M. ET AL. Um método simples para avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, v. 4, p. 312–319, 2000.

KAREZ, M.; ROCHA, E. A. C. Estaca tipo hélice contínua: previsão da capacidade de carga. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, v. 1, p. 274–278, 2000.

LAPROVITERA, H. **REAValiação DO MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE BANCO DE DADOS**. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1988.

LOBO, B. O. **MÉTODO DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS: APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DE ENERGIA DO ENSAIO SPT**. 2005 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MANTUANO, R. Martins - **COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E INFLUÊNCIA DO PROCESSO EXECUTIVO NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS HÉLICE**. Universidade Federal Do Rio De Janeiro Escola Politécnica [s.l: s.n.].

MONTEIRO, P. F. (1997). **CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS – MÉTODO AOKI-VELLOSO**, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.

MEYERHOF, G. G. **THE ULTIMATE BEARING CAPACITY OF FOUNDATIONS: PENETRATION TESTS AND BEARING CAPACITY OF COHESIONLESS SOILS.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, p. 1–19, 1956.

MILITSKY, J. (1986). **RELATO DO ESTADO ATUAL DE CONHECIMENTO: FUNDAÇÕES.** In. CBMSEF, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, v. 7.

NETO, JOSÉ A. A. **ANÁLISE DO DESEMPENHO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA – ASPECTOS EXECUTIVOS.** Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

PEIXOTO, Anna S.P. **ESTUDO DO ENSAIO SPT-T E SUA APLICAÇÃO NA PRÁTICA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES /** Anna Silvia Palcheco Peixoto. Campinas, SP: [s.n.], 2001.

POLIDO, Uberescilas & ALMEIDA, Rita & ALBUQUERQUE, Paulo & ALLEDI, Carla. (2015). **ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA DE COMPRIMENTOS VARIADOS EM SOLOS LATERÍTICOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS.** 10.20906/CPS/CB-04-0171.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E.. **ENSAIOS DE CAMPO E SUAS APLICAÇÕES À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES.** 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Lucas M. P. **ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE UM RADIER.** – Trabalho de Conclusão de Curso - Macaé: UFRJ / Engenharia Civil, 2019.

SILVA, L.M.P; GUIMARÃES, G.V.M. Tópicos Especiais de Fundações. Notas de aula, Macaé: UFRJ / Engenharia Civil, 2021.

TEIXEIRA, A. H. (1996). **PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES.** In: SEFE, 3., São Paulo. Anais... São Paulo, v. 1.

Texas Highway Department (1972). **“FOUNDATION EXPLORATION AND DESIGN MANUAL,”** Bridge Division, 2nd Edition, July.

VAN DER VEEN (1953), C. **THE BEARING CAPACITY OF A PILE. PROCEEDINGS - III** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 84, 1953.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. **AVALIAÇÃO DE CARGA ÚLTIMA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA POR REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA**. Seminário De Engenharia De Fundações Especiais, v. 4, p. 315–330, 2000.

## **ANEXO A**

Considerações de cálculo para cada caso:

Para as estacas EH1 e EH2 de Alledi et. al. (2006), os resultados dos métodos brasileiros de previsão de carga de ruptura foram extraídos de seu trabalho.

Para as estacas EH2, EH4 e EH6 de Neto (2002), com exceção do método de Gotlieb et. al. (2000) que foi calculado pela autora deste trabalho, todos os resultados dos métodos de previsão de carga foram extraídos do trabalho do autor.

Para a estaca de Mantuano (2014) somente o método de previsão de carga Vorcaro-Velloso (2000) foi calculado pela autora deste trabalho, todo os demais resultados foram extraídos do trabalho do autor. Não foi aplicado, para esta estaca o fator  $\pm 0,29$ , foi utilizada a equação 3.13.

Para a estaca PC002 de Salvador/BA todos os métodos foram calculados pela autora deste trabalho e as seguintes considerações foram feitas:

- Método Alonso (1996) – Foi considerado o coeficiente de Torque/ $N_{SPT}$  igual a 0,3 conforme recomendado pelo método, para areias sedimentares, para todos os valores de  $N_{SPT}$ .
- Aoki-Velloso (1975,1978) com contribuição de Monteiro (1997) – Foram utilizados os seguintes parâmetros:  $F1 = 3$  e  $F2 = 3,8$  (estaca hélice contínua);  $2,8 \leq \alpha \leq 3,3$  conforme o tipo de solo, como descreve a Tabela 3.4, presente neste trabalho.
- Antunes-Cabral (1996) – Foram considerados os valores mínimos da Tabela 3.11 para os parâmetros  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , 0,04 e 2,0 respectivamente, conforme o tipo de solo.
- Vorcaro-Velloso (2000) – Na aplicação da equação 3.14 presente neste trabalho, foi utilizado o fator -0,29 para efeito dos cálculos.

Nos demais métodos não se fez necessário nenhuma consideração especial para esta estaca.