



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
CAMPUS UFRJ - MACAÉ - PROF. ALOÍSIO TEIXEIRA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL



KARINNA WENDEROSCK BERALDO

**ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS: AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA**

Macaé

2022

CIP - Catalogação na Publicação

B483

Beraldo, Karinna Wenderosck

Estacas Hélice Contínuas: Avaliação de Desempenho de Métodos Semiempíricos para Previsão de Capacidade de Carga de Ruptura Geotécnica / Karinna Wenderosck Beraldo - Macaé, 2022.

100 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)
Biblioteca Central do Centro Multidisciplinar UFRJ-Macaé
Bibliotecário: Anderson dos Santos Guarino CRB7 – 5280

KARINNA WENDEROSCK BERALDO

**ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS: AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA**

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

Orientadores:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Eng. Lucas Marques Pires da Silva

Macaé

2022

KARINNA WENDEROSCK BERALDO

**ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS: AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA
DE RUPTURA GEOTÉCNICA**

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

Macaé, 05 de dezembro de 2022

BANCA EXAMINADORA



Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc.

(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

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



Eng. Lucas Marques Pires da Silva,

(Benthic Engenharia)

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



Prof. Mauricio do Espirito Santo Andrade, D.Sc.

(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

<http://lattes.cnpq.br/8604635938341817>

A Deus, que cuidou de todas as coisas, e a minha família,
pelo suporte e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, que me sustentou em todos os momentos e me deu forças para não desistir.

Agradeço aos meus amados pais, Queila e Roberto, por acreditarem em mim quando nem mesmo eu consigo e me darem todo o suporte, não somente durante a graduação, mas por toda a minha vida.

Agradeço ao meu irmão Douglas, por trazer leveza e alegria para os meus dias.

A minha tia Maria Irene e família, que abriu as portas de sua casa pra me receber com tanto cuidado e generosidade, toda minha gratidão.

Também agradeço minha prima Mayara, pela amizade e companhia nesses últimos anos.

Agradeço aos queridos amigos da ABU, em especial à Ana Caroline, pelas orações e abraços durante os momentos difíceis e pelas comemorações durante os momentos alegres.

Agradeço aos meus orientadores, Gustavo e Lucas, pela disponibilidade, pelos ensinamentos e pela paciência, não somente durante a orientação desse trabalho, mas também durante suas aulas.

Aos colegas de curso, por terem acompanhado toda minha jornada durante esses longos anos.

Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.

(Fernando Pessoa)

RESUMO

Realizou-se uma análise comparativa entre seis métodos convencionais adotados no Brasil para estimativa de capacidade de carga geotécnica de estacas tipo hélice contínua e o método internacional da Federal Highway Administration (FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002)). Para realizar a comparação também foram utilizados os resultados de nove provas de carga estáticas em estacas hélice contínua, com características geométricas (diâmetro e comprimento) diferentes, implantadas em tipos de solos diversos. Para cada prova de carga apresenta-se a sondagem de reconhecimento do solo com medida de N_{SPT} . Destaca-se que, para obter a carga de ruptura a partir das curvas “carga versus recalque” das estacas foram realizadas extrapolações baseadas no tradicional método de Van Der Veen (1953) e uma função hiperbólica proposta por Silva (2019). Além disso, sempre que possível o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) foi empregado. A partir destas metodologias foi realizada uma análise comparativa de previsão versus desempenho, para verificar em cada caso o método semiempírico mais adequado para dimensionamento geotécnico de estacas tipo hélice contínua submetidas a esforços de compressão. Em linhas gerais, observou-se que o método da FHWA (2007) apresentou resultados a favor da segurança em quase todos os casos apresentados e a extrapolação de Van Der Veen (1953) foi a que melhor representou as cargas de ruptura geotécnicas estimadas.

Palavras-chave: Estaca Hélice Contínua. Métodos de previsão de Capacidade de Carga Geotécnica. Prova de Carga Estática. Carga de Ruptura

ABSTRACT

A comparative analysis between six traditional methods adopted in Brazil to estimate the ultimate load capacity of continuous auger piles and the international method of the Federal Highway Administration (FHWA, 2007) was done. To perform it, nine static load tests in continuous auger piles, with different geometric characteristics (diameter and length), implanted in different soil types were also used. For all static load tests, it is present the result of the Standard Penetration Tests (N_{SPT}). It is noteworthy that, to obtain the ultimate load capacity from the curves "load versus settlement" of the piles were used the traditional Van Der Veen (1953) and hyperbolic function presented by Silva (2019). In addition, whenever possible, the criteria of ultimate load capacity of NBR 6122 (ABNT, 2019) was employed. Based on these methodologies, a comparative analysis of prediction versus performance was done to verify in each case the most appropriate semi empirical method for prediction of geotechnical ultimate load capacity of continuous auger piles submitted to compression efforts. Indeed, FHWA (2007) showed to be the safest method to be employed in analyzed cases and Van Der Veen (1953) the criteria that fits better on the estimate of ultimate load capacity.

Keywords: Continuous Auger Pile. Ultimate Load Capacity. Static Load Test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Fundação rasa e profunda por (Velloso e Lopes, 2010)	4
Figura 2.2 - Principais tipos de fundações superficiais (Adaptado de Velloso e Lopes, 2010).....	5
Figura 2.3 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão. (Modificado de Velloso e Lopes, 2010)	6
Figura 2.4 - Etapas de execução da estaca Hélice-contínua (Caputo, 2017).....	8
Figura 2.5 - Equipamento para ensaio de reconhecimento à percussão SPT (Higashi, 2016).....	11
Figura 3.1 - Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1965).....	12
Figura 3.2 - Variabilidade da capacidade carga (kN) do método Vorcaro-Velloso (2000).	16
Figura 4.1 – Provas de Carga (Qualicon Consultoria e Tecnologia, 2018).....	29
Figura 4.2 – Equipamentos de Prova de Carga (Blog PUCPR, 2021)	29
Figura 4.3 - Curva carga vs deslocamento (Nienov, 2006)	30
Figura 5.1 - Perfil geotécnico das sondagem SPT- EH1 e EH2 (Alledi et. al., 2006) ...	34
Figura 5.2 - Curva carga vs deslocamento – EH1 e EH2 (Alledi et. al., 2006).....	35
Figura 5.3 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EH1	36
Figura 5.4 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EH2	37
Figura 5.5 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT – SA25 (Mantuano, 2014) 38	
Figura 5.6 - Curva carga vs deslocamento – SA25 (Mantuano, 2014)	39
Figura 5.7 - Curva carga vs deslocamento comparativa para SA25.....	39
Figura 5.8 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT - EHC2 (Neto, 2002)	40
Figura 5.9 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT - EHC2 (Neto, 2002)	41
Figura 5.10 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT – EHC6 (Neto, 2002).....	41
Figura 5.11 - Curva carga vs deslocamento - EHC2 (Neto, 2002).....	42
Figura 5.12 - Curva carga vs deslocamento – EHC4 (Neto, 2002)	42
Figura 5.13 - Curva carga vs deslocamento - EHC6 (Neto, 2002).....	43
Figura 5.14 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EHC2.....	44
Figura 5.15 - Curva carga vs deslocamento Recalque comparativa para EHC4.....	44
Figura 5.16 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EHC6.....	45
Figura 5.17 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT- ET-1 e ET-2 (Corrêa et al., 2015).....	46
Figura 5.18 - Curva carga vs deslocamento - ET-1 (Corrêa et al,2015).....	46

Figura 5.19 - Curva carga vs deslocamento - ET-2 (Corrêa et al, 2015).....	47
Figura 5.20 - Curva carga vs deslocamento comparativa para ET-1.....	48
Figura 5.21 - Curva carga vs deslocamento comparativa para ET-2.....	48
Figura 5.22 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT- PC002.....	49
Figura 5.23 - Curva carga vs deslocamento - PC002	50
Figura 5.24 - Curva carga vs deslocamento comparativa para PC002.....	51
Figura 6.1 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EH1 - Alledi et. al. (2006)...	54
Figura 6.2 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EH2 - Alledi et. al. (2006)...	56
Figura 6.3 - Comparação entre Critérios de Ruptura para SA25 - Mantuano (2014)	57
Figura 6.4 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC2 - Neto (2002).....	59
Figura 6.5 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC4 - Neto (2002).....	60
Figura 6.6 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC6 - Neto (2002).....	61
Figura 6.7 - Comparação entre Critérios de Ruptura para ET-1 – Corrêa et. al. (2015)	62
Figura 6.8 - Comparação entre Critérios de Ruptura para ET-2 – Corrêa et. al. (2015)	64
Figura 6.9 - Comparação entre Critérios de Ruptura para PC002 da obra em Salvador (2020)	65
Figura 7.1 - Comparação dos valores para o método Antunes e Cabral (1996):.....	71
Figura 7.2 - Comparação dos valores para o método Vorcaro-Velloso (2000).....	72
Figura 7.3 - Comparação dos valores para o método FHWA (1999).....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tipos de estacas (Velloso e Lopes, 2010).....	6
Tabela 2.2 - Estados de compacidade e de consistência (NBR 6484/2020).....	11
Tabela 3.1 - Coeficientes β_1 e β_2 (Antunes e Cabral, 1996).....	15
Tabela 3.2 - Valores de M_1 e M_2 (Militistky e Alves, 1985).....	17
Tabela 3.3 - Valores de K (Danziger,1982) e valores de α (Laprovitera, 1988).....	19
Tabela 3.4 - coeficientes F1 e F2 (Laprovitera, 1988, Benegas 1993).....	19
Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros α e β (Teixeira, 1996).....	20
Tabela 3.6 - Coeficiente α e β (Lobo, 2005).....	21
Tabela 3.7 - Relação entre resistência ao cisalhamento não drenado, índice de rigidez e fator de capacidade de suporte para solos coesivos para o método FHWA 1999 (O'Neill e Reese, 1999)	25
Tabela 3.8- Peso específico Argilas (adaptado Aoki e Cintra,2010).....	27
Tabela 3.9 - Peso específico Areias (adaptado Aoki e Cintra,2010).....	27
Tabela 5.1 - Valores de carga e deslocamento máximos obtidos nas provas de carga (Alledi et. al., 2006).....	36
Tabela 5.2 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC Lenta em EH1 e EH2.....	36
Tabela 5.3 – Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para as estacas EH1 e EH2	37
Tabela 5.4 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para SA25	39
Tabela 5.5 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para a estaca SA25.....	40
Tabela 5.6 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em EHC2, EHC4 e EHC6.	43
Tabela 5.7 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para as estacas EHC2, EHC4 e EHC6.....	45
Tabela 5.8 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em ET-1 e ET-2.....	47
Tabela 5.9- Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em SA2550	
Tabela 5.10 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para a estaca SA25.....	51
Tabela 6.1 - Coeficientes β_1 e β_2 utilizados (Adaptado de Antunes e Cabral, 1996)....	52
Tabela 6.2 Valores sugeridos pela autora da presente pesquisa para o parâmetro α	53

Tabela 7.1 – Comparação entre extrapolação de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019),	70
Tabela 7.2 – Comparação entre valores obtidos pela autora com os obtidos por Dutra (2022)	71
Tabela 0.1 – Capacidades de Cargas	81
Tabela 0.2 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EH1- Alledi et. al. (2006)	82
Tabela 0.3 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para	82
Tabela 0.4 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para SA25 de Mantuano (2014)	83
Tabela 0.5 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC2 de Neto (2002)	83
Tabela 0.6 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC4 de Neto (2002)	84
Tabela 0.7 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC6 de Neto (2002)	84
Tabela 0.8 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para ET-1 de Corrêa et. al. (2015)	85
Tabela 0.9 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para ET-2 de Corrêa et. al. (2015)	85
Tabela 0.10 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura PC002 de uma obra em Salvador (2020), reportada por Dutra (2022).....	85

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 MOTIVAÇÃO.....	1
1.3 OBJETIVO DO TRABALHO	1
1.4 METODOLOGIA	2
1.5 ESTRUTURA	2
2. ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES	4
2.1 GENERALIDADES.....	4
2.2 FUNDAÇÕES RASAS	4
2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	5
2.3.1 Classificação das Estacas	6
2.3.2 Estaca Tipo Hélice Contínua	7
2.4 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	9
2.4.1 Procedimentos de Ensaio	10
2.4.2 Interpretação do Ensaio	11
3. MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	12
3.1 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS.....	14
3.2 .MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	14
3.2.1 Método Antunes e Cabral (1996)	14
3.2.2 Método Vorcaro-Velloso (2000)	15
3.2.3 Método Milititsky e Alves (1985)	17
3.2.4 Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988)	17
3.2.5 Método Teixeira (1996)	19
3.2.6 Método da UFRGS (2006)	20
3.2.7 Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002)	22
4. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS	28
4.1 GENERALIDADES.....	28
4.2 RECALQUE LIMITE DA NBR 6122 (ABNT, 2019).....	31
4.3 FUNÇÃO EXPONENCIAL DE VAN DER VEEN (1953)	32

4.4	FUNÇÃO HIPERBÓLICA DE SILVA (2019)	32
5.	OBRAS ANALISADAS	34
5.1	ALLEDI ET. AL. (2006) - EH1 e EH2	34
5.2	MANTUANO (2014) – SA25	37
5.3	NETO (2002) - EHC2, EHC4 e EHC6	40
5.4	CORRÊA ET. AL. (2015) – ET-1 e ET-2	45
5.5	DUTRA (2022) – PC002	49
6.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	52
6.1	GENERALIDADES	52
6.2	ALLEDI ET. AL. (2006)	54
6.2.1	Estaca EH1	54
6.2.2	Estaca EH2	55
6.3	MANTUANO (2014)	57
6.4	NETO (2002)	58
6.4.1	Estaca EHC2	58
6.4.2	Estaca EHC4	60
6.4.3	Estaca EHC6	61
6.5	CORRÊA ET. AL. (2015)	62
6.5.1	Estaca ET-1	62
6.5.2	Estaca ET-2	63
6.6	OBRA EM SALVADOR (2020) REPORTADA POR DUTRA (2022)	65
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
7.1	GENERALIDADES	67
7.2	CONCLUSÕES GERAIS	69
7.3	CONCLUSÕES ESPECÍFICAS	70
7.4	DISCUSSÕES	74
7.5	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78
	ANEXO A	81

1. INTRODUÇÃO

Com as crescentes exigências de obras de engenharia de grande porte, cresce também a demanda por elementos de fundação que suportem cargas cada vez maiores, mas que mantenham a melhor relação qualidade versus eficiência. No Brasil, as fundações profundas, principalmente as estacas, vêm sendo utilizadas em larga escala para atender a esse fim. Portanto faz-se necessário que esse tipo de elemento e seus métodos de elaboração sejam estudados, garantindo maior confiabilidade e segurança para sua execução.

1.1 JUSTIFICATIVA

A maioria das empresas que executam fundações em estacas, utilizam para seu dimensionamento métodos já consolidados no país, principalmente os baseados no ensaio SPT (Standard Penetration Test), utilizando para isso bancos de dados nacionais.

Há de se perceber que a maior parte do conhecimento sobre o comportamento de estacas diz respeito às cravadas e escavadas. Assim, o expressivo crescimento da procura pelas estacas hélice contínua como recurso de fundação, justifica a necessidade de seu estudo.

Dessa forma, o presente trabalho vem somar ao conhecimento atual no que diz respeito à avaliação de desempenho de métodos semiempíricos, para previsão da capacidade de carga e de ruptura geotécnica em estacas hélice contínua.

1.2 MOTIVAÇÃO

O interesse pelo o tema escolhido surgiu após a realização de um trabalho durante o curso da disciplina eletiva Tópicos Especiais de Fundações, ministrada pelos professores Gustavo Vaz de Mello Guimarães e Lucas Marques Pires da Silva.

1.3 OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo desse trabalho, consiste em dar continuidade ao trabalho desenvolvido por Dutra(2022) em avaliar o comportamento à compressão de várias estacas hélice contínuas, comparando os resultados obtidos, através de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga nacionais e o método internacional desenvolvido pelo Federal Highway Administration (FHWA).

1.4 METODOLOGIA

Neste trabalho foram apresentados, implementados e comparados seis métodos semiempíricos nacionais e um método internacional de estimativa de capacidade de carga para estacas hélice contínuas.

- i. Método Antunes e Cabral (1996)
- ii. Método Vorcaro-Velloso (2000)
- iii. Método Milititsky e Alves (1985)
- iv. Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988)
- v. Método Teixeira (1996)
- vi. Método da UFRGS (2006)
- vii. Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002).

São apresentadas sete provas de carga estáticas de diferentes regiões do país, extraídas do trabalho de Dutra (2022), além de duas estacas hélice contínuas apresentadas por Corrêa et. al (2015).

Todos foram aplicados às estacas descritas neste trabalho de acordo com as informações fornecidas pelos trabalhos originais e pelos ensaios de sondagens de simples reconhecimento com SPT de cada uma delas.

Para realizar as comparações das cargas de ruptura entre as provas de carga e os métodos semiempíricos foram utilizadas as extrapolações de Van Der Veen (1953) e a de Silva (2019), além do critério da NBR 6122/2019.

1.5 ESTRUTURA

Este trabalho de conclusão de curso está dividido em sete capítulos, distribuídos da seguinte forma: Introdução, Engenharia de Fundações, Métodos de Estáticos de Previsão de Capacidade de Carga, Previsão de Carga de Ruptura Geotécnica Através de Provas de Carga em Estacas, Obras Analisadas, Apresentação, Análise dos Resultados e Considerações Finais

O Capítulo 1, Introdução, apresenta os aspectos gerais, objetivos e a estruturação do trabalho.

No Capítulo 2 apresenta um panorama geral da engenharia de fundações com as classificações de fundações rasas e profundas. A partir daí, detalhem-se as fundações em estacas hélice contínua, objeto principal de análise dessa pesquisa. Ainda neste capítulo, devida sua

ampla utilização em projetos de fundações em estacas, são apresentados os procedimentos das sondagens a percussão com medida de N_{SPT} .

O capítulo 3 faz uma revisão bibliográfica de seis métodos semiempíricos utilizados para estimativa de capacidade de carga geotécnica em estacas hélice contínua. Além disso o método da FHWA (1999) também é apresentado.

O capítulo 4 aborda a previsão da carga de ruptura a partir dos resultados de provas de carga estáticas em estacas.

No Capítulo 5 foi feita a apresentação das obras analisadas, contendo a geometria das estacas, localização, aspectos geológicos e geotécnicos, além da apresentação e interpretação das extrapolações da prova de carga realizadas para cada um dos nove casos.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados dos seis métodos semiempíricos e o método da FHWA (1999) quando aplicados às nove provas de carga estudadas. A partir dos gráficos das provas de carga são aplicadas as extrapolações para obter as cargas de rupturas, auxiliando assim nas conclusões desta pesquisa.

Por fim o capítulo 7 traz as considerações finais acerca de tudo que foi apresentado anteriormente.

Em seguida, as referências bibliográficas utilizadas para a realização deste trabalho são listadas.

O anexo A apresenta e detalha todas as considerações utilizadas nesta pesquisa para fins de melhor entendimento e esclarecimento dos leitores.

2. ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

2.1 GENERALIDADES

A definição de fundação através do dicionário Oxford Languages é: (i)- ato ou efeito de fundar, de instituir. (ii)- Base sobre a qual se constrói um edifício; alicerce. De acordo com Azeredo (1988), fundações são os elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia.

Podem existir vários modelos de fundações, e cada um é utilizado para uma determinada finalidade, podendo variar por conta de diversos fatores, sendo os principais o tipo de superestrutura a ser construída e as características do solo. Atualmente as fundações podem ser divididas em dois grupos principais, superficiais e profundas, como pode ser visto na Figura 2.1.

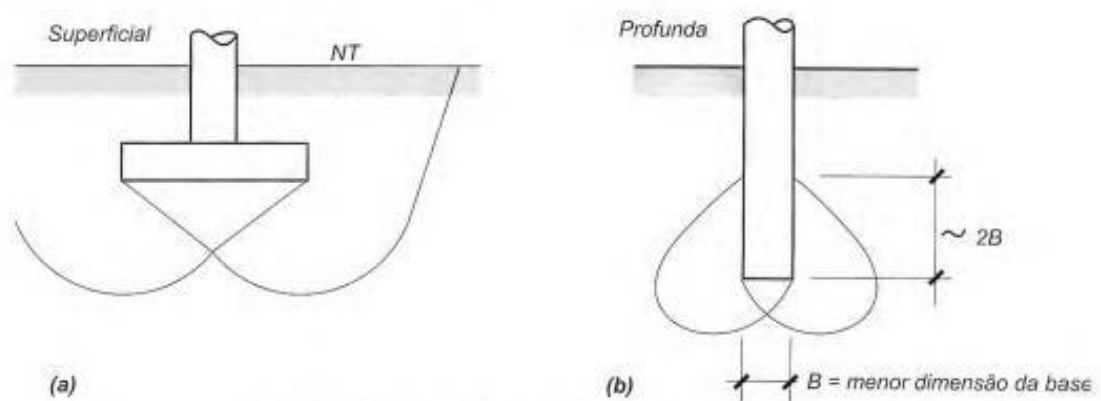


Figura 2.1 - Fundação rasa e profunda por (Velloso e Lopes, 2010)

2.2 FUNDAÇÕES RASAS

A NBR 6122/2019 define fundações rasas como elementos cuja profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, o radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

A norma descreve as sapatas como um elemento de fundação de superfície de concreto armado dimensionado para que a tensão de tração resultante seja resistida não pelo concreto, mas pelo uso de armaduras. Pode ter espessura constante ou variável, e sua base plana é geralmente quadrada, retangular ou trapezoidal. Os blocos são descritos como elementos de

fundação superficial de concreto, dimensionados para que as tensões de tração resultantes possam ser resistidas pelo concreto sem a necessidade de armadura. Pode ter faces verticais, inclinadas ou escalonadas, e geralmente apresenta uma seção transversal quadrada ou retangular em planta. Já o radier é definido como um elemento também de superfície que cobre todos os pilares de trabalho ou cargas distribuídas, conforme a Figura 2.2.

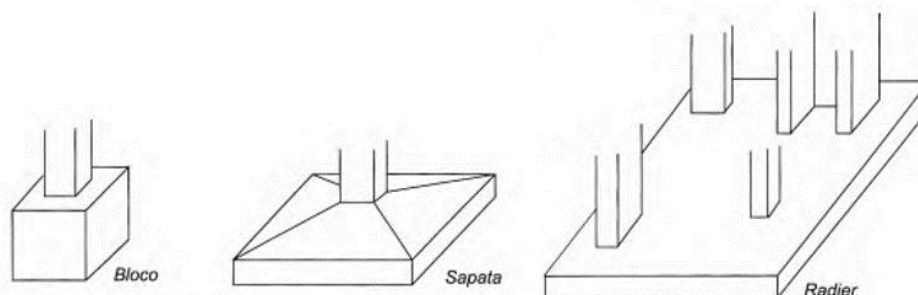


Figura 2.2 - Principais tipos de fundações superficiais (Adaptado de Velloso e Lopes, 2010)

2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A NBR 6122/2019 define fundação profunda como elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se os tubulões e as estacas conforme a Figura 2.3.

Os tubulões são estruturas cilíndricas de grandes dimensões, geralmente com grande capacidade de carga e moldadas *in loco*. É um elemento de fundação profunda em que, pelo menos na fase final da escavação do solo, é necessário um trabalho manual em profundidade para alargar a base ou pelo menos para limpar o leito da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas principalmente pela ponta.

As estacas, por sua vez, são definidas pela NBR 6122/2019 como elementos executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.

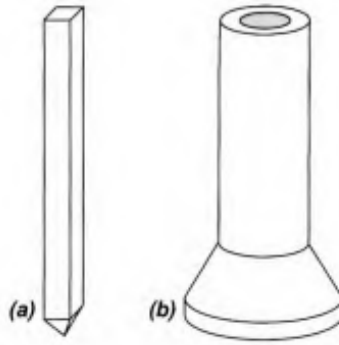


Figura 2.3 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão. (Modificado de Velloso e Lopes, 2010)

2.3.1 Classificação das Estacas

As estacas podem ser classificadas de acordo com alguns critérios. De acordo com a norma inglesa de fundações (Code of Practice CP 2004:1972) no diz respeito ao método executivo, conforme o tipo de deslocamento que provocam no solo ao serem executadas, essas estruturas podem ser classificadas em:

- "de deslocamento", onde o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente), e
- "de substituição", onde o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais.

Dessa forma, Velloso e Lopes, classificam os principais tipos de estacas executadas no Brasil conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Tipos de estacas (Velloso e Lopes, 2010)

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	(I) Madeira,
		(II) pré-moldadas de concreto,
		(III) tubos de aço de ponta fechada,
		(IV) tipo Franki,
		(V) microestacas injetadas
De deslocamento	Pequeno	(I) Perfis de aço,
		(II) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação),
		(III) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento		(I) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança a frente da escavação,
		(II) estacas raiz
De substituição		(I) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama,
		(II) tipo Strauss,
		(III) estacas hélice contínua em geral

Adicionalmente, Terzaghi e Peck (1967) classificam as estacas quanto a estrutura de transferência de carga nos seguintes tipos:

- i. Estacas de atrito em solos granulares grossos muito permeáveis, as quais transferem parte significativa das cargas por atrito lateral e diminuem a compressibilidade do solo ao seu entorno.
- ii. Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade que também transferem sua carga por atrito lateral, sem que haja uma grande compactação no solo.
- iii. Estacas de ponta, que transferem sua carga a uma camada resistente de solo a uma profundidade notável abaixo da base.

2.3.2 Estaca Tipo Hélice Contínua

A NBR 6122/2019 define as estacas hélice contínua monitoradas como:

Estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca.

Segundo Velloso e Lopes (2010), esse tipo de equipamento já era usado nos Estados Unidos e na Europa desde a década de 1970, mas foram trazidas para nosso país somente no final da década de 1980. Inicialmente o processo executivo ainda não era totalmente instrumentado, dessa forma os equipamentos disponíveis na época eram adaptados, tornando o controle de qualidade precário. De acordo com Alonso (2000), a partir de 1993, com a introdução de equipamentos especialmente projetados para executar esse tipo de estrutura, houve um acréscimo no emprego dessas estacas no Brasil.

Também realizadas abaixo do nível da água, essas estacas são o tipo mais utilizado no mundo atualmente. Isso se deve, principalmente, ao monitoramento e à qualidade de execução. Danziger (2012) justifica o emprego significativo das estacas hélice à reduzida influência nas edificações adjacentes e à melhoria tecnológica no seu processo executivo, marcado pelos níveis reduzidos de vibração e ruído durante a execução.

Segundo Alledi (2013), o método executivo da estaca hélice contínua, pode ser dividido em três fases: perfuração, concretagem e instalação da armadura.

A perfuração consiste da introdução no terreno de uma hélice, de grande comprimento, que se desenvolve em torno de um tubo central vazado, através de um movimento giratório, até que seja atingida a cota de projeto.

Adquirida a profundidade almejada, o concreto é bombeado sem interrupções, simultaneamente a retirada da hélice, que pode ser emergida sem girar, ou girando pausadamente no mesmo sentido da perfuração. O concreto injetado no trado através do tubo interno deve ser fluido o suficiente para que a armadura possa ser inserida.

Imediatamente após a finalização da concretagem, a "gaiola" de armadura deve ser inserida. Se a estaca possuir comprimento de até 12 metros, a instalação pode ser manual, feita pelos próprios operários, acima disso, a instalação é feita por meio de um pilão.

A figura 2.4 esquematiza o método executivo das estacas tipo hélice contínua, desde a inserção do trado no terreno até a colocação da armadura.

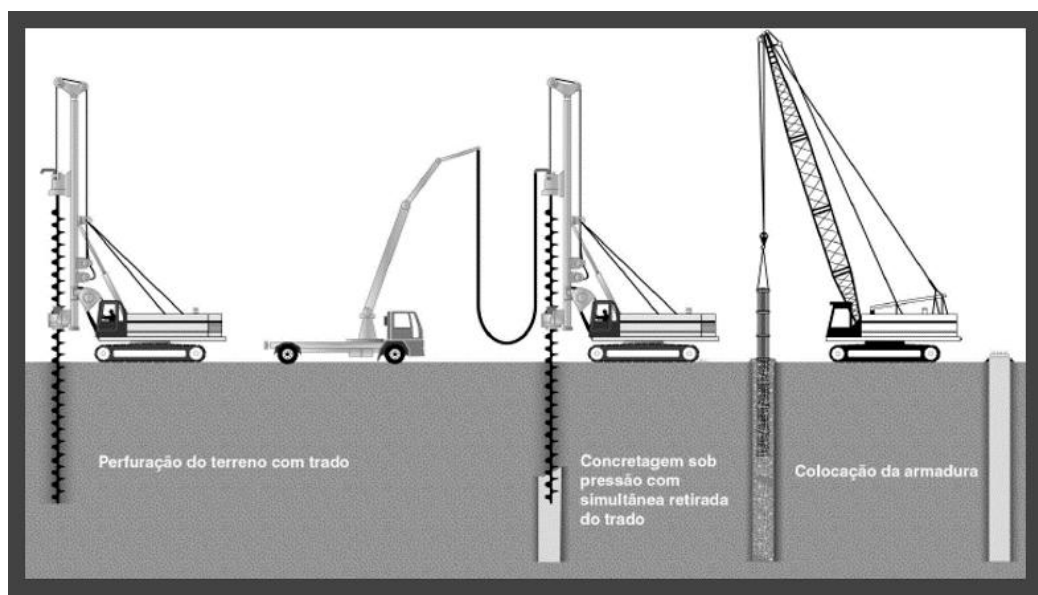


Figura 2.4 - Etapas de execução da estaca Hélice-continua (Caputo, 2017)

Excetuando terrenos com muito relevo, ou que possuam muitos matacões e rochas, as estacas hélice contínuas se adequam a maioria dos tipos de solo. Esse tipo de fundação é um bom recurso para projetos que requerem velocidade na execução, além do fato de todo o processo não produzir resquícios de lama bentonítica, diminuindo os resíduos resultantes da escavação.

2.4 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

A Norma NBR 6122/2019 recomenda que alguns aspectos tais como as feições topográficas, eventuais indícios de instabilidade de taludes, indícios da presença de aterro na área, estado das construções vizinhas, entre outras peculiaridades geológico-geotécnicas devem ser considerados na elaboração dos projetos e previsão do desempenho das fundações.

Para isso faz-se necessário a execução de investigações geotécnicas a fim da determinação estratigráfica, da resistência do solo e da sua classificação, além da determinação do nível de água.

Velloso e Lopes enumeram os seguintes itens que o projetista deve ter em mãos para a definição de um programa de investigação:

- i. A planta do terreno;
- ii. Os dados sobre a estrutura a ser construída e sobre vizinhos que possam ser afetados pela obra;
- iii. Informações geológicas e geotécnicas disponíveis sobre a área;
- iv. Normas e códigos de obras locais.

Em relação ao número de sondagens, a NBR 8036/1983 determina, para áreas de até 1200 m² uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício. Para áreas entre 1200 m² e 2400 m², deve ser feita uma sondagem a cada 400 m² que exceda os 1200 m².

Atualmente existem inúmeros meios de investigação, tais como as sondagens à percussão, rotativas ou mistas, sondagem com medida de torque, ensaio de cone, ensaio de palheta, ensaio pressiométrico, ensaio dilatométrico e ensaios sísmicos. A investigação escolhida vai depender do tipo de solo a ser estudado e quais informações se deseja obter dele.

Milititsky (1986) afirma que a engenharia de fundações no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT. Assim, a sondagem a percussão é a investigação mais disseminada e executada no país atualmente.

De acordo com Peixoto (2001), o ensaio SPT chegou ao Brasil através do Eng. Odair Grillo por meio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo no início da década de 40.

Em seu trabalho “Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT”, Belincanta (1998) enumera as diversas fases importantes e a evolução do ensaio ao longo da história, onde contribuições de grandes nomes como Terzaghi e Peck (1948) e Mohr (1966) foram realizadas.

Apesar das inúmeras contribuições, até os anos 70 o procedimento de sondagem sofria com a falta de padronização, tanto de metodologia quanto de aparelhagem. Desta forma, a sondagem passou por um período de descrédito no país.

Segundo Peixoto (2001), a iniciativa de padronização surgiu da Associação Paulista de Geologia de Engenharia em 1977 com o trabalho: “ Diretrizes para Execução de Sondagens - 1ª Tentativa “, porém foi somente em 1980 que a primeira versão da atual norma que rege as sondagens de simples reconhecimento com SPT, NBR 6484, foi lançada. A versão mais recente da norma data de outubro de 2020.

2.4.1 Procedimentos de Ensaio

Definido pela NBR 6484/2020 como ensaio pelo qual se determina o índice de resistência à penetração (N), o ensaio SPT é realizado a cada metro na sondagem a percussão e consiste na cravação de um amostrador normalizado, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais, desprezando os primeiros 15 cm.

A norma ainda apresenta os seguintes critérios de paralisação onde a cravação do amostrador-padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração:

- i. se em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 40;
- ii. se o amostrador-padrão não avançar durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

A figura 2.5 ilustra a aparelhagem necessária para o ensaio.

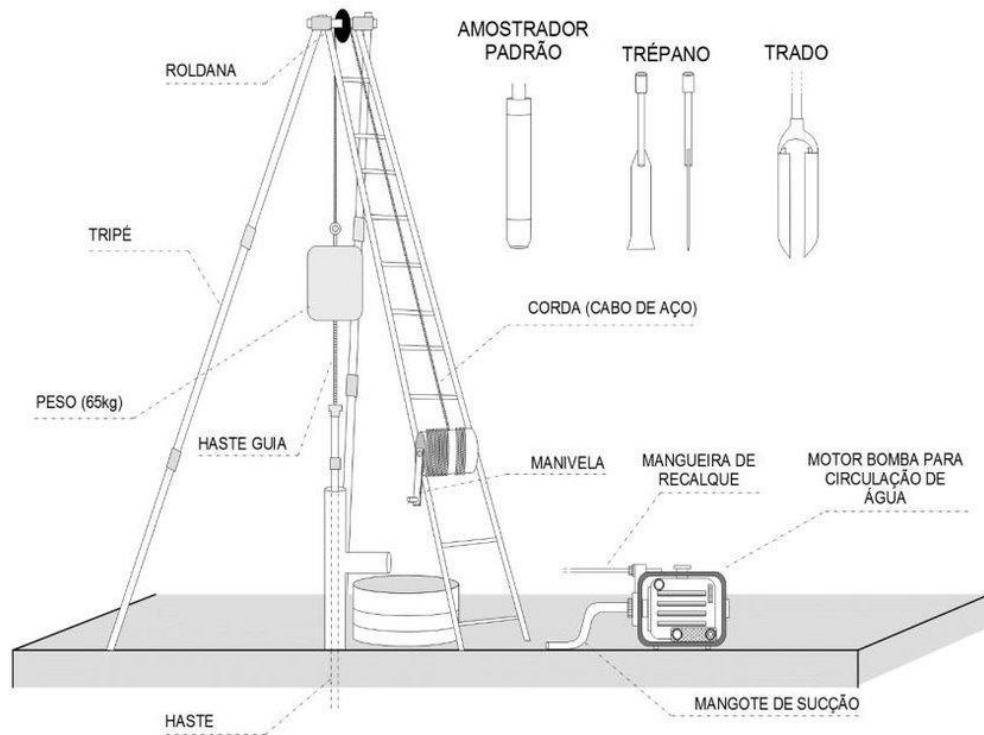


Figura 2.5 - Equipamento para ensaio de reconhecimento à percussão SPT (Higashi, 2016)

2.4.2 Interpretação do Ensaio

O material encontrado na sondagem é identificado de forma tátil-visual, necessitando de um técnico experiente e bem treinado, que tenha prática nesse procedimento. A NBR 6484/2020 propõe correlações entre o N_{SPT} com os estados de compactidade e consistência, que são apresentadas na Tabela 2.2. Os resultados são expressos em um relatório de sondagem em que constam informações como o perfil geológico e a classificação das camadas.

Tabela 2.2 - Estados de compactidade e de consistência (NBR 6484/2020)

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

1) As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos

3. MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Toda edificação transfere carga para o solo sobre o qual foi construída, sendo um material natural, o solo apresenta comportamento e resistências variáveis. A interação solo versus estrutura rege o modo como uma edificação responde às solicitações de carregamento, sendo assim, naturalmente, cargas nas fundações devem respeitar as condições do solo.

Quanto ao seu comportamento em relação às solicitações de carregamento atribuídas, especialmente a respeito da ruptura geotécnica do solo, este é avaliado, normalmente, a partir de métodos de capacidade de carga.

A capacidade de carga de uma fundação é a tensão transmitida pelo elemento de fundação capaz de provocar a ruptura do solo nos entornos e base da mesma originando deslocamentos.

Segundo a NBR 6122/2019, essa carga admissível pode ser estimada através da carga de ruptura, que por sua vez pode ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos procedimentos, destacando-se:

- Métodos estáticos
- Provas de carga

Na Figura 3.1 pode ser observada alguns mecanismos de ruptura, para fundações profundas, descritos por diferentes autores.

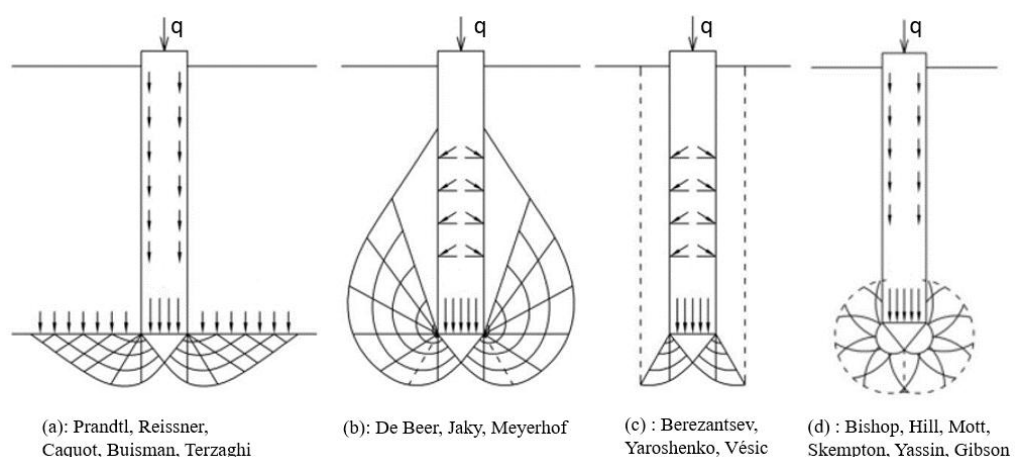


Figura 3.1 - Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1965)

A compreensão de fundação como um elemento de transferência de carga é fundamental, uma vez que esta deve conduzir a carga ao terreno e não retê-la, como muitos

podem pensar. A forma adequada de transmissão da carga ao terreno, pela fundação, traduz-se por dois requisitos:

- i. segurança com relação à ruptura (ELU).
- ii. recalques compatíveis com a estrutura (ELS).

Dessa forma, no projeto de uma fundação, é imprescindível verificar a segurança em relação a perda da capacidade de carga.

A capacidade de carga nos métodos "estáticos" é avaliada por expressões que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtida em ensaios de laboratório ou in situ (Velloso e Lopes, 2010).

Nos métodos estáticos é imaginado o equilíbrio de forças, na direção vertical, entre o peso da estaca, a carga total aplicada e as cargas de resistência do solo, conforme apresentado na equação (3.1).

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

onde:

Q_{ult} = capacidade de carga total da estaca

W = peso próprio da estaca

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

$Q_{l,ult}$ = capacidade de carga do fuste

Essa expressão também pode ser reescrita de acordo com as resistências unitárias, conforme a equação (3.2), devido ao fato de, na maior parte das vezes, o peso próprio da estaca ser desprezado em relação à magnitude das cargas envolvidas.

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

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;

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

Os métodos estáticos podem ser classificados como racionais ou teóricos e semiempíricos.

3.1 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

Amann (2010) cita Nielsen Neto (1991) ao definir os métodos teóricos como aqueles que se originam do intelecto humano quando proposto a investigar um fenômeno observado e avaliar quais variáveis são consideradas na sua explicação.

Basicamente esse método relaciona o atrito estático entre fuste e solo com a resistência de ponta, de modo que a ruptura ocorre quando estas duas tensões atuantes atingem seus níveis máximos.

Importantes contribuições sobre o tema foram feitas em todo o mundo, entre os quais podem ser citados os trabalhos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Vesic (1963), e Berezantzev (1965).

3.2 .MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Em face a aplicabilidade adversa dos métodos teóricos, a engenharia de fundações usa na maioria das vezes os chamados métodos semiempíricos como recurso. Esse método pode ser definido como uma correlação de formulações teóricas com informações empíricas obtidas em ensaios de campo.

No Brasil, a investigação mais utilizada é a sondagem a percussão ou SPT (Standard Penetration Test). Com isso tem-se a necessidade da criação/implementação de métodos que utilizem as informações obtidas nesse tipo de ensaio. A seguir, são apresentados alguns desses métodos, com ênfase nas estacas hélice contínua.

3.2.1 Método Antunes e Cabral (1996)

Trata-se de um método para previsão de carga em estacas hélice contínua onde os autores se utilizaram da correlação entre resultados de ensaios SPT e provas de carga estáticas, além da comparação entre os métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978). Os autores propuseram as seguintes correlações:

Resistência por atrito lateral:

$$Q_{l,ult} = \pi \cdot D \sum (N_{SPT} \beta_1) \cdot \Delta l \quad (3.3)$$

onde:

D = diâmetro da estaca;

Δl = comprimento da estaca;

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

β_1 = Coeficiente de atrito lateral, em kgf/cm², que depende do tipo de solo.

Resistência de ponta:

$$Q_{p,ult} = \beta_2 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (3.4)$$

onde:

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

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

β_2 = parâmetro para o cálculo da resistência de ponta, em kgf/cm², que depende do tipo de solo.

A Tabela 3.1 apresenta os coeficientes β_1 e β_2 que dependem do tipo de solo.

Tabela 3.1 - Coeficientes β_1 e β_2 (Antunes e Cabral, 1996)

Solo	β_1 (%)	β_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

3.2.2 Método Vorcaro-Velloso (2000)

O método determinado probabilisticamente admite prever a capacidade de carga última mediante análise de dados de provas de carga, utilizando o princípio da regressão linear múltipla. Neste princípio utiliza-se várias equações que representam a resposta medida durante o carregamento de um sistema estaca-solo, considerando o tipo de solo e os resultados dos ensaios SPT. Para a carga de ruptura, foi fixado os valores máximos do SPT ao longo do fuste a 50 golpes e na ponta a 75 golpes.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a formulação obtida para estimativa da capacidade de carga última, para estacas tipo hélice contínua em qualquer tipo de solo é apresentada na equação (3.5)

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln X_p - 0,34 \ln X_p \ln X_l + 1,36 \ln X_l} \quad (3.5)$$

onde:

$$X_p = A_p N_{SPT, \text{ ponta}}$$

$$X_l = U \sum N_{SPT, \text{ fuste}}$$

A_p = área da ponta da estaca (m^2)

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 (3.6).

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln X_p - 0,34 \ln X_p \ln X_l + 1,36 \ln X_l \pm 0,29} \quad (3.6)$$

Dutra (2022) 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 X_L e X_P . A Figura 3.2 apresenta essa variabilidade apresentada por Dutra (2022).

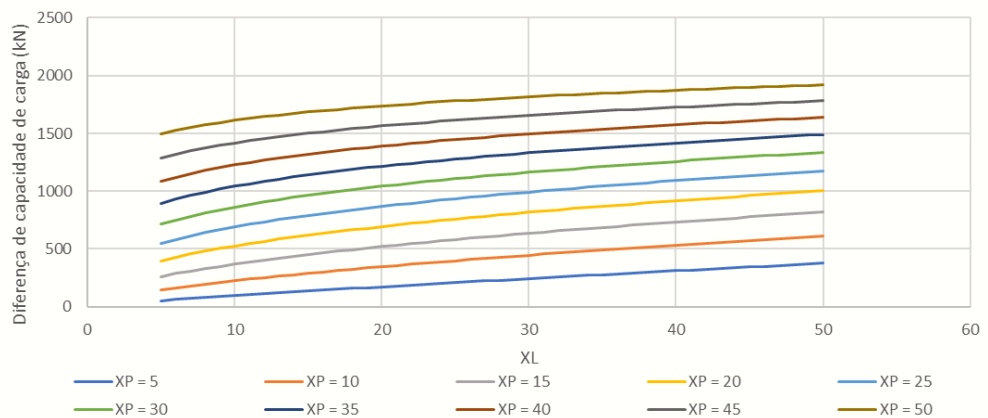


Figura 3.2 - Variabilidade da capacidade carga (kN) do método Vercaro-Velloso (2000).

3.2.3 Método Milititsky e Alves (1985)

Milititsky e Alves exibiram uma solução empírica a partir de estudos estatísticos de provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. As previsões de q_1 e q_p são dadas, respectivamente, por (equações 3.7 e 3.8):

$$Q_R = q_P + q_L \quad (3.7)$$

$$Q_R = M_2 N_P A_P + M_1 N_L U L \quad (3.8)$$

Onde:

M_1, M_2 = coeficientes de proporcionalidade

N_P = média do N_{SPT} na profundidade da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo.

N_L = média dos valores da resistência à penetração dinâmica NSPT do solo, ao longo do fuste da estaca, exceto o último valor acima da ponta da estaca;

A_P = área da ponta da estaca

U = perímetro da estaca

L = comprimento da estaca

A Tabela 3.2 apresenta os coeficientes M_1 e M_2 que dependem do tipo de estaca.

Tipo de Escavação	M_1 (kPa)	M_2 (kPa)
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

3.2.4 Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988)

Este método foi apresentado no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires, 1975. Originalmente foi concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (cone, CPT) e dinâmicos (amostrador, SPT).

A expressão para se obter a capacidade de carga da estaca pode ser apresentada relacionando as resistências de ponta e por atrito lateral da estaca com resultados do CPT como é observado na equação (3.9).

$$Q_R = \frac{A_b \cdot q_{cone}}{F_1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F_2} \Delta L \quad (3.9)$$

Este método estabelece correlações entre o CPT e N_{SPT} através de um coeficiente de proporcionalidade K , como é descrito nas equações (2.10) e (2.11).

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (3.10)$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot q_{cone} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.11)$$

Assim, a carga de ruptura, Q_r , é estimada pela seguinte fórmula (3.12).

$$Q_r = A_p \cdot \frac{K \cdot N_p}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \cdot \Delta L \quad (3.12)$$

Onde:

A_p = área da ponta da estaca

N_p = valor de N_{SPT} na ponta da estaca

U = perímetro da estaca

N_L = valor médio do N_{SPT} para cada ΔL

ΔL = espessura de cada camada solo considerado (em metros)

α = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta unitária no ensaio de CPT

K = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica N_{SPT}

F_1 e F_2 = fatores de escala e execução que variam conforme a estaca

A primeira parte da equação diz respeito à resistência de ponta e a segunda a resistência lateral. Os valores de K e α dependem da natureza do solo e os valores F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca e do processo executivo.

Os autores também utilizam para o cálculo da resistência de ponta, a média dos valores de N : no nível de cálculo (da ponta), a 1 m acima e a 1 m abaixo. Um valor limite de $N = 50$ também é adotado.

Velloso e Lopes (2010) destacam que, em sua dissertação de mestrado, Laprovitera (1988) fez avaliações utilizando o método Aoki-Velloso a partir de um banco de

dados de provas de carga em estacas fornecidos pela COPPE-UFRJ. Nas análises realizadas, os valores de k e α utilizados foram aqueles modificados por Danziger (1982).

Os coeficientes de proporcionalidade propostos por Laprovitera (1988), sugerem novos valores para α , segundo a credibilidade da sondagem, e mantendo para K os valores estipulados por Danziger (1982) são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores de K (Danziger, 1982) e valores de α (Laprovitera, 1988)

Classificação do Solo	Danziger (1982)	Laprovitera (1988)	
	K (MPa)	α (%)	α (%)*
Areia	0,60	1,4	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9	1,9
Areia silto-argilosa	0,53	2,4	2,4
Areia argilo-siltosa	0,53	2,8	2,8
Areia argilosa	0,53	3,0	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0	3,0
Silte areno-argiloso	0,38	3,0	3,0
Silte	0,48	3,0	3,0
Silte argilo-arenoso	0,38	3,0	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4	3,4
Argila arenosa	0,48	4,0	2,6
Argila areno-siltosa	0,38	4,5	3,0
Argila silto-arenosa	0,38	5,0	3,3
Argila siltosa	0,25	5,5	3,6
Argila	0,25	6,0	4,0

*Valores no caso de sondagem não confiável.

Na Tabela 3.4, são apresentados os valores de F_1 e F_2 , para a formulação proposta.

Tabela 3.4 - coeficientes F_1 e F_2 (Laprovitera, 1988, Benegas 1993)

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	3
Metálica	2,4	3,4
Premoldada de Concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

3.2.5 Método Teixeira (1996)

Teixeira apresentou uma metodologia baseada no N_{SPT} , onde a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser descrita pela seguinte equação (3.13).

$$Q_R = \alpha \bar{N}_P A_P + U\beta \bar{N}_L L \quad (3.13)$$

Onde:

\bar{N}_P = valor médio do N_{SPT} medidos no intervalo entre 4 diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo

A_P = área da ponta da estaca

U = perímetro da estaca

\bar{N}_L = valor médio do N_{SPT} ao longo do comprimento do fuste da estaca

L = comprimento da estaca

α e β = parâmetros função da natureza do solo e do tipo de estaca do tipo de estaca.

A Tabela 3.5 apresenta os valores dos parâmetros α e β de acordo com o tipo de solo e método construtivo.

Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros α e β (Teixeira, 1996)

Tipo de solo (4 < N < 40)	α (kPa)			
	Tipo de Estaca			
	Pré-moldada de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavada a céu aberto	Estacas Raiz
Areia c/ pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	210	160	130	140
Argila arenosa	160	120	110	110
Argila siltosa	110	100	100	100
Valores de β (kPa)	4,0	5,0	4,0	6,0

3.2.6 Método da UFRGS (2006)

O método UFRGS é um método que relaciona a carga mobilizada em estacas por meio da aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT e a força de reação do solo durante a cravação do amostrador. Foi consagrado durante a dissertação de mestrado de Lobo (2005), onde foram aplicados os conceitos de energia propostos por Odebrecht (2003), este método pode ser usado para estacas do tipo cravada pré-moldada, cravada metálica, hélice contínua e escavada.

A capacidade de carga da estaca é revelada pela seguinte equação (3.14).

$$Q_R = \alpha \frac{0,2 \cdot U}{a_L} \sum F_d \cdot \Delta L + \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (3.14)$$

Onde:

Q_R = Capacidade de carga da estaca

α = coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral (unidade adimensional).

U = perímetro da estaca

a_l = área lateral total do amostrador

ΔL = espessura de cada camada de solo considerado

β = coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta (unidade adimensional).

A_p = área da ponta ou base da estaca

a_p = área de ponta do amostrador SPT

F_d = variação da energia potencial, dada pela equação em kN (3.15).

$$F_d = \frac{\eta_3 [\eta_1 (0,75 + \Delta\rho) M_m \cdot g + \eta_2 \cdot \Delta\rho \cdot M_h \cdot g]}{\Delta\rho} \quad (3.15)$$

η_1 = representa a eficiência do golpe (unidade adimensional)

η_2 = representa a eficiência das hastes (unidade adimensional)

η_3 = representa a eficiência do sistema (unidade adimensional)

L = representa o comprimento das hastes.

M_m = representa a massa do martelo.

M_h = representa a massa da haste.

g = aceleração da gravidade.

$\Delta\rho = 30/N_{SPT}$ penetração do golpe

A Tabela 3.6 apresenta os valores dos parâmetros α e β de acordo com o método construtivo empregado.

Tabela 3.6 - Coeficiente α e β (Lobo, 2005)

Tipo de Estaca	α	β
Cravada Pré-Moldada	1,5	1,1
Metálica	1,0	1,0
Hélice Contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Na equação 2.15 recomenda-se utilizar os valores de $\eta_1 = 0,761$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 0,907 - 0,0066L$, onde L (comprimento de hastes) é estimada como $L = z$ (m). Estes valores foram estimados por Odebrecht (2003) através da retroanálise dos dados de Cavalcante (2002).

Para os cálculos de capacidade de carga através do método UFRGS, são utilizados os valores de 3,23kg/m para hastes de ensaios brasileiros, 20,4 cm² de área de ponta do amostrador, 810,5 cm² área lateral externa e interna e 65 kg como massa do martelo.

Lobo (2005) sugere ainda que, para estacas hélice e escavadas, o limite máximo para o fuste seja $N_{SPT} = 30$ e $N_{SPT} = 40$ para a ponta.

3.2.7 Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002)

O Manual Geotechnical Engineering Circular (GEC), nº8 36 (2007), descreve o método da Federal Highway Administration (FHWA, 1999). Esse método possui boas correspondências com ensaios de carga para estacas hélice executadas em solos norte-americanos.

O método foi originalmente proposto por Reese e O'Neill (1988) e posteriormente modificado por O'Neill e Reese (1999). O método é utilizado para a previsão das resistências de cisalhamento lateral e de ponta para estacas hélice contínuas em solos coesivos e não coesivos.

Solos coesivos apresentam grãos muito finos, quase farináceos que se aderem fortemente uns aos outros e não podem ser visualizados a olho nu, sendo os espaços vazios entre essas partículas muito pequenos. Esse tipo de solo apresenta resistência à penetração de água, absorvendo-a muito lentamente. Entretanto, uma vez que tenha conseguido penetrar no solo, a água também encontra dificuldade para ser extraída do interior do mesmo. Quando saturado, mesmo que haja um carregamento causando mudança na pressão, a água não consegue escapar de imediato, tendo que suportar a maior parte da carga, ocasionando o que chamamos de comportamento não drenado.

Os solos não coesivos, por sua vez, são compostos de pedras, pedregulhos, cascalhos e areias, ou seja, de partículas mais graúdas. Esse tipo de solo possui muitas partículas, individualmente soltas, que quando secas não se aderem uma à outra e são altamente permeáveis. Isto se deve ao fato de haver, entre as partículas, espaços vazios relativamente grandes e intercomunicados entre si. Assim, quando saturados e submetidos a algum carregamento, rapidamente a água consegue escapar e a carga é transferida para a parte sólida do solo.

Para facilitar a distinção dos solos, a Tabela 3.7 apresenta uma sugestão* de comportamento de solo dependendo da classificação em boletins de sondagem.

Tabela 3.7 - Classificação pelo comportamento do solo (Dutra, 2022)

Tipo de Solo	Comportamento
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

*A Tabela 3.7 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.

Dutra (2022) sugere que os solos parcialmente drenados sejam calculados de forma drenada e não drenada sendo o menor valor escolhido para que os cálculos estejam a favor da segurança.

No manual adotado para o seguinte trabalho, foram feitas considerações em relação ao comportamento drenado e não drenado, para a capacidade de carga dada pela equação (3.16).

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz \quad (3.16)$$

Solos com comportamento não drenado

Pelo método da FHWA, para um determinado segmento de estaca, a resistência ao cisalhamento lateral unitária (f_s) é calculada como (equações 3.17, 3.18 e 3.19):

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad (3.17)$$

$$\alpha = 0,55 \text{ para } S_u/P_a \leq 1,5 \quad (3.18)$$

$$0,55 \geq \alpha \geq 0,45 \text{ para } 1,5 < S_u/P_a \leq 2,5 \quad (3.19)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada do solo

α = fator de redução

P_a = pressão atmosférica ≈ 101 kPa

Através da comparação de resultados de testes de carga realizados em 32 estacas hélice em condições mistas de solo, Coleman e Arcement (2002) avaliaram a adequação de vários métodos de previsão de capacidade de carga, entre eles o método FHWA de 1999. Seu estudo recomendou a modificação do fator α para solos coesivos, para estimativa de capacidades de cisalhamento lateral. A resistência ao cisalhamento lateral (f_s) é novamente calculada a partir da resistência ao cisalhamento média não drenada (S_u), e o fator α pode ser reescrito como, equação 3.20:

$$\alpha = \frac{56,2}{S_u} \quad \text{para } 25kPa \leq S_u \leq 150kPa \quad (3.20)$$

Se a base da estaca estiver apoiada em argila, a contribuição do cisalhamento lateral para a capacidade do comprimento de um diâmetro do fundo da estaca é desprezada. Se a camada superior for argilosa, existe o potencial desse solo encolher do topo da estaca quando exposto à atmosfera. Se houver suspeita de tal condição, então a contribuição de cisalhamento lateral desta camada deve ser desprezada no maior dos 1,5 m do topo do solo ou na profundidade da mudança de umidade sazonal.

No método FHWA 1999, a resistência final de ponta (q_p) é calculada como, equação 3.21:

$$q_p = N_c^* \cdot S_u \quad (3.21)$$

Onde S_u é a resistência ao cisalhamento média não drenada do solo entre a ponta da estaca e dois diâmetros abaixo da ponta, e N_c^* é o fator de capacidade de carga. O valor de N_c^* é adotado da seguinte forma (equação 3.22):

$$N_c^* = 9 \quad \text{para } \begin{cases} 200 \text{ kPa} \leq S_u \leq 250 \text{ kPa} \\ L \geq 3D \end{cases} \quad (3.22)$$

Onde

$$N_c^* = \frac{4}{3} [\ln I_r + 1] \text{ para } \begin{cases} Su < 200 \text{ kPa} \\ L \geq 3D \end{cases} \quad (3.23)$$

Sendo L o comprimento de embutimento da estaca abaixo do topo do nível e o I_r o índice de rigidez, que é calculado da seguinte forma (equação 3.24):

$$I_r = E_s / 3S_u \quad (3.24)$$

Onde tanto o S_u quanto o E_s (módulo de deformação) são os do solo logo abaixo da ponta da estaca. O E_s pode ser obtido em ensaios triaxiais ou interpolando os valores fornecidos na tabela 3.8.

Tabela 3.7 - Relação entre resistência ao cisalhamento não drenado, índice de rigidez e fator de capacidade de suporte para solos coesivos para o método FHWA 1999 (O'Neill e Reese, 1999)

S_u	$I_r = E_s / (3S_u)$	N_c^*
25 kPa	50	6.5
50 kPa	150	8.0
100 kPa	250	8.7
200 kPa	300	8.9

Levando em conta a eficiência do ensaio brasileiro, Teixeira e Godoy (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) propõe a equação (3.25) para estimar a resistência não-drenada

$$S_u = 10 \cdot N_{72} \text{ (kPa)} \quad (3.25)$$

Na prática de projetos de engenharia geotécnica é muito comum, para solos com $N_{SPT} = 0$, utilizar-se um limite inferior de 10 kPa para a resistência não-drenada. Naturalmente, esta consideração está associada que um S_u nulo seria esperado em um líquido, tal como a água. É evidente que uma argila muito mole, com N_{SPT} igual a zero possui alguma resistência quando solicitada de forma não drenada, principalmente quando comparada com a água, conforme mencionado anteriormente.

Solos com comportamento drenado

Em solos com comportamento drenado, o método FHWA destaca as seguintes relações para a resistência ao cisalhamento:

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

Sendo $0.25 \leq \beta \leq 1.2$, onde fator β para um segmento de estaca é estimado como

$$\beta = 1.5 - 0.135 \sqrt{z} \quad \text{para } N_{60} \geq 15 \quad (3.27)$$

$$\beta = \frac{N}{15} (1.5 - 0.135 \sqrt{z}) \quad \text{para } N_{60} < 15 \quad (3.28)$$

N_{60} - é o N_{SPT} 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) através de seus estudos em solos não coesivos, sugeriram a alteração do fator β , de forma que as equações (3.27) e (3.28), podem ser reescritas da seguinte maneira – equações 3.29 e 3.30:

$$\beta = 2,27 \cdot z_m^{-0,67} \quad \text{para solos siltosos} \quad (3.29)$$

$$\beta = 10,72 \cdot z_m^{-1,3} \quad \text{para solos arenosos} \quad (3.30)$$

Onde Z_m é a profundidade (em metros) da superfície do solo até o meio de uma determinada camada de solo ou segmento de estaca. Os valores de β estão limitados a $0,2 \leq \beta \leq 2,5$.

No método FHWA 1999, a resistência (q_p) é estimada como, equações 3.31 e 3.32:

$$q_p = 0,096 \cdot 0,6 \cdot N_{60} \quad \text{para } 0 \leq N_{60} \leq 75 \quad (3.31)$$

$$q_p = 4.3 \text{ MPa} \quad \text{para } N_{60} > 75 \quad (3.32)$$

Onde N_{60} é o valor N_{SPT} a 60% da eficiência do martelo, que é normalmente tomada como a média dentro do intervalo de profundidade de aproximadamente 1 diâmetro de estaca acima, a 2 ou 3 diâmetros de estaca abaixo.

Cabe destacar que este método foi elaborado nos EUA, portanto é necessário realizar a correção de energia aplicada para as sondagens executadas no Brasil. Segundo Décourt

(1989), em média, a eficiência do ensaio brasileiro é de 72%. Com efeito, a correção do N72 para o N60 é dada pela equação (3.33)

$$N_{60} = 1,2 \cdot N_{72} \quad (3.33)$$

Por efeito, outras correlações podem ser realizadas a partir do N_{SPT} , uma delas diz respeito ao peso específico de cada tipo de solo como pode ser observada nas Tabelas 3.9 e 3.10.

Tabela 3.8- Peso específico Argilas (adaptado Aoki e Cintra,2010)

Argila	
$N_{SPT} < 1$	11 kN/m ³
$1 \leq N_{SPT} \leq 2$	13 kN/m ³
$3 \leq N_{SPT} \leq 5$	15 kN/m ³
$6 \leq N_{SPT} \leq 10$	17 kN/m ³
$11 \leq N_{SPT} \leq 19$	19 kN/m ³
$N_{SPT} \geq 20$	21 kN/m ³

Tabela 3.9 - Peso específico Areias (adaptado Aoki e Cintra,2010)

Areia			
	Saturada	Úmida	Seca
$N_{SPT} \leq 8$	19 kN/m ³	18 kN/m ³	16 kN/m ³
$9 \leq N_{SPT} \leq 18$	20 kN/m ³	19 kN/m ³	17 kN/m ³
$N_{SPT} \geq 19$	21 kN/m ³	20 kN/m ³	18 kN/m ³

4. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

4.1 GENERALIDADES

De uma forma mais simples, Alonso (1998) esclarece que os ensaios de carregamento estático, ou provas de carga, são realizados aplicando-se cargas no protótipo de fundação ao mesmo tempo em que são realizadas as medidas de deslocamento. A força aplicada pode ser vertical de compressão ou tração, ou ainda aplicada de forma transversal. O ensaio convencional de carga estática (vertical de compressão) resulta na curva "carga vs recalque", com a qual é possível verificar se os deslocamentos seriam compatíveis com as deformações associadas ao estado limite de serviço de uma determinada estrutura.

Esse tipo de ensaio é imprescindível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação e, de acordo com Milititsky (1991), essa é a única técnica efetivamente confiável. Hachich (1998) também aponta que este teste é o que mais se aproxima das condições sob as quais as estacas estariam submetidas após a construção.

As primeiras normas brasileiras sobre o assunto surgiram entre as décadas de 1950 e 1960, e após várias revisões, estão em vigor atualmente as normas: NBR 12131/2020, Estacas – Prova de Carga Estática, e NBR 6122/2019, Projeto e Execução de Fundações.

O tipo de ensaio mais comum envolve a aplicação de carregamentos de compressão à estaca, em estágios crescentes, registrando-se os recalques correspondentes.

O conjunto constituído pela estaca, macaco hidráulico e sistema de reação deve ser projetado e montado de modo a se garantir que a carga aplicada atue na direção desejada. É importante ainda assegurar que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso.

A Figura 4.1 apresenta exemplos de provas de carga a compressão em estacas. Podem ser observados em detalhes o sistema de reação formado por vigas metálicas, além do sistema de referência para os deslocamentos, o macaco hidráulico e os relógios comparadores (extensômetros).



Figura 4.1 – Provas de Carga (Qualicon Consultoria e Tecnologia, 2018)

A figura 4.2 apresenta o aparato necessário para a realização de provas de carga a compressão em estacas. Podem ser observados em detalhes o sistema de reação formado por vigas metálicas, além do sistema de referência para os deslocamentos e o macaco hidráulico.

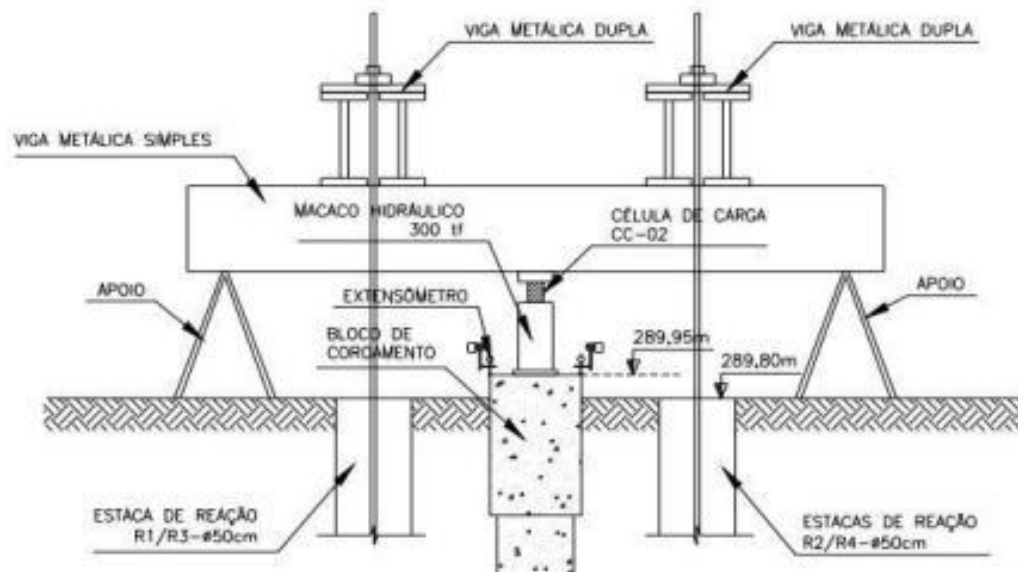


Figura 4.2 – Equipamentos de Prova de Carga (Blog PUCPR, 2021)

Quase sempre, não se atinge a ruptura geotécnica do elemento de fundação nos ensaios estáticos, obrigando a utilização de métodos de extrapolação, que, segundo Fellenius (1980), deve ser baseada em uma regra matemática.

A Figura 4.3 apresenta o gráfico de seis provas de carga a compressão de estacas instaladas no mesmo tipo de solo. É possível perceber que, apesar disso, o comportamento das estacas é diferente. Com efeito, definir as cargas de ruptura nestes e em outros casos não é uma tarefa simples.

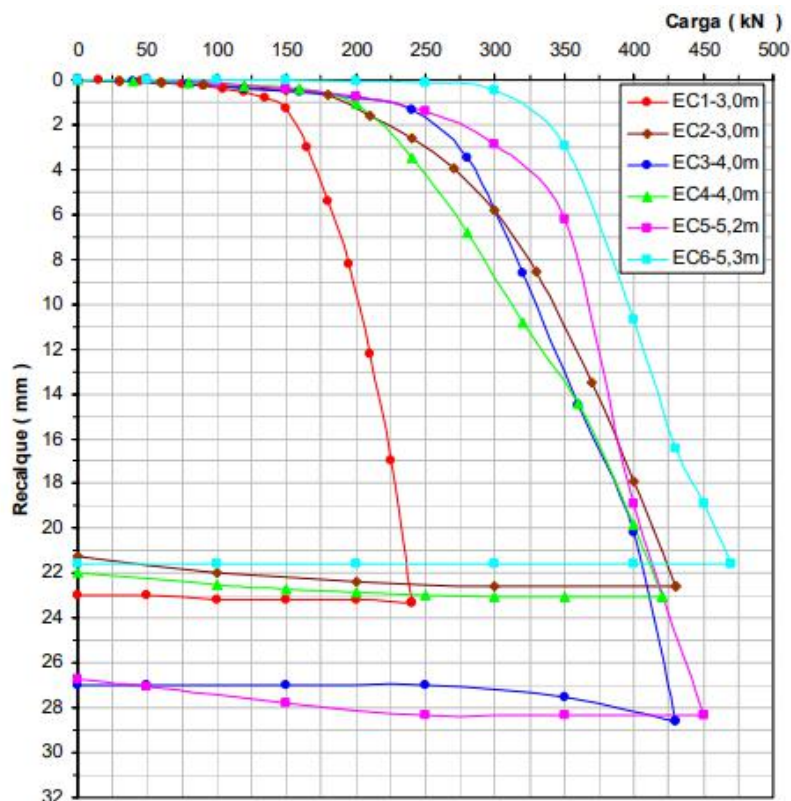


Figura 4.3 - Curva carga vs deslocamento (Nienov, 2006)

Nem sempre os gráficos apresentam um comportamento de simples interpretação e rápida definição das cargas de ruptura. Por isso, de acordo com Velloso e Lopes (2002), quando a prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva.

Diferentes métodos têm sido desenvolvidos para a definição da carga de ruptura. De forma geral, estes métodos podem ser subdivididos em quatro grupos:

- I. Recalque limite,
- II. Deformabilidade limite,
- III. Interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas,
- IV. Forma matemática.

Dentro do primeiro grupo, onde a carga de ruptura é fixada de acordo com o valor de máximo recalque, compreende-se o método da NBR 6122. Métodos baseados em expressões matemáticas adequam a curva recalque a uma curva conhecida, podendo ser uma hipérbole, uma parábola ou uma curva exponencial.

A escolha de um critério para definir a carga de ruptura é um fator fundamental na análise dos resultados. Neste trabalho são utilizados os métodos apresentados a seguir.

4.2 RECALQUE LIMITE DA NBR 6122 (ABNT, 2019)

A ABNT NBR 6122/2019 define que o comportamento de uma estaca quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Isto ocorre quando a carga de ruptura é superior à carga máxima que se pretende aplicar ou quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida.

Quando a estaca não apresentar ruptura nítida, pode-se extrapolar a curva carga vs recalque para avaliar a carga de ruptura convencional conforme a expressão (4.1).

$$\Delta_r = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (4.1)$$

sendo:

Δ_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.

A partir de um valor qualquer de carga Q, estima-se por meio da expressão (2.34), o recalque (Δ_r) correspondente, obtendo-se o ponto (Q, Δ_r). Plota-se, no eixo dos recalques, o valor D/30. Por esses dois pontos, traça-se uma reta. O ponto de interseção entre essa reta e a curva carga-recalque obtida na prova de carga corresponde à carga de ruptura conforme a Figura 4.4.

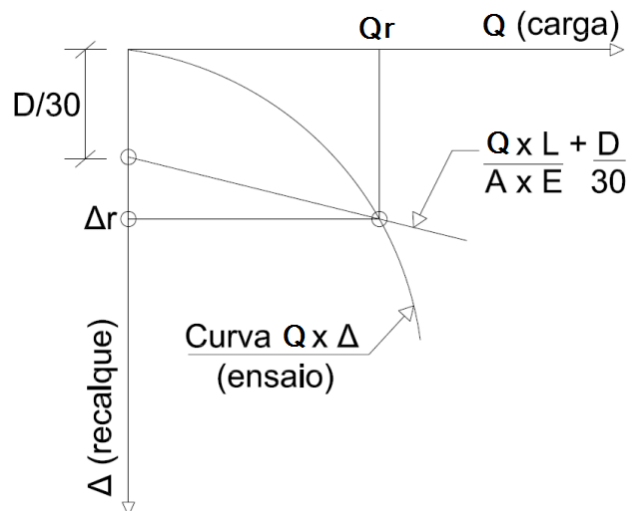


Figura 4.4 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122/2019)

4.3 FUNÇÃO EXPONENCIAL DE VAN DER VEEN (1953)

A partir de uma série de provas de carga, Van der Veen (1953) propôs um método para extrapolar a curva carga x recalque, por meio de uma função exponencial. A curva gerada atinge um ponto onde cai verticalmente, correspondendo a um recalque teoricamente infinito. A expressão da curva está definida na equação 4.2:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (4.2)$$

onde:

Q_{ult} = carga de ruptura;

Q = carga aplicada no topo da estaca;

α = coeficiente que define a forma da curva;

ρ = recalque correspondente à carga aplicada

A carga de ruptura é obtida por tentativas através dos pares de pontos (Q, ρ) da prova de carga. Deve-se experimentar valores diferentes de até obter uma reta no gráfico $-\ln(1 - \frac{Q}{Q_{ult}})$ versus ρ .

4.4 FUNÇÃO HIPERBÓLICA DE SILVA (2019)

Silva (2019) propõe um modelo com base em uma tangente hiperbólica na forma da equação (4.3).

$$W = \alpha \cdot atanh \beta \cdot \sigma_z \quad (4.3)$$

Onde,

W = recalque;

σ_z = tensão vertical;

α e β = parâmetros a serem determinados.

No modelo, inverte-se a equação (4.3) em função de σ_z , obtendo assim, a equação (4.4).

$$\sigma_z = \frac{1}{\beta} \cdot \tanh \tanh \frac{W}{\alpha} \cdot \quad (4.4)$$

Plota-se a equação (4.4) em um conjunto dos pontos da prova de carga e varia-se α até o trecho linear da extrapolação coincidir com o trecho linear da prova de carga. A tensão de ruptura é dada pela relação (4.5).

$$Q_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad (4.5)$$

5. OBRAS ANALISADAS

Neste trabalho foram analisadas as mesmas obras apresentadas por Dutra (2022) e o caso reportado por Corrêa et. Al. (2015), todas em provas de carga em estacas hélice contínua. Cada um dos casos é descrito abaixo junto com os resultados obtidos. No total são nove estacas ensaiadas com provas de cargas estáticas.

5.1 ALLEDI ET. AL. (2006) - EH1 e EH2

No trabalho de Alledi (2006), foram executadas oito estacas hélice contínuas, das quais duas eram estacas teste, instrumentadas em profundidade. A estaca EH1 com 0,40m de diâmetro e 8,0m de comprimento e a estaca EH2, com 0,40m de diâmetro e 12,0m de comprimento. A área experimental localiza-se na orla da porção continental da cidade de Vitória - ES, cujo perfil geotécnico é formado, basicamente, por solos sedimentares do Período Quaternário. A Figura 5.1 mostra os perfis geotécnicos onde as estacas foram executadas.

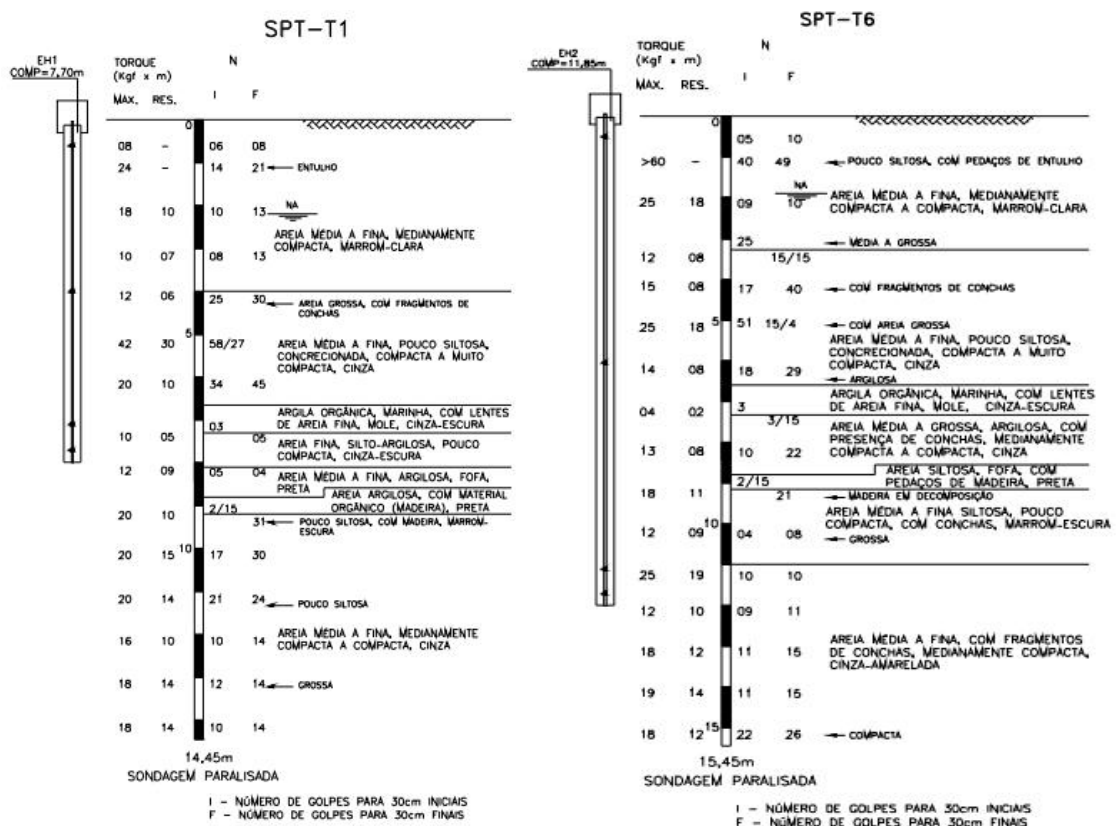


Figura 5.1 - Perfil geotécnico das sondagem SPT- EH1 e EH2 (Alledi et. al., 2006)

Foram realizadas quatro provas de carga (PC) à compressão em duas estacas teste, sendo uma com carregamento lento e uma com carregamento rápido em cada uma das duas estacas. As provas de carga do tipo rápida foram executadas após realização das provas de carga lentas. Os resultados são exibidos na Figura 5.2.

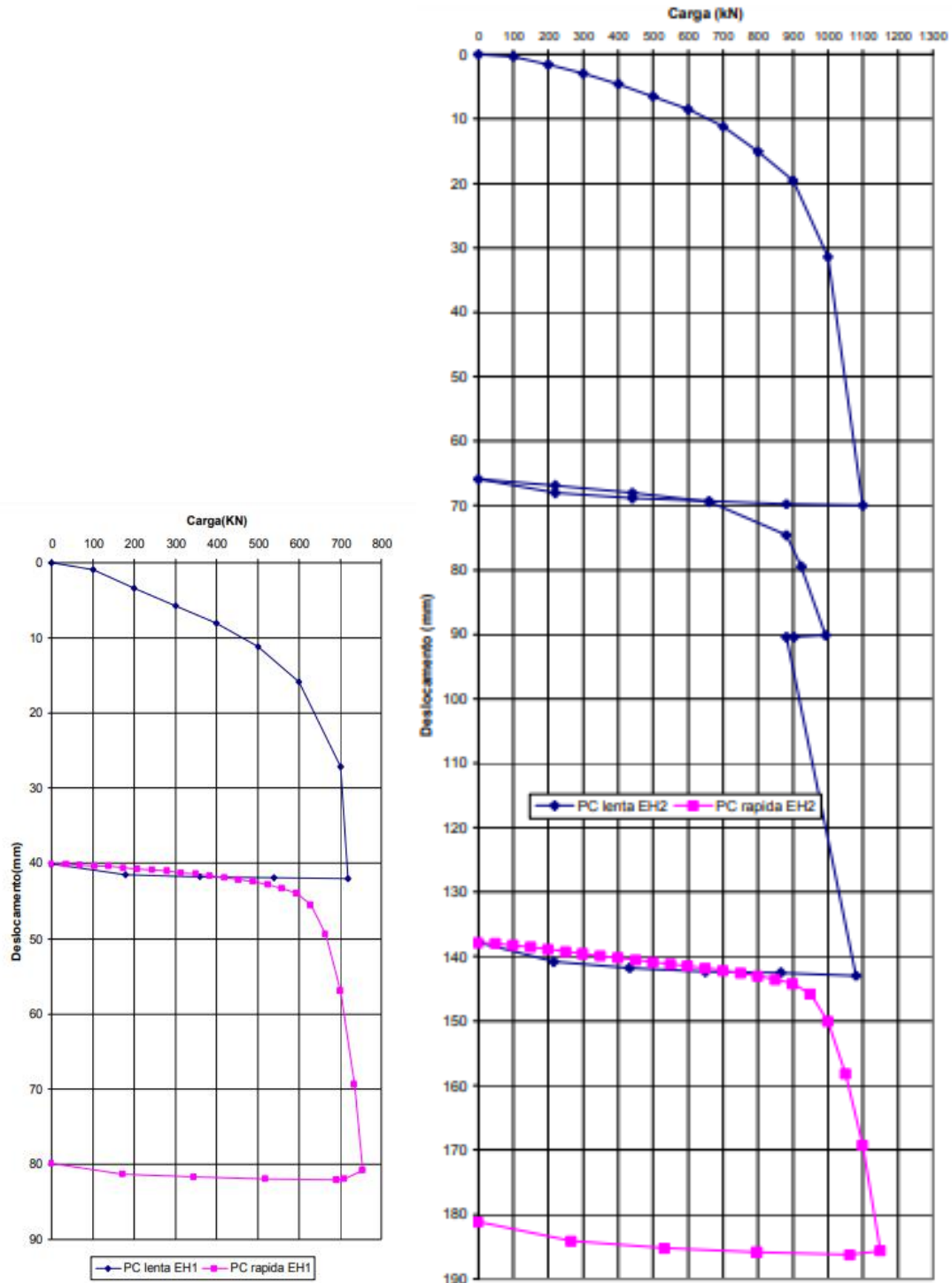


Figura 5.2 - Curva carga vs deslocamento – EH1 e EH2 (Alledi et. al., 2006).

A Tabela 5.1, resume os valores obtidos para cada prova de carga.

Tabela 5.1 - Valores de carga e deslocamento máximos obtidos nas provas de carga (Alledi et. al., 2006).

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

As cargas de ruptura da Tabela 5.2 foram calculadas, pela autora deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019). Os valores referentes a NBR 6122 (ABNT, 2019) foram obtidos do trabalho de Alledi et. al. (2006).

Tabela 5.2 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC Lenta em EH1 e EH2

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EH1	NBR 6122 (ABNT, 2019)	565
	Van Der Veen (1953)	727
	Silva (2019)	706
EH2	NBR 6122 (ABNT, 2019)	845
	Van Der Veen (1953)	1070
	Silva (2019)	1040

A Figura 5.3 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EH1 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

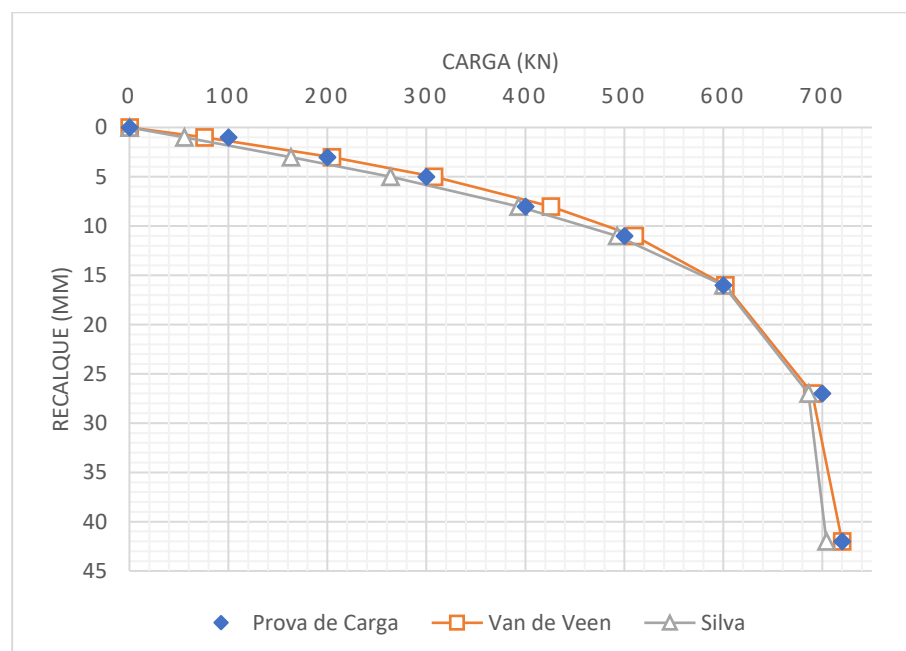


Figura 5.3 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EH1

A Figura 5.4 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EH2 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

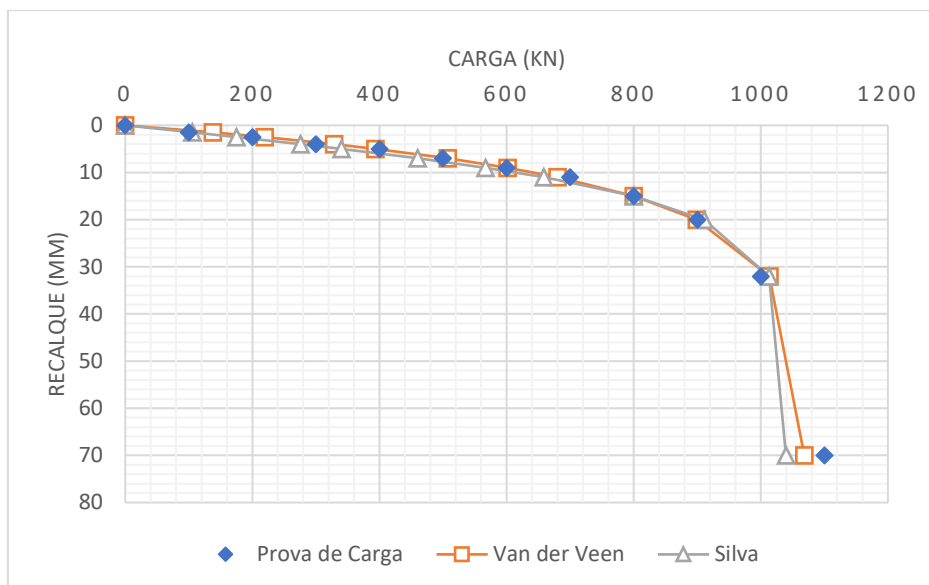


Figura 5.4 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EH2

Dutra (2022) realizou as mesmas análises apresentadas anteriormente (mesmas estacas e extrapolações). Assim, para fins de comparação, são apresentados na Tabela 5.3 as cargas de ruptura encontradas por Dutra (2022). A última coluna da Tabela 5.3 apresenta a variação percentual em relação aos valores encontrados pela autora deste trabalho.

Tabela 5.3 – Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para as estacas EH1 e EH2

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN) Dutra (2022)	Variação (%)
EH1	NBR 6122 (ABNT, 2019)	565	0,0
	Van Der Veen (1953)	722	0,7
	Silva (2019)	693	1,9
EH2	NBR 6122 (ABNT, 2019)	845	0,0
	Van Der Veen (1953)	1105	3,2
	Silva (2019)	982	5,9

5.2 MANTUANO (2014) – SA25

No trabalho de Mantuano (2014), foi executada a estaca hélice contínua com as seguintes dimensões: 0,5 m de diâmetro e 22m de comprimento.

A Figura 5.5 mostra os perfil geotécnico onde a estaca foi executada.

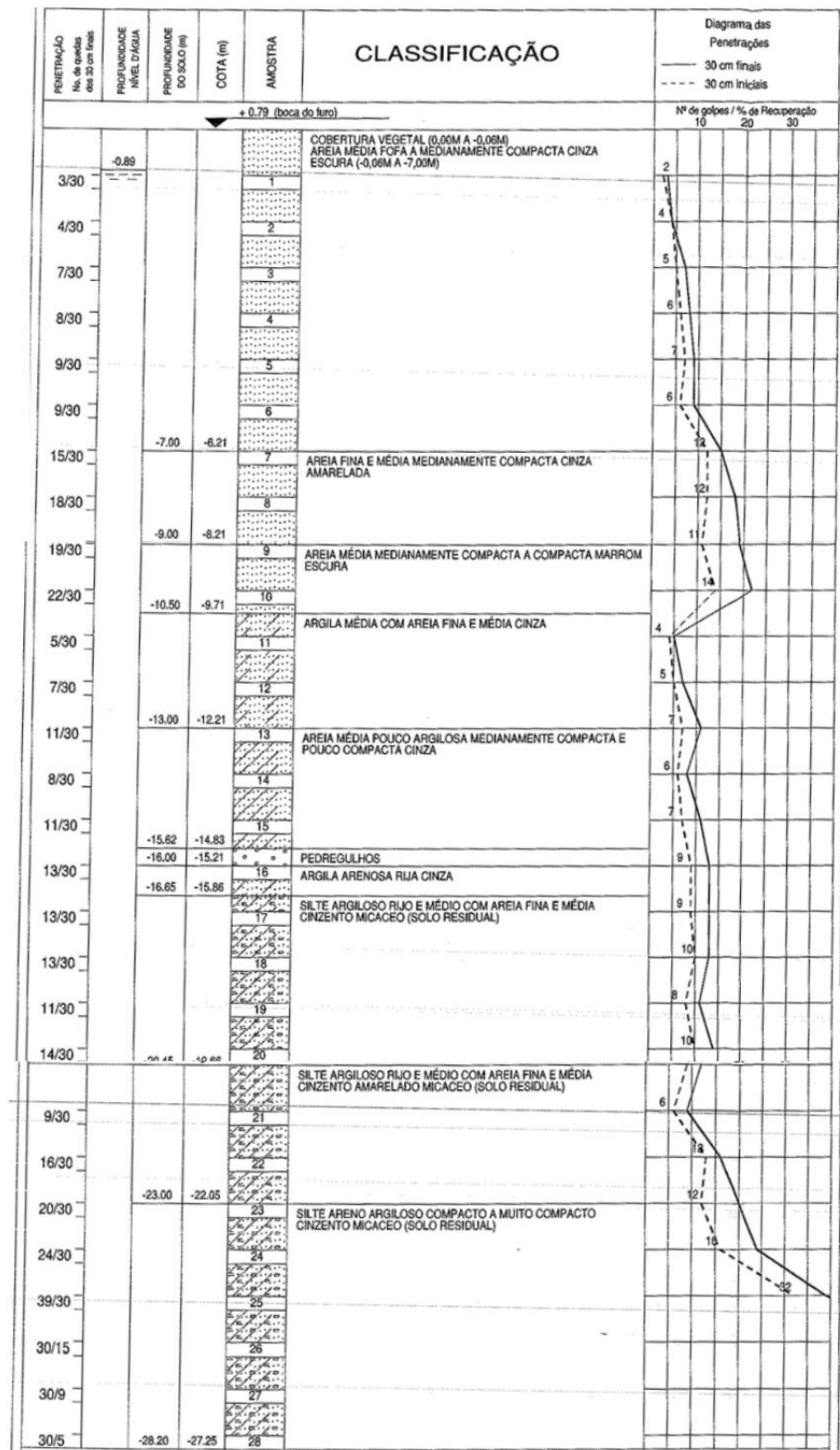


Figura 5.5 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT – SA25 (Mantuano, 2014)

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.

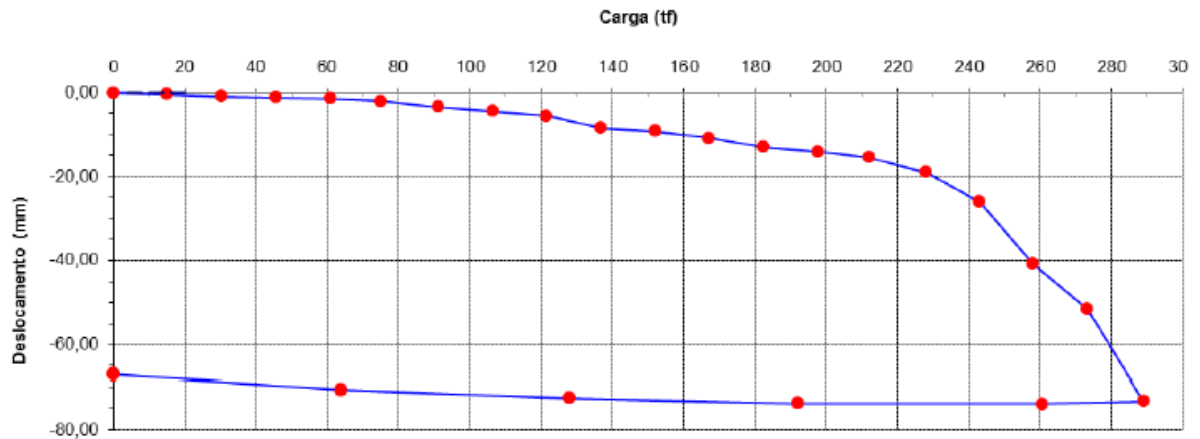


Figura 5.6 - Curva carga vs deslocamento – SA25 (Mantuano, 2014)

As cargas de ruptura da Tabela 5.4 foram calculadas, pela autora deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019). Os valores referentes a NBR 6122 (ABNT, 2019) foram obtidos do trabalho de Mantuano (2014).

Tabela 5.4 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para SA25

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
SA25	NBR 6122 (ABNT, 2019)	2450
	Van Der Veen (1953)	2801
	Silva (2019)	2773

A Figura 5.7 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca SA25 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

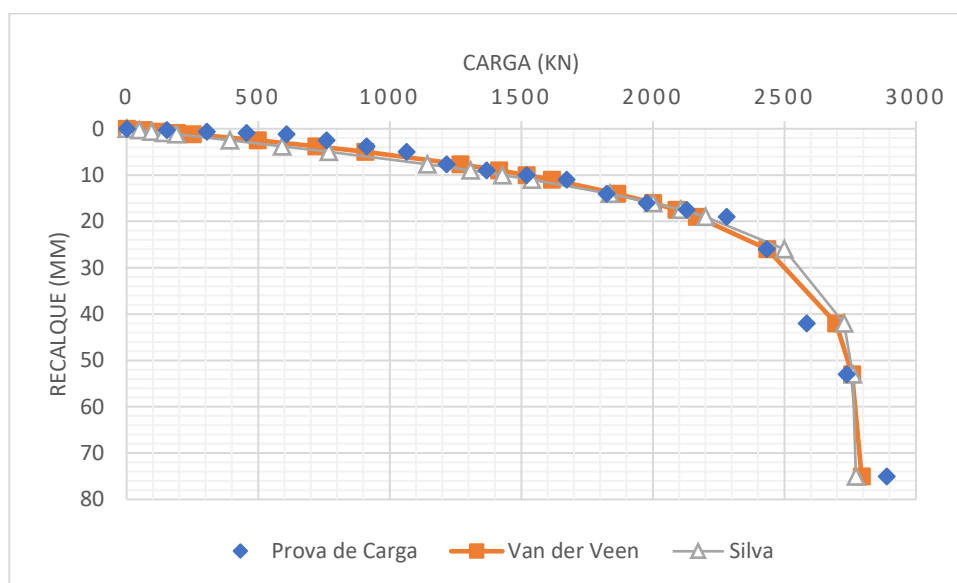


Figura 5.7 - Curva carga vs deslocamento comparativa para SA25

Dutra (2022) realizou as mesmas análises apresentadas anteriormente (mesmas estacas e extrapolações). Assim, para fins de comparação, são apresentados na Tabela 5.5 as cargas de ruptura encontradas por Dutra (2022). A última coluna da Tabela 5.5 apresenta a variação percentual em relação aos valores encontrados pela autora deste trabalho.

Tabela 5.5 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para a estaca SA25

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN) Dutra (2022)	Variação %
SA25	NBR 6122 (ABNT, 2019)	2450	0,0
	Van Der Veen (1953)	2929	4,4
	Silva (2019)	2460	12,7

5.3 NETO (2002) - EHC2, EHC4 e EHC6

No trabalho de Neto (2002), foram executadas três provas de carga em estacas do tipo hélice contínua, executadas no centro de São Paulo. A estaca EHC2 com 0,40m de diâmetro e 10,8m de comprimento, a estaca EHC4, com 0,40m de diâmetro e 17,5 m de comprimento e por último, a estaca EHC6, com 0,40m de diâmetro e 12 m de comprimento.

A Figura 5.8 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EHC2 foi executada.

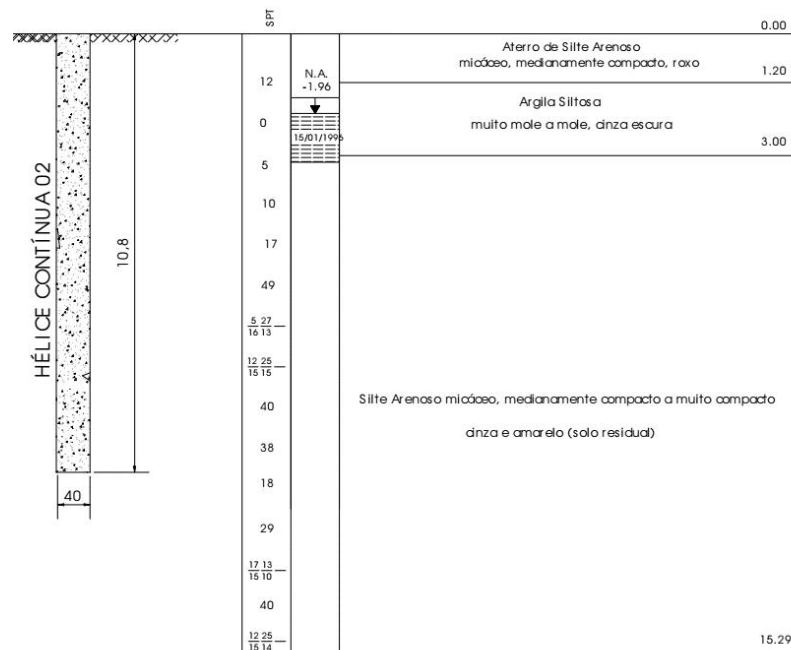


Figura 5.8 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT - EHC2 (Neto, 2002)

A Figura 5.9 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EHC4 foi executada.

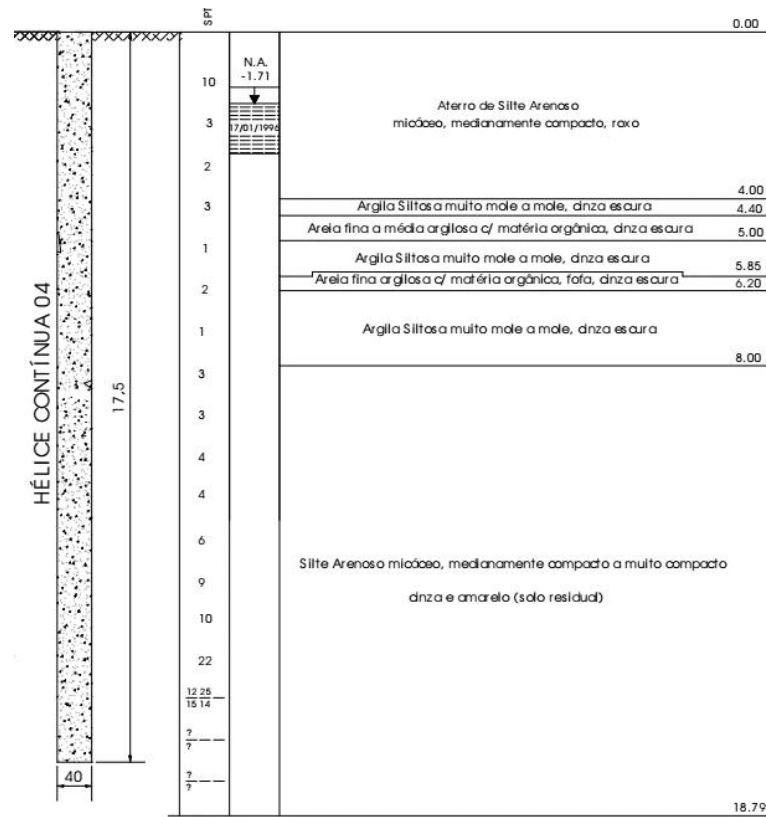


Figura 5.9 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT - EHC2 (Neto, 2002)

A Figura 5.10 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EHC6 foi executada.

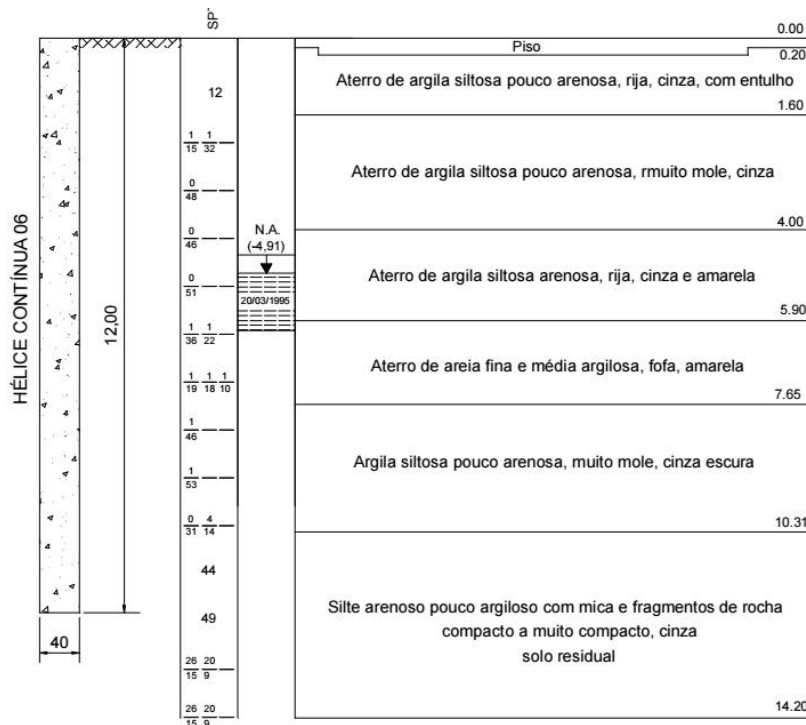


Figura 5.10 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT - EHC6 (Neto, 2002)

A Figura 5.11 mostra o resultado para a prova de carga para a estaca EHC2.

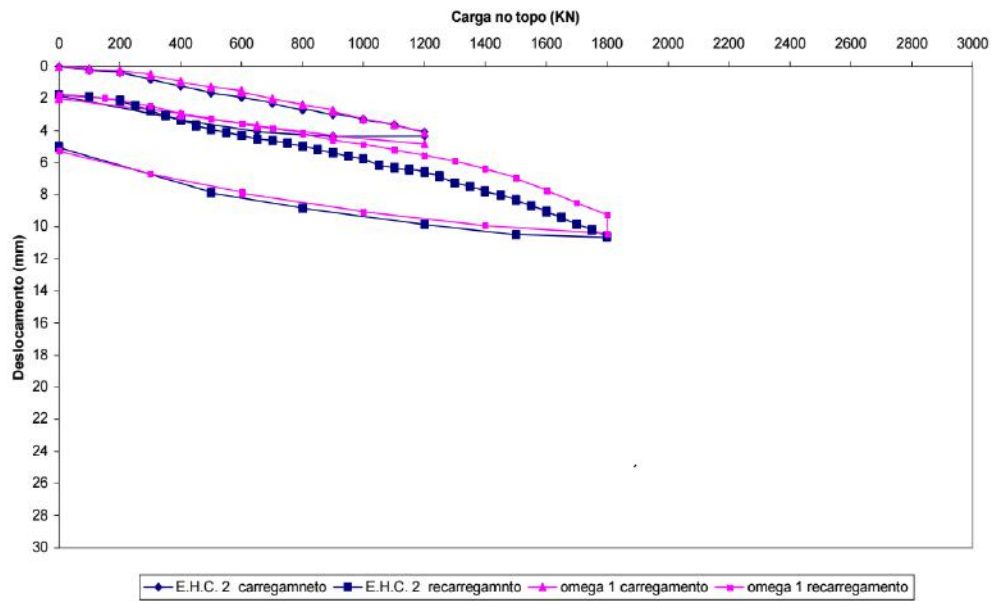


Figura 5.11 - Curva carga vs deslocamento - EHC2 (Neto, 2002)

A Figura 5.12 mostra o resultado para a prova de carga para a estaca EHC4.

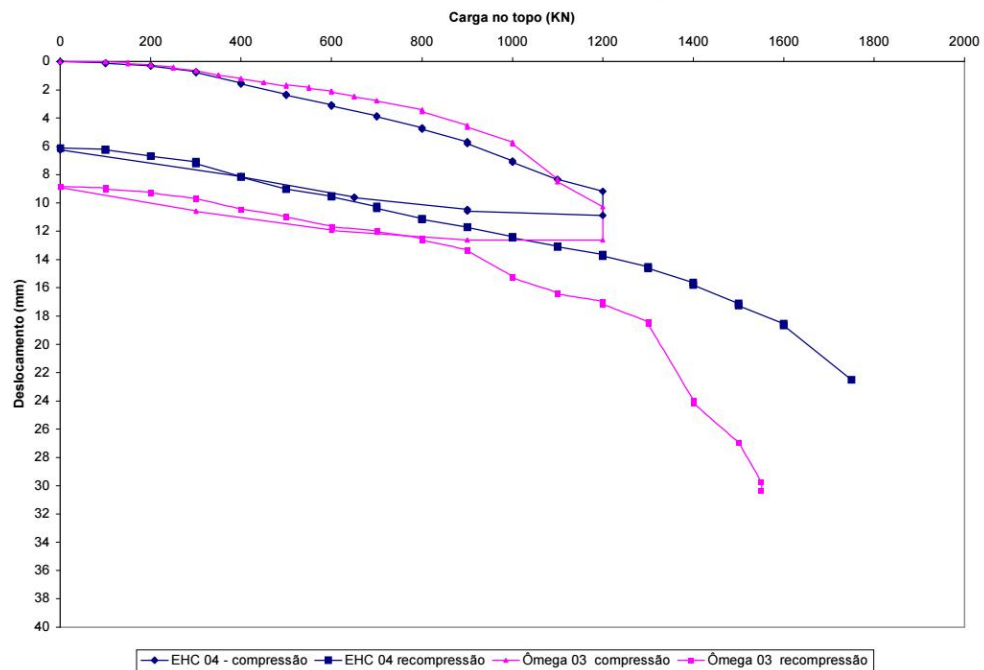


Figura 5.12 - Curva carga vs deslocamento – EHC4 (Neto, 2002)

A Figura 5.13 mostra o resultado para a prova de carga para a estaca EHC6.

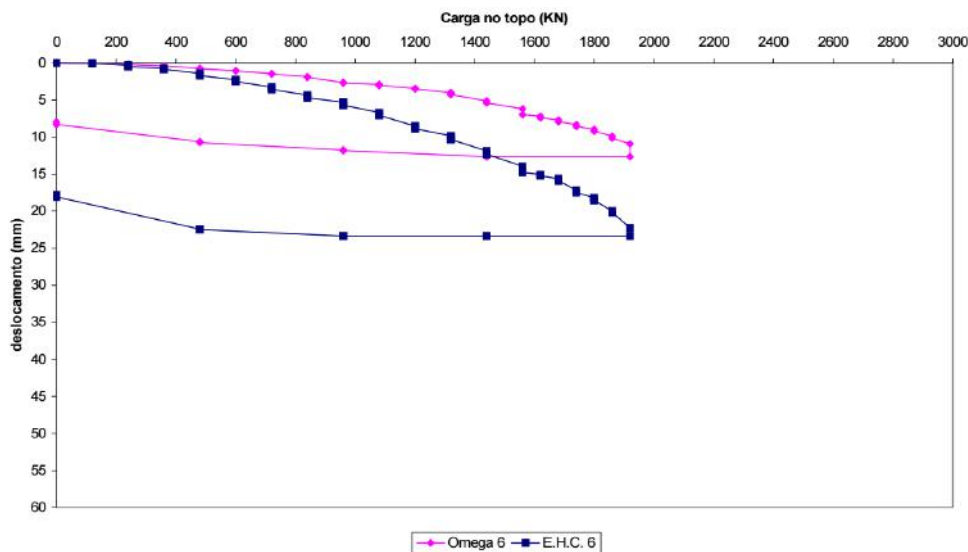


Figura 5.13 - Curva carga vs deslocamento - EHC6 (Neto, 2002)

Para realizar as extrapolações das provas de carga estáticas no caso reportado por Neto (2002), Dutra considera 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. Neste trabalho foi considerada apenas a segunda hipótese proposta por Dutra (2022). Naturalmente, esta decisão foi tomada a fim de manter o padrão de análise somente nos trechos virgens para todas as estacas.

Sendo assim, a carga máxima atingida pelas estacas EHC2, EHC4 e EHC6 foram respectivamente, 1200 kN, 1260 kN e 1920 kN.

As cargas de ruptura da Tabela 5.6 foram calculadas, pela autora deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019). Os valores referentes a NBR 6122 (ABNT, 2019) para as duas primeiras estacas não puderam ser obtidos devido ao fato de o trabalho original não fornecer o valor do módulo de elasticidade do material da estaca.

Tabela 5.6 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em EHC2, EHC4 e EHC6.

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EHC2	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-
	Van Der Veen (1953)	4462
	Silva (2019)	5363
EHC4	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-
	Van Der Veen (1953)	2374
	Silva (2019)	2544
EHC6	NBR 6122 (ABNT, 2019)	2313
	Van Der Veen (1953)	2130
	Silva (2019)	2035

A Figura 5.14, apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EHC2 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

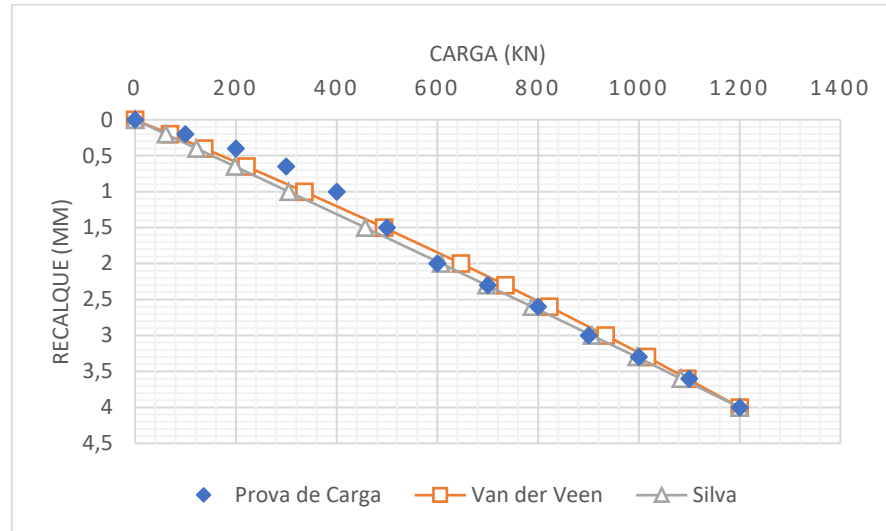


Figura 5.14 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EHC2.

A Figura 5.15 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EHC4 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

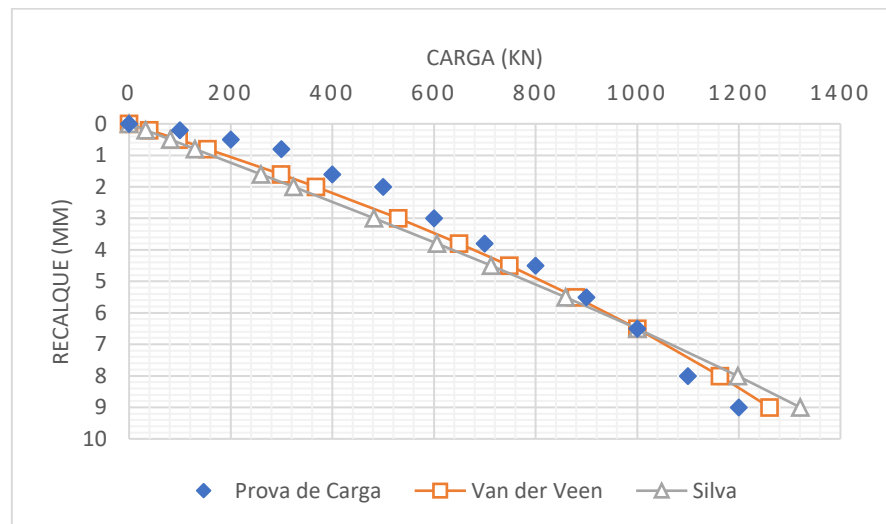


Figura 5.15 - Curva carga vs deslocamento Recalque comparativa para EHC4.

A Figura 5.16 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EHC6 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

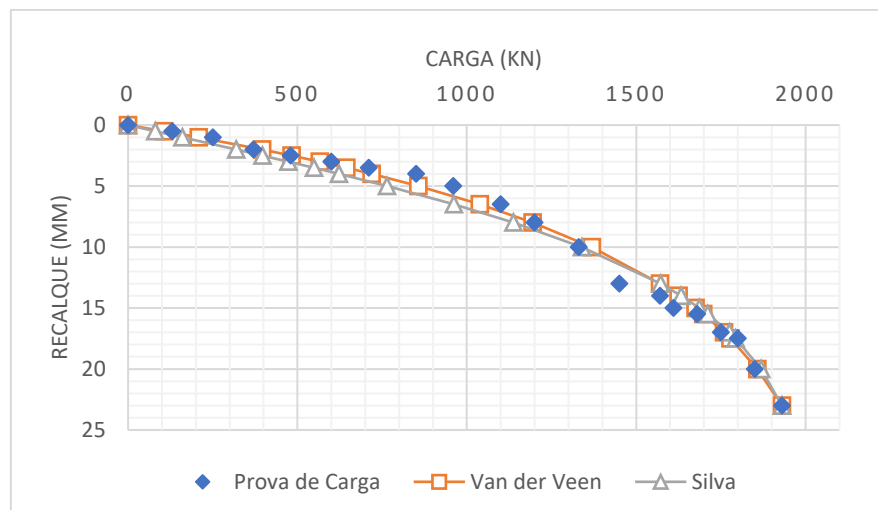


Figura 5.16 - Curva carga vs deslocamento comparativa para EHC6

Dutra (2022) realizou as mesmas análises apresentadas anteriormente (mesmas estacas e extrapolações). Assim, para fins de comparação, são apresentados na Tabela 5.7 as cargas de ruptura encontradas por Dutra (2022). A última coluna da Tabela 5.7 apresenta a variação percentual em relação aos valores encontrados pela autora deste trabalho.

Tabela 5.7 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para as estacas EHC2, EHC4 e EHC6

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN) Dutra (2022)	Variação %
EHC2	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-	-
	Van Der Veen (1953)	9455	52,8
	Silva (2019)	3087	73,7
EHC4	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-	-
	Van Der Veen (1953)	1751	35,6
	Silva (2019)	1213	109,7
EHC6	NBR 6122 (ABNT, 2019)	1940	-
	Van Der Veen (1953)	2313	7,9
	Silva (2019)	1775	14,6

5.4 CORRÊA ET. AL. (2015) – ET-1 e ET-2

No trabalho de Corrêa et. al. (2015), foram executadas estacas hélice contínuas monitoradas, cujas provas de carga prévias foram executadas em estacas com 0,7 m de diâmetro, com comprimentos de 17,00 m na prova de carga chamada ET-1 e 16,00 m na prova de carga ET-2. A Figura 5.17 mostra os perfis geotécnicos onde as estacas foram executadas.

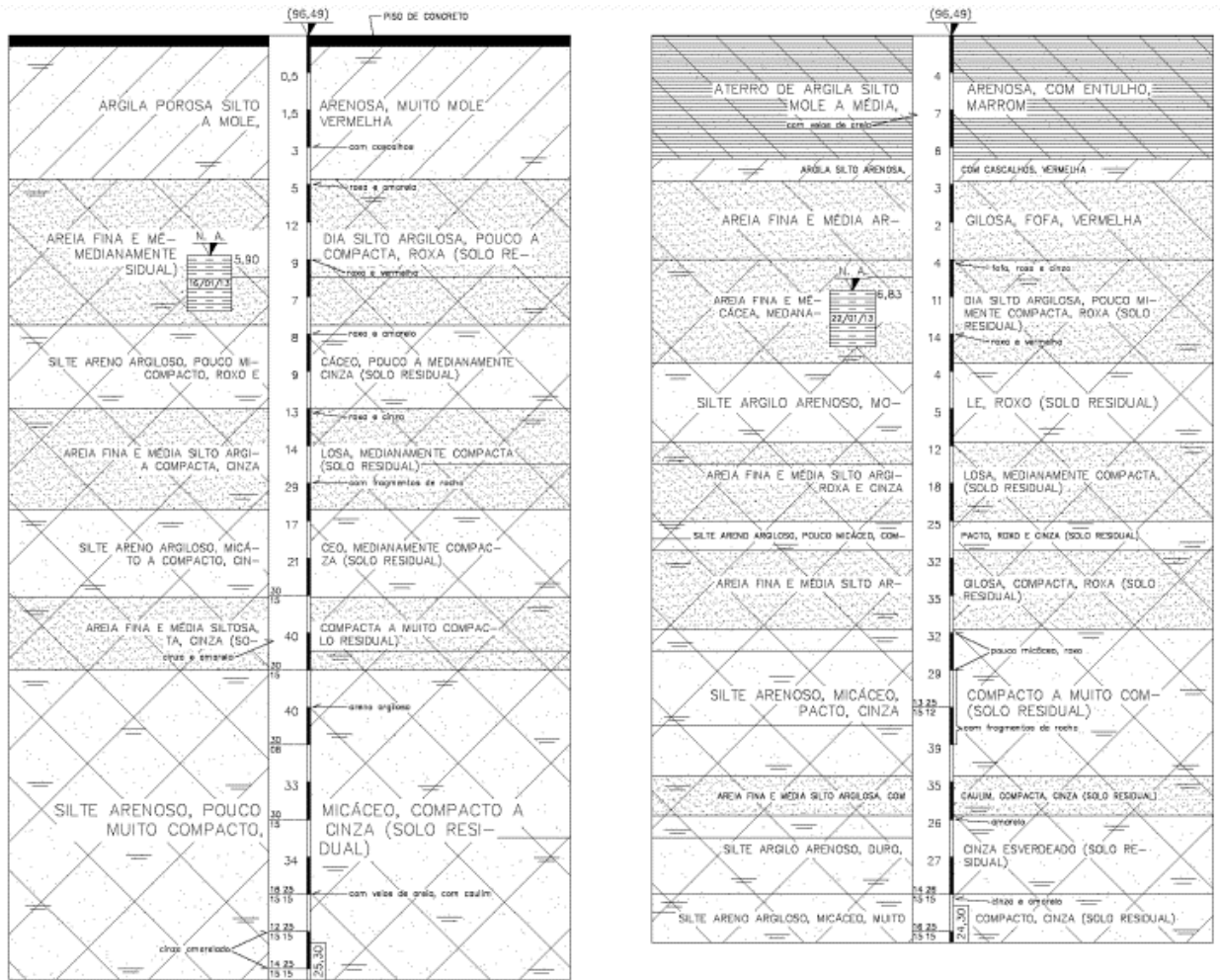


Figura 5.17 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT- ET-1 e ET-2 (Corrêa et al., 2015)

A Figura 5.18 apresenta o resultado da prova de carga para a estaca ET-1, conforme o trabalho de (Corrêa et al., 2015). Destaca-se que a carga máxima foi de 3750 kN.

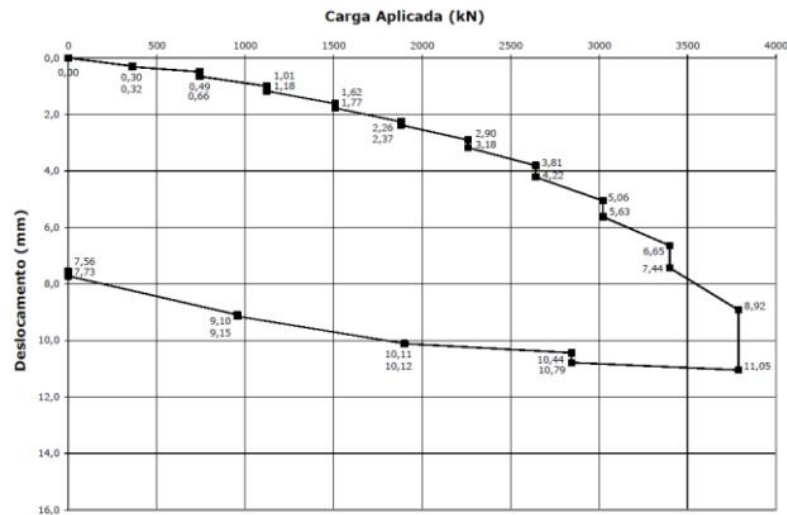


Figura 5.18 - Curva carga vs deslocamento - ET-1 (Corrêa et al,2015)

A Figura 5.19 apresenta o resultado da prova de carga para a estaca ET-2, conforme o trabalho de (Corrêa et al., 2015). Destaca-se que a carga máxima foi de 4000 kN.

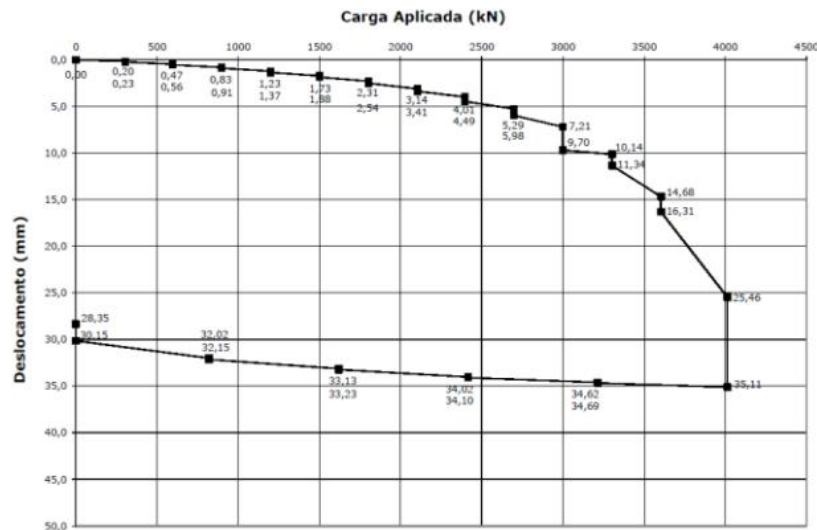


Figura 5.19 - Curva carga vs deslocamento - ET-2 (Corrêa et al, 2015)

As cargas de ruptura da Tabela 5.8 foram calculadas, pela autora do presente trabalho, através das extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019). Os valores referentes a NBR 6122 (ABNT, 2019) para as duas estacas não puderam ser obtidos devido ao fato de o trabalho original não fornecer o valor do módulo de elasticidade do material da estaca.

Tabela 5.8 - Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em ET-1 e ET-2

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
ET-1	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-
	Van Der Veen (1953)	3912
	Silva (2019)	3600
ET-2	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-
	Van Der Veen (1953)	3705
	Silva (2019)	3734

A Figura 5.20 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca ET-1 e as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

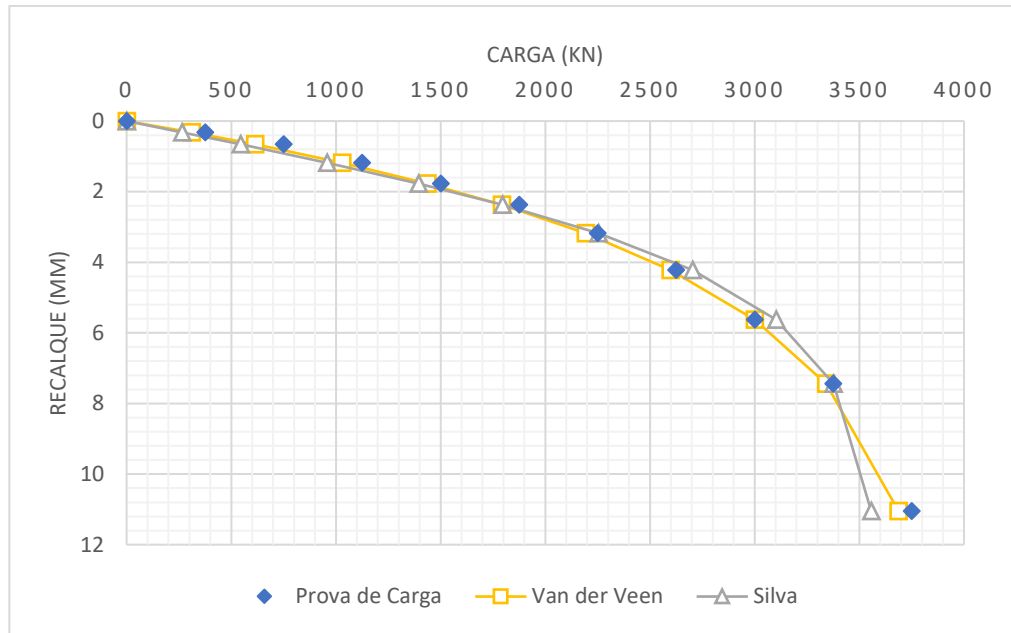


Figura 5.20 - Curva carga vs deslocamento comparativa para ET-1

A Figura 5.21 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca ET-2 e as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

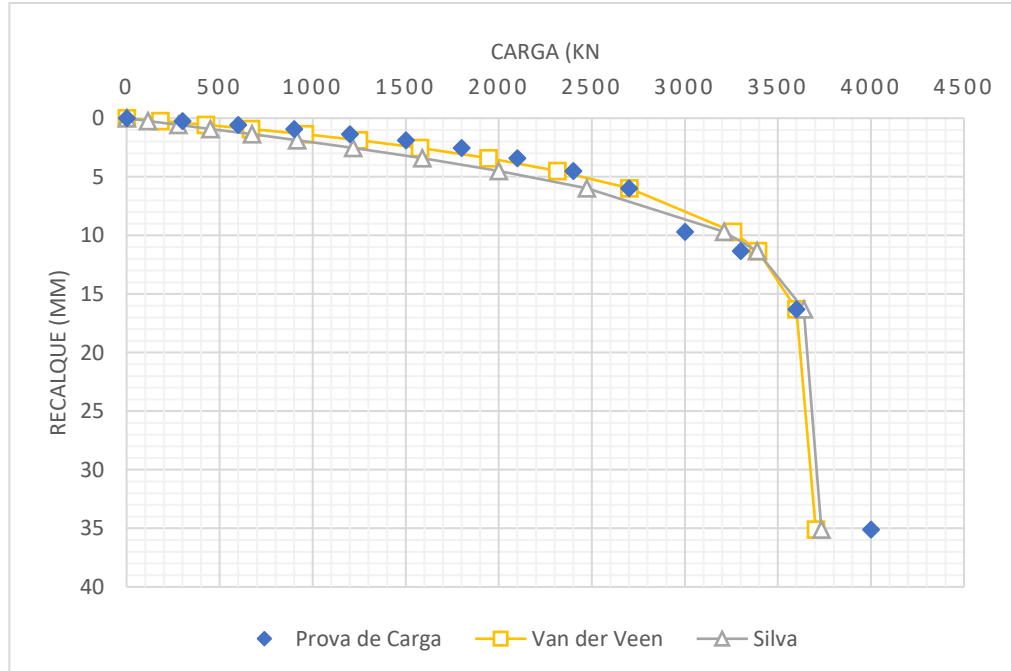


Figura 5.21 - Curva carga vs deslocamento comparativa para ET-2

5.5 DUTRA (2022) – PC002

No trabalho de Dutra (2022), foi examinada uma estaca hélice contínua monitorada (PC002) de uma obra de construção de um condomínio em Salvador – BA. A estaca cuja prova de carga foi executada, possuía dimensões de 0,5 m de diâmetro e 18m de comprimento. A Figura 5.22 mostra o perfil geotécnico onde a estaca foi executada.

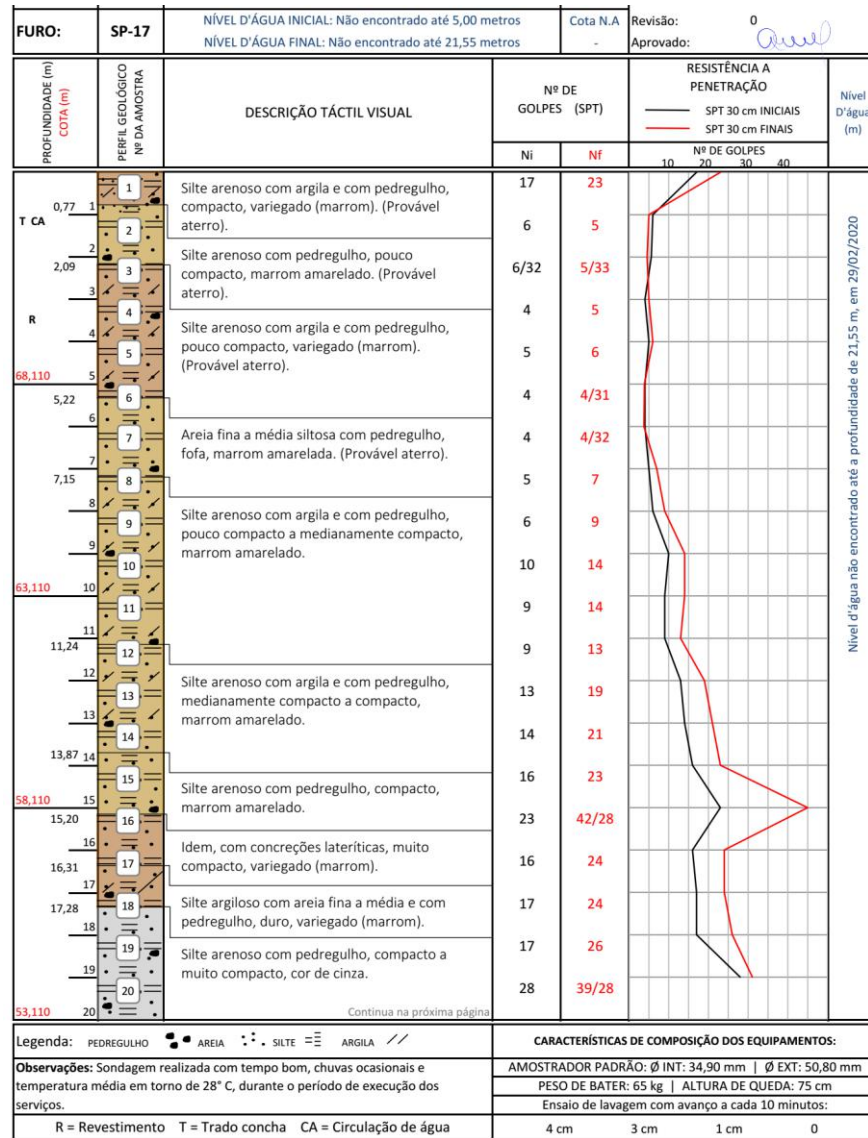


Figura 5.22 - Perfil geotécnico individual da sondagem SPT- PC002

A prova de carga chegou a uma carga máxima de 1330 kN. A Figura 5.23 mostra o resultado da prova de carga para a estaca.

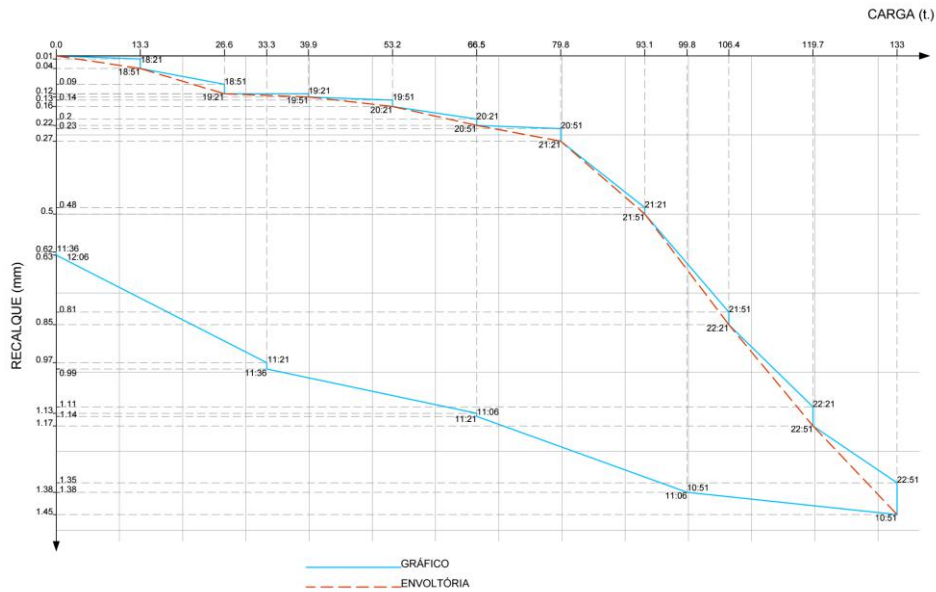


Figura 5.23 - Curva carga vs deslocamento - PC002

As cargas de ruptura da Tabela 5.9 foram calculadas, pela autora deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019). O valor referente a NBR 6122 (ABNT, 2019) não pode ser obtido devido ao fato de o trabalho original não fornecer o valor do módulo de elasticidade do material da estaca.

Tabela 5.9- Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolações para PC em SA25

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
	NBR 6122 (ABNT, 2019)	-
SA25	Van Der Veen (1953)	1440
	Silva (2019)	1300

A Figura 5.24 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca ET-2 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

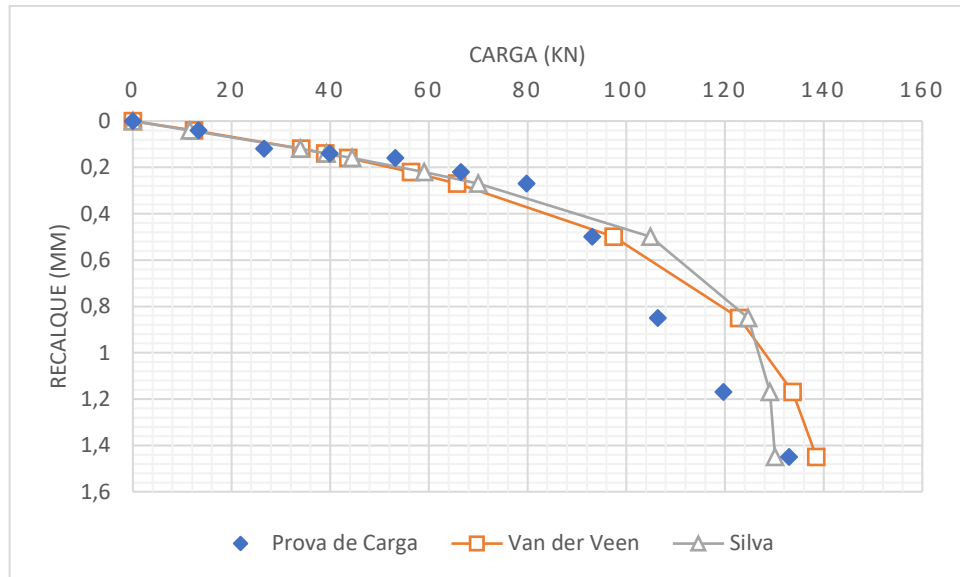


Figura 5.24 - Curva carga vs deslocamento comparativa para PC002

Em seu trabalho, Dutra (2022) encontrou para a mesma estaca os valores da Tabela 5.10, na qual também é apresentada a variação percentual em relação aos valores encontrados pela autora deste trabalho.

Tabela 5.10 - Diferença de valores de Carga de Ruptura encontrados pela presente autora em relação à Dutra (2022) para a estaca SA25

Estaca	Método	Carga de ruptura	Variação %
		(kN) Dutra (2022)	
SA25	NBR 6122 (ABNT, 2019)		
	Van Der Veen (1953)	1443	0,2
	Silva (2019)	1195	8,8

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1 GENERALIDADES

Para trazer clareza em relação aos resultados obtidos, e facilitar as posteriores análises, os seguintes critérios foram adotados para o métodos semiempíricos:

- i. Método Antunes e Cabral (1996): foram utilizados os valores máximos dos parâmetros β_1 e β_2 descritos na Tabela 6.1, os quais representam, respectivamente, o coeficiente de atrito lateral e o parâmetro para o cálculo da resistência de ponta, ambos dependentes do tipo de solo. Cabe destacar que esse método tem o limite de $\beta_2 * N_{SPT} < 40 \text{ kgf/cm}^2$, portanto em alguns casos esse valor teve de ser ajustado.

Tabela 6.1 - Coeficientes β_1 e β_2 utilizados (Adaptado de Antunes e Cabral, 1996)

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	5,0	2,5
Silte	3,5	2,0
Argila	3,5	1,5

- ii. Método Vorcaro-Velloso (2000): na expressão (6.1) foi utilizado o expoente com valor mínimo de - 0,29 para a variabilidade da capacidade de carga.

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln X_p - 0,34 \ln X_p \ln X_l + 1,36 \ln X_l - 0,29} \quad (6.1)$$

- iii. Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988): foram utilizados os valores no caso de sondagem não confiável para o coeficiente α^* de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de ponta. O método também não apresenta parâmetros específicos para estacas hélice, portanto foram utilizados os fatores de escala e execução F1 e F2 das estacas escavadas.
- iv. Método Teixeira (1996): como o método não apresenta parâmetros para os tipos mistos de solo, os mesmos foram introduzidos seguindo a hierarquia utilizada no Método Aoki e Velloso (1975). Graficamente, os valores de α para solos arenosos seguem uma relação logarítmica, já os valores de α para solos argilosos e siltosos, seguem uma relação linear. Assim, a autora da presente pesquisa sugere os valores obtidos através de extrapolações, apresentados na Tabela 6.2. O método também não apresenta parâmetros específicos para estacas hélice, portanto foram utilizados os mesmos para

estacas escavadas a céu aberto. Cabe destacar que o para alguns tipos de solo, o valor do N_{SPT} somente é válido para o intervalo que compreende-se entre 4 e 40, portanto fez-se necessário para alguns casos, limitar o valor mínimo do N para 4 e o valor máximo para 40.

Tabela 6.2 Valores sugeridos pela autora da presente pesquisa para o parâmetro α

Tipo de solo (4 < N < 40)	α (kPa)			
	Tipo de Estaca			
	Pré-moldada de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavada a céu aberto	Estacas Raiz
Areia c/ pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia silto-argilosa	330	270	220	210
Areia argilo-siltosa	310	250	210	200
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte areno-argiloso	245	195	150	155
Silte	230	180	145	150
Silte argilo-arenoso	220	170	135	145
Silte argiloso	210	160	130	140
Argila arenosa	160	120	110	110
Argila areno-siltosa	145	115	106	106
Argila silto-arenosa	125	110	103	103
Argila siltosa	110	100	100	100
Argila	90	95	97	97

- v. Método da UFRGS (2006): Nesse método é recomendado que o N_{SPT} para o fuste seja no máximo 30 e para a ponta 40, portanto fez-se necessário para alguns casos, limitar esse valor.
- vi. Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002): cabe destacar que o parâmetro α , somente é válido para o intervalo em que S_u compreende-se entre 25 e 150 kPa, portanto fez-se necessário para alguns casos, limitar o valor mínimo de S_u para 25 e o valor máximo para 150 kPa.

6.2 ALLEDI ET. AL. (2006)

6.2.1 Estaca EH1

A Figura 6.1 apresenta para a estaca EH1 de Alledi et. al. (2006) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

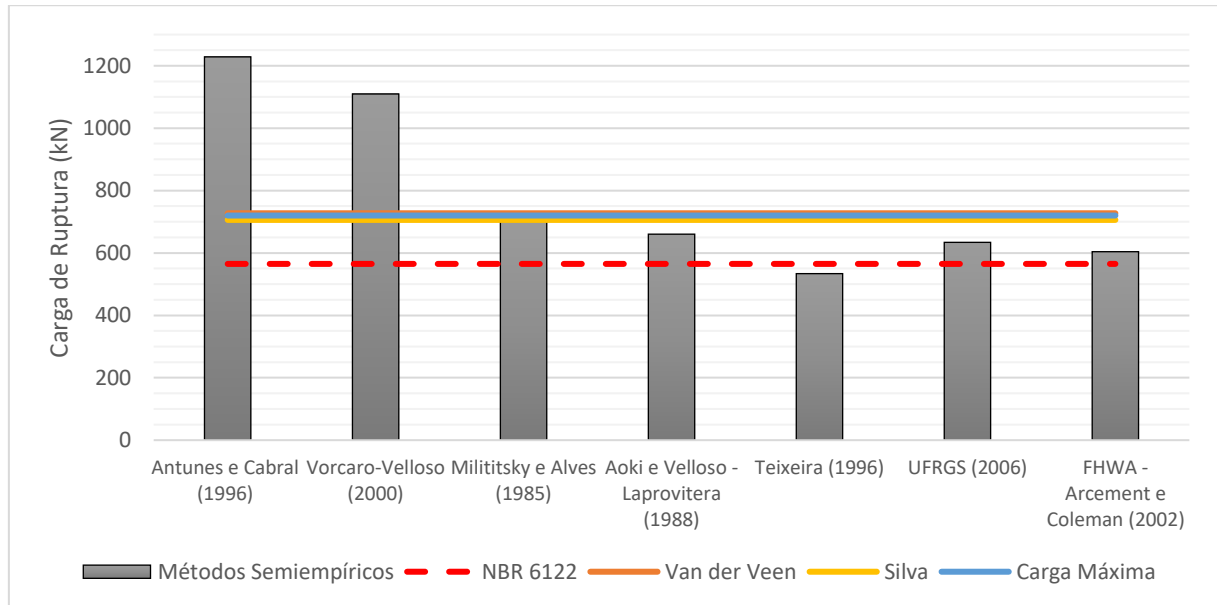


Figura 6.1 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EH1 - Alledi et. al. (2006)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga. O Método Milititsky e Alves (1985) apresentou, praticamente, o mesmo valor da carga máxima da prova de carga. Os métodos de Teixeira (1996), UFRGS (2006), FHWA (1999) e Aoki e Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

As extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019) forneceram valores bem próximos entre si para a carga de ruptura, inclusive na mesma ordem de grandeza do desempenho da prova de carga. Assim, os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) forneceram uma carga de ruptura maior que as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

O Método Milititsky e Alves (1985) apresentou, praticamente, o mesmo valor da carga extrapolada por Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

Os métodos Aoki e Velloso com contribuição de Laprovitera (1988), Teixeira (1996), UFRGS (2006) e FHWA (1999) previram uma carga de ruptura menor que as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

Os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996), Vorcaro-Velloso (2000) e o método Aoki e Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) forneceram uma carga de ruptura bem maior que a NBR 6122 (ABNT, 2019).

O Método Milititsky e Alves (1985) apresentou uma carga de ruptura maior que a NBR 6122 (ABNT, 2019).

Os métodos Aoki e Velloso com contribuição de Laprovitera (1988), UFRGS (2006) e FHWA (1999) previram uma carga de ruptura ligeiramente maior que a NBR 6122 (ABNT, 2019).

Já o método de Teixeira (1996) foi capaz de estimar uma carga de ruptura ligeiramente menor que a NBR 6122 (ABNT, 2019).

(iv) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

Na extrapolação de Van Der Veen (1953) em Silva (2019) o resultado obtido está na mesma ordem de grandeza da prova de carga. Pela NBR 6122 (ABNT, 2019) o resultado é ligeiramente menor.

6.2.2 Estaca EH2

A Figura 6.2 apresenta para a estaca EH2 de Alledi et. al. (2006) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

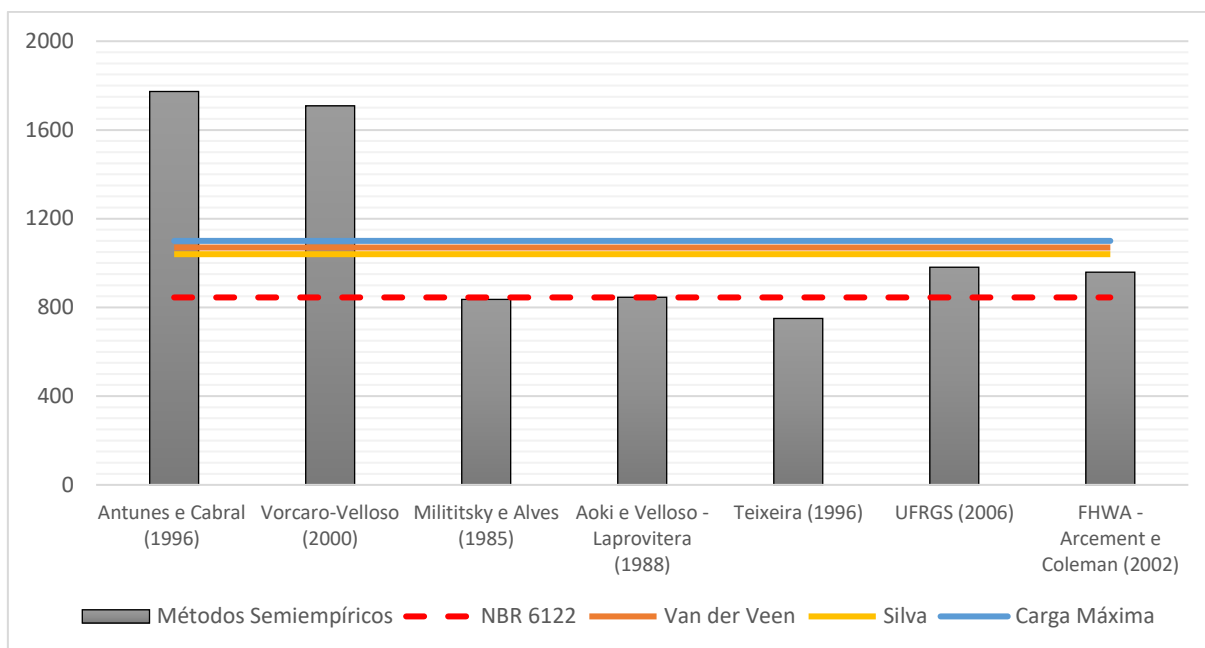


Figura 6.2 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EH2 - Alledi et. al. (2006)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga. Os métodos UFRGS (2006), FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002), Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988) e o Método Teixeira (1996), previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

As extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019) forneceram valores bem próximos entre si para a carga de ruptura, inclusive na mesma ordem de grandeza do desempenho da prova de carga. Assim, Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) forneceram uma carga de ruptura maior que as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

Os métodos Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), Teixeira (1996), UFRGS (2006) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) previram uma carga de ruptura menor que as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), apresentou, praticamente, o mesmo valor da carga máxima da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Método Teixeira (1996) e o Método Milititsky e Alves (1985) não superaram a previsão da NBR 6122 (ABNT, 2019).

(iv) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações e Critério de Ruptura

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), o resultado obtido está na mesma ordem de grandeza da prova de carga. Já pela NBR 6122 (ABNT, 2019) o valor encontrado razoavelmente menor.

6.3 MANTUANO (2014)

A Figura 6.3 apresenta para a estaca SA25 de Mantuano (2014) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

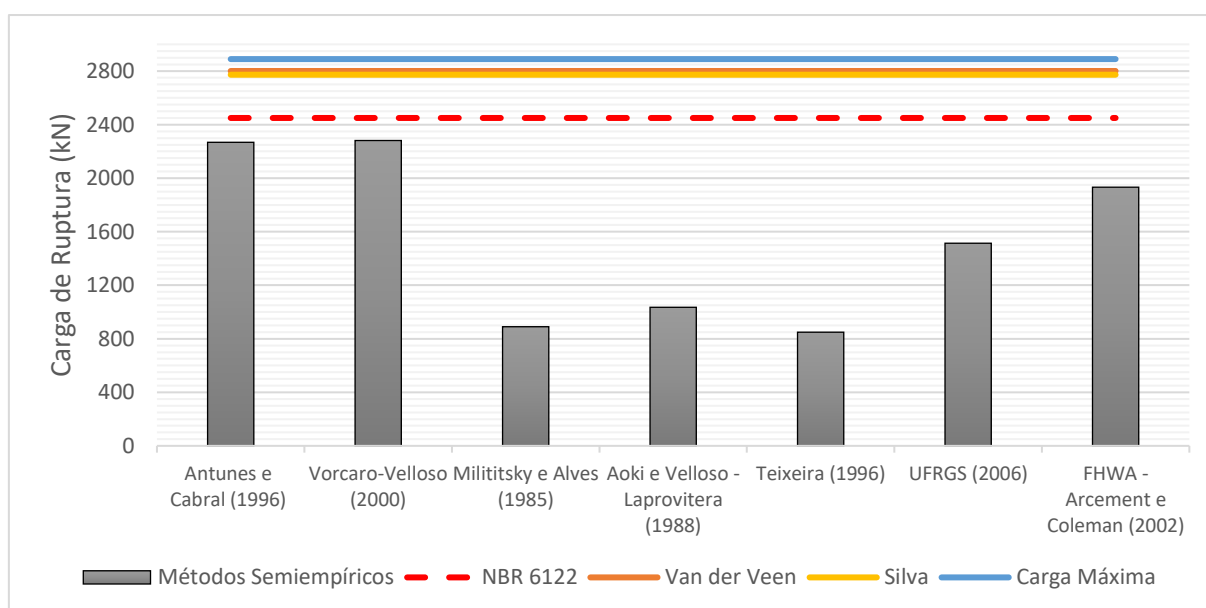


Figura 6.3 - Comparação entre Critérios de Ruptura para SA25 - Mantuano (2014)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, nenhum dos métodos semiempíricos ultrapassou a carga máxima obtida na prova de carga de ruptura à qual a estaca foi submetida. Os Método Milititsky e Alves (1985) e o Método Teixeira (1996), foram os que obtiveram os menores valores e os métodos

Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) foram os que obtiveram os valores mais próximos à carga máxima obtida em prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Para esta estaca, nenhum dos métodos semiempíricos ultrapassou a carga obtida nas extrapolações de Van Der Veen (1953), de Silva (2019).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

Para esta estaca, nenhum dos métodos semiempíricos ultrapassou a carga obtida pela Norma. Os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Vorcaro-Velloso (2000) foram os que tiveram os valores mais próximos ao da NBR 6122/2019.

(iv) Desempenho Versus Extrapolações e Critério de Ruptura

A extrapolação de Van Der Veen (1953), a de Silva (2019), e o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) obtiveram resultados menores do que prova de carga.

6.4 NETO (2002)

6.4.1 Estaca EHC2

A Figura 6.4 apresenta para a estaca EHC2 de Neto (2002) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

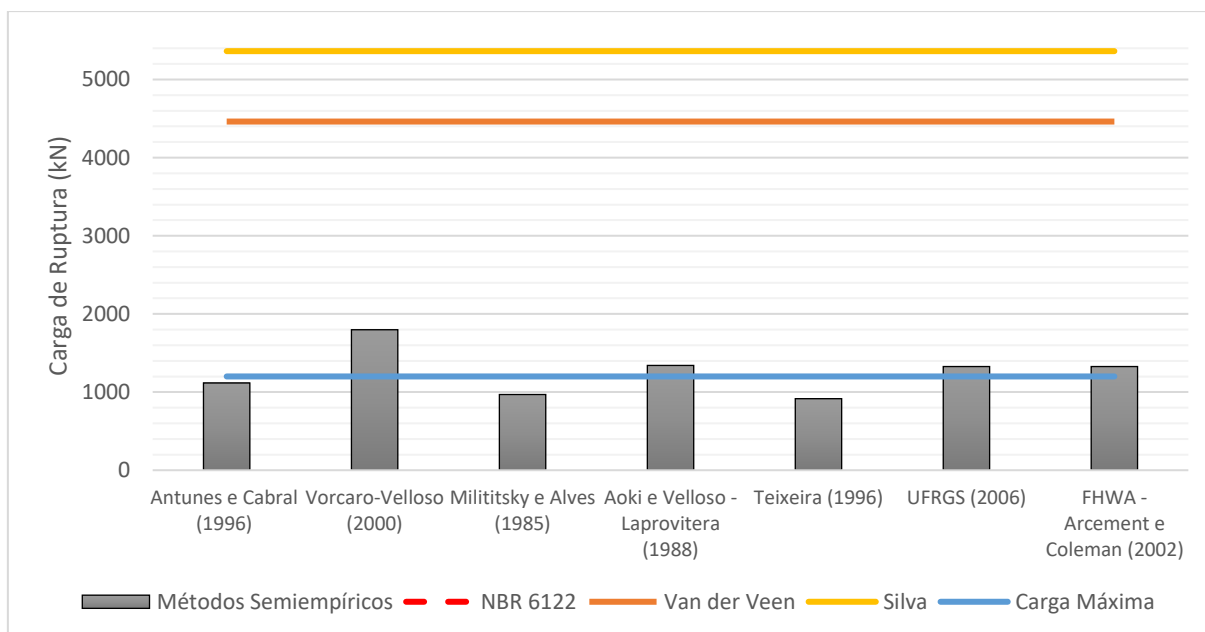


Figura 6.4 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC2 - Neto (2002)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Os métodos Vorcaro-Velloso (2000), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), UFRGS (2006) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga. Os métodos Antunes e Cabral (1996), Milititsky e Alves (1985) e Teixeira (1996) previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Todos os métodos previram uma carga de ruptura menor que as extrapolações de Van Der Veen (1953) e Silva (2019).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O autor da obra original não informa o valor de ruptura segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) e nem os parâmetros mínimos para que possa ser estimada.

(v) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), os valores encontrados são muito maiores do que o da carga máxima.

6.4.2 Estaca EHC4

A Figura 6.5 apresenta para a estaca EHC4 de Neto (2002) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

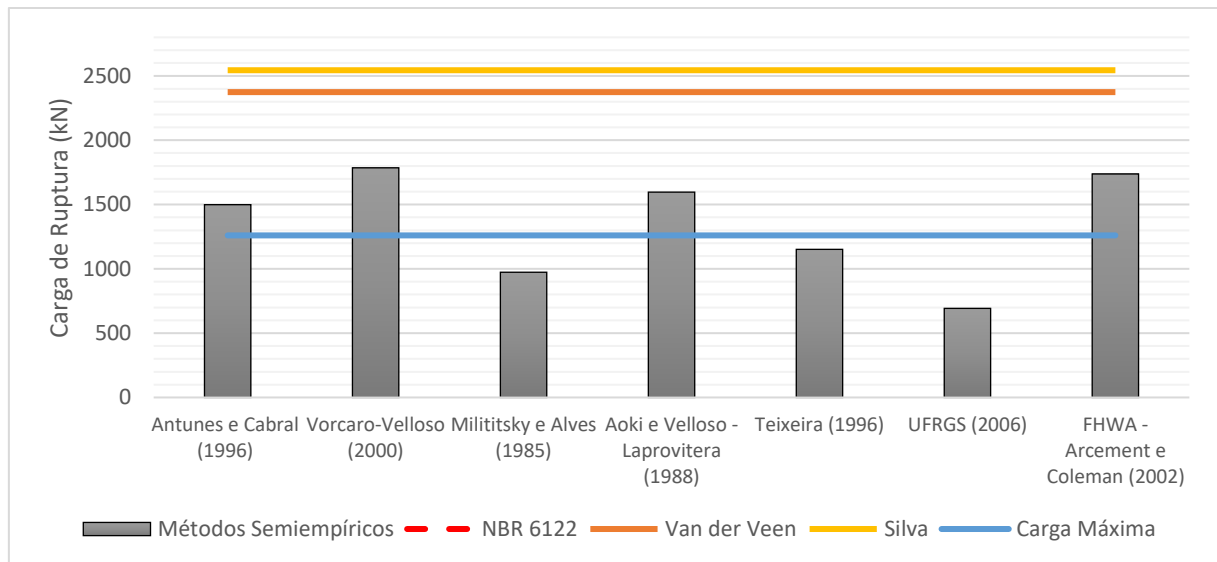


Figura 6.5 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC4 - Neto (2002)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, os métodos semiempíricos de Antunes e Cabral (1996), Vorcaro-Velloso (2000), Aoki e Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga. Os métodos de Milititsky e Alves (1985), Teixeira (1996) e UFRGS (2006) previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), os valores encontrados são muito maiores do que os obtidos através dos métodos semiempíricos, assim todos os métodos previram uma carga de ruptura menor que as obtidas nas extrapolações.

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O autor da obra original não informa o valor de ruptura segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) e nem os parâmetros mínimos para que possa ser estimada.

(vi) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), os valores encontrados são muito maiores do que o da carga máxima.

6.4.3 Estaca EHC6

A Figura 6.6 apresenta para a estaca EHC6 de Neto (2002) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

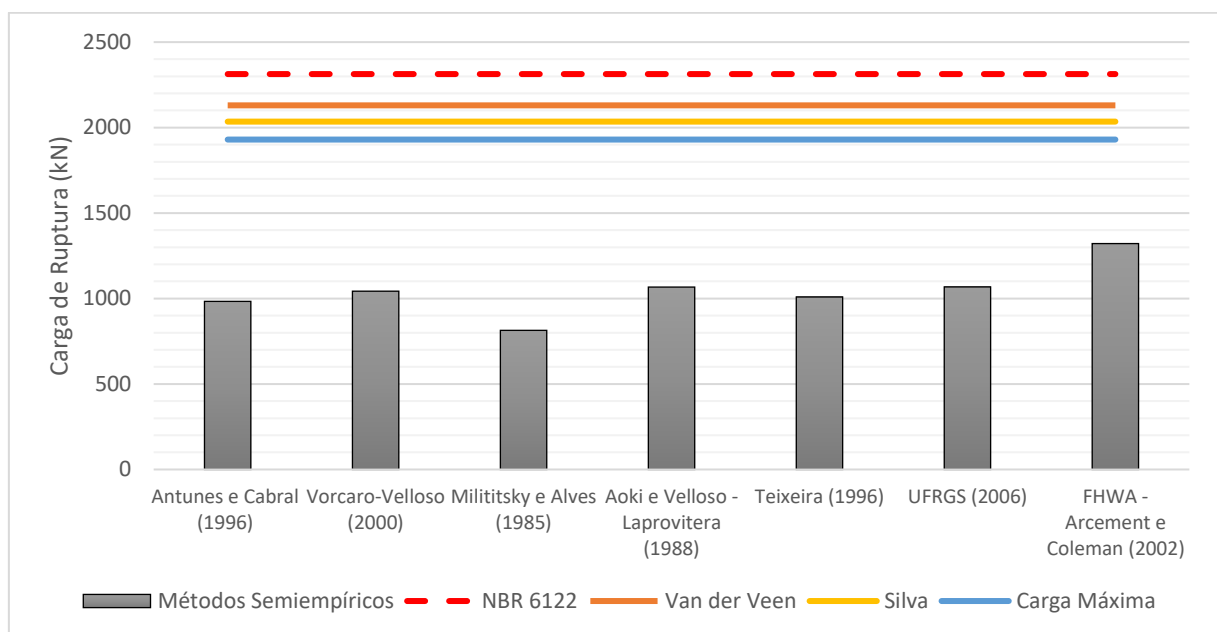


Figura 6.6 - Comparação entre Critérios de Ruptura para EHC6 - Neto (2002)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca todos os métodos previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), os valores encontrados são muito maiores do que os obtidos através dos métodos semiempíricos, assim todos os métodos previram uma carga de ruptura menor que as obtidas nas extrapolações.

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O critério de ruptura da norma, foi o que obteve o resultado mais distante dos obtidos pelos métodos semiempíricos, assim todos estes previram uma carga de ruptura menor do que o estimado pela NBR 6122/2019.

(iv) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

O critério de ruptura da norma obteve resultado maiores do que os obtidos através de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019). O resultado mais próximo aos obtido pelos métodos semiempíricos foi o fornecido pela carga máxima obtida na prova de carga

6.5 CORRÊA ET. AL. (2015)

6.5.1 Estaca ET-1

A Figura 6.7 apresenta para a estaca ET-1 de Corrêa et. al. (2015) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019).

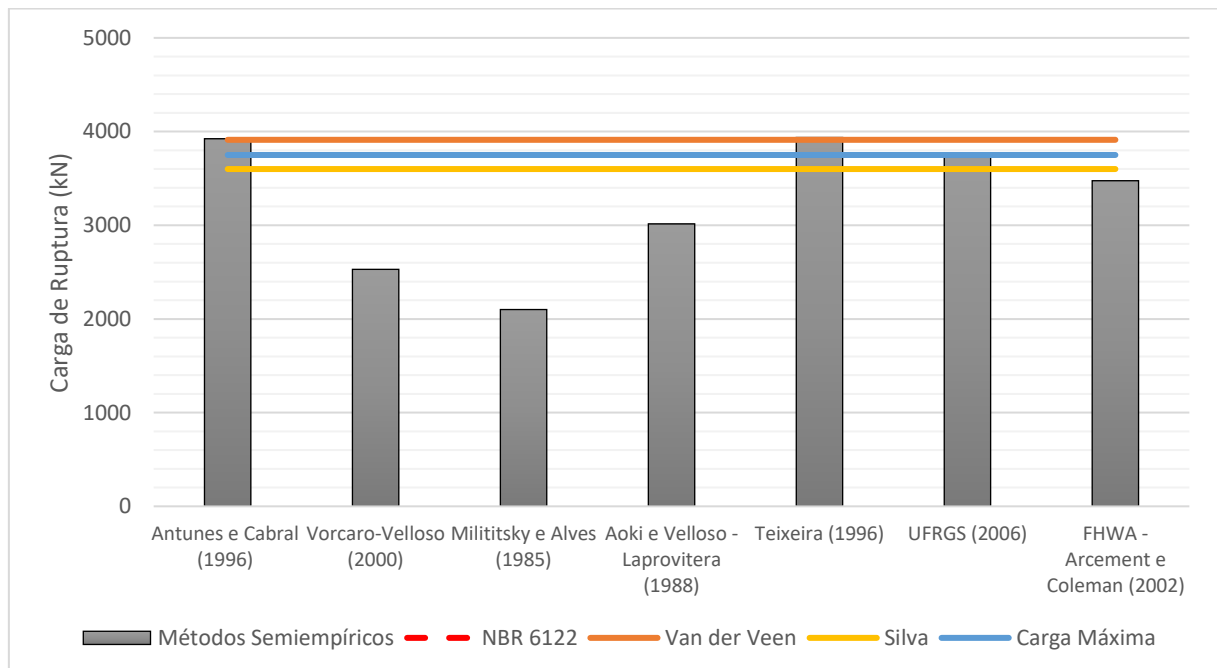


Figura 6.7 - Comparação entre Critérios de Ruptura para ET-1 – Corrêa et. al. (2015)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, os métodos semiempíricos Antunes e Cabral (1996) e Teixeira (1996) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga.

O Método UFRGS (2006) apresentou, praticamente, o mesmo valor da a carga máxima obtida na prova de carga.

Para esta estaca, os métodos Vorcaro-Velloso (2000), Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de ruptura menor que a carga máxima obtida na prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Para esta estaca, os métodos semiempíricos Antunes e Cabral (1996) e Teixeira (1996) forneceram uma carga de ruptura maior que a obtida pela extrapolação de Van Der Veen (1953). Os métodos Vorcaro-Velloso (2000), Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), UFRGS (2006) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) previram uma carga de ruptura menor que a obtida pela extrapolação de Van Der Veen (1953).

Os métodos semiempíricos Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2006) forneceram uma carga de ruptura maior que a obtida pela extrapolação de Silva (2019). Já os métodos Vorcaro-Velloso (2000), Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) previram uma carga de ruptura menor.

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O autor da obra original não informa o valor da carga de ruptura segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) e nem os parâmetros mínimos para que a carga possa ser estimada.

(iv) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

Na extrapolação de Van Der Veen (1953) o resultado obtido é ligeiramente maior ao encontrado na prova de carga. Já em Silva (2019) esse valor é razoavelmente menor.

6.5.2 Estaca ET-2

A Figura 6.8 apresenta para a estaca ET-2 de Corrêa (2015) as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019).

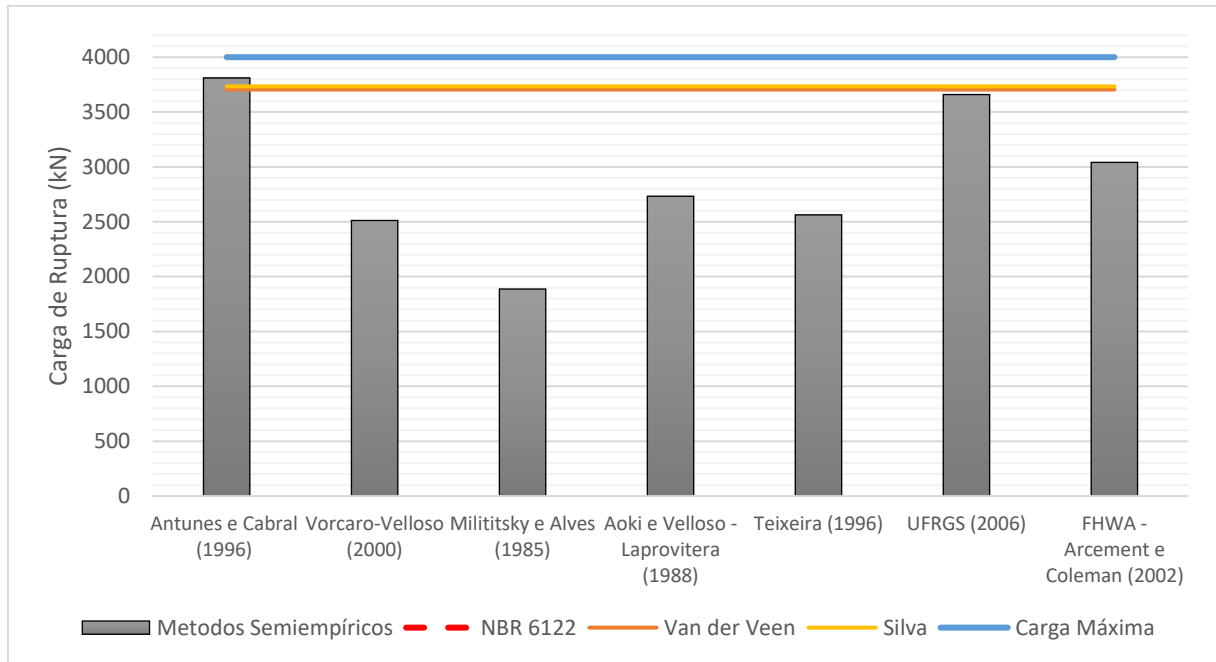


Figura 6.8 - Comparação entre Critérios de Ruptura para ET-2 – Corrêa et. al. (2015)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, todos os métodos semiempíricos previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga, sendo que os métodos Antunes e Cabral (1996), apresentou o valor mais próximo ao da carga máxima obtida na prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Apenas o método semiempírico de Antunes e Cabral (1996) ultrapassou a carga máxima obtida tanto para a extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto para a de Silva (2019). Os métodos semiempíricos Vorcaro-Velloso (2000), Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), Teixeira (1996), UFRGS (2006) e FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de ruptura menor que a obtida pela extrapolação de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O autor da obra original não informa o valor de ruptura segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) e nem os parâmetros mínimos para que possa ser estimada.

(iv) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

Tanto na extrapolação de Van Der Veen (1953) quanto na de Silva (2019), os valores encontrados são significativamente maiores do que o da carga máxima.

6.6 OBRA EM SALVADOR (2020) REPORTADA POR DUTRA (2022)

A Figura 6.9 apresenta para a estaca PC002 de uma obra em Salvador (2020), reportada por Dutra (2022), as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos e também por meio das extrapolações de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019) e pelo critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019).

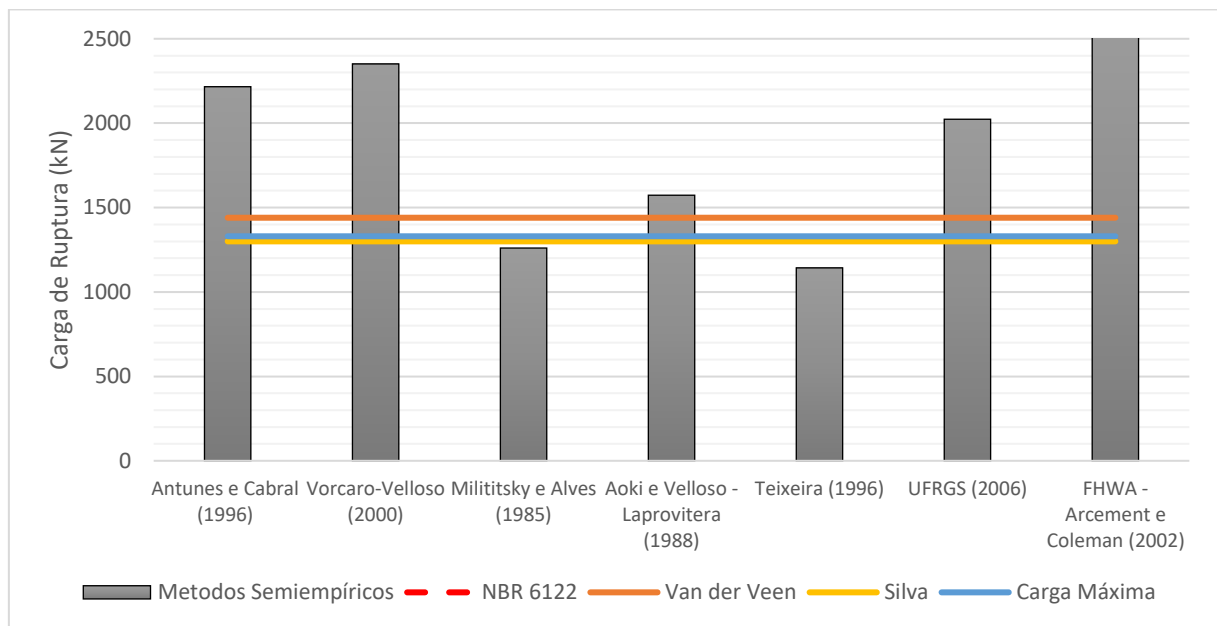


Figura 6.9 - Comparação entre Critérios de Ruptura para PC002 da obra em Salvador (2020)

(i) Métodos Semiempíricos Versus Desempenho

Para esta estaca, os métodos semiempíricos Antunes e Cabral (1996), Vorcaro-Velloso (2000), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), UFRGS (2006), FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de ruptura maior que a carga máxima obtida na prova de carga. Os métodos Milititsky e Alves (1985) e Teixeira (1996) previram uma carga de ruptura menor que a carga máxima da prova de carga.

(ii) Métodos Semiempíricos Versus Extrapolações

Para esta estaca, os métodos semiempíricos Antunes e Cabral (1996), Vorcaro-Velloso (2000), Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988), UFRGS (2006), FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) forneceram uma carga de

ruptura maior que as fornecidas pelas extrapolações de Silva (2019) e Van Der Veen (1953). Os métodos Milititsky e Alves (1985) e Teixeira (1996) previram uma carga de ruptura menor que as fornecidas pelas extrapolações de Silva (2019) e Van Der Veen (1953).

(iii) Métodos Semiempíricos Versus Critério de Ruptura (NBR 6122/2019)

O autor da obra original não informa o valor de ruptura segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) e nem os parâmetros mínimos para que possa ser estimada.

(iv) Desempenho versus Extrapolação e Critério de Ruptura

A extrapolação de Silva (2019) e Van Der Veen (1953) obtiveram praticamente a mesma ordem de grandeza da carga máxima obtida na prova de carga.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 GENERALIDADES

Os seguintes métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga de ruptura geotécnica de estacas tipo hélice contínua foram utilizados:

- i. Método Antunes e Cabral (1996);
- ii. Método Vorcaro-Velloso (2000);
- iii. Método Milititsky e Alves (1985);
- iv. Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988);
- v. Método Teixeira (1996);
- vi. Método da UFRGS (2006);
- vii. Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002).

Os valores obtidos através dos métodos e informações sobre as estacas encontram-se na Tabela 01 do ANEXO A.

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

- i. Van Der Veen (1953);
- ii. Silva (2019).

Em relação aos critérios de ruptura, tabelas comparativas, disponíveis no Anexo A, foram construídas para cada uma das estacas a fim de determinar qual critério adotado melhor atenderia o conjunto de estacas. A partir da análise das diferenças percentuais entre previsões de capacidade de carga de ruptura obtidas através de métodos semiempíricos e as cargas de ruptura obtidas por meio dos critérios de ruptura é possível dizer que:

- i. Para as estacas EH1 de Alledi et. Al. (2006) e ET-1 e ET-2 de Corrêa et. Al. (2015), o critério com a menor diferença percentual foi a extrapolação de Van der Veen (1953).
- ii. Para a estaca PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022)), o critério com a menor diferença percentual foi a extrapolação de Silva (2019).

- iii. Para as estacas EH2 de Alledi et. Al. (2006) e EHC2, EHC4 e EHC6 de Neto (2002), o critério com a menor diferença percentual foi a Carga Máxima obtida nas provas de carga.
- iv. Para a estaca SA25 de Mantuano (2014), o critério com a menor diferença percentual foi o Recalque Limite da NBR 6122 (ABNT, 2019).
- v. Considerando a análise dos critérios de ruptura, abordados no capítulo 6, juntamente com as tabelas, percebe-se que o critério Van der Veen (1953) é o que melhor se adequa de forma geral a todas as estacas. Portanto para fins de padronização este será adotado como critério principal de análise para todos os casos.
- vi. Se a carga máxima do ensaio está acima da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) é dito que a prova de carga alcançou a ruptura;
- vii. Se a carga máxima do ensaio está abaixo da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) é dito que a prova de carga não chegou na ruptura;
- viii. 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).
- ix. 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).
- x. Apesar de se tratar das mesmas estacas utilizadas por Dutra (2022), os resultados dos métodos de extrapolação de Van Der Veen (1953) e Silva (2019) apresentaram variações percentuais significativas dado o fato de que essas análises são feitas manualmente através de ajustes gráficos, dependendo assim da interpretação visual de cada autor. Portanto será utilizado como padrão os resultados obtidos pela autora dessa pesquisa.
- xi. Somente foi possível utilizar o critério de ruptura da NBR 6122 para as estacas EH1 e EH2 de Alledi et. Al. (2006), SA25 de Mantuano (2014) e EHC6 de Neto (2002). Nos casos das estacas EHC2 e EHC4 de Neto (2002), ET-1 e ET-2 de Corrêa et. Al. (2015) e para PC002 reportado por Dutra (2022) não foi possível aplicar os valores referentes a NBR 6122 (ABNT, 2019) devido ao fato dos trabalhos originais não fornecerem os valores do módulo de elasticidade do concreto da estaca.

7.2 CONCLUSÕES GERAIS

Método Antunes e Cabral (1996): forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga das estacas SA25 de Mantuano (2014) e EHC2, EHC4 e EHC6 de Neto (2002) e contra a segurança para as provas de carga das estacas EH1 e EH2 de Alledi et. Al. (2006), ET-1 e ET-2 de Corrêa et. Al. (2015) e PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022).

Método Vorcaro-Velloso (2000): forneceu resultados a favor da segurança para as provas de carga das estacas SA25 de Mantuano (2014), EHC2, EHC4 e EHC6 de Neto (2002) e ET-1 e ET-2 de Corrêa et. Al. (2015) e contra a segurança para as provas de carga das estacas EH1 e EH2 de Alledi et. Al. (2006) e PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022).

Método Milititsky e Alves (1985): forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga.

Método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988): forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga, exceto para a estaca PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022).

Método Teixeira (1996): forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga, exceto para a estaca ET-1 de Corrêa et. Al. (2015).

Método da UFRGS (2006): forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga, exceto para a estaca PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022).

Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002): forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga, exceto para a estaca PC002 da obra em Salvador (2020) reportada por Dutra (2022).

Exceto para EHC2 e EHC4 de Neto (2002) e ET-2 de Corrêa et. Al. (2015), em todos os demais casos a carga de ruptura extrapolada pelo método de Van Der Veen (1953) é maior que pelo método de Silva (2019), como pode ser observado na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Comparação entre extrapolação de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019),

Estaca	Grup (kN)		Diferença (%)
	Van der Veen	Silva	
EH1- Alledi	727	706	3%
EH2- Alledi	1070	1040	3%
SA25-Mantuano	2801	2773	1%
EHC2- Neto	4462	5363	-17%
EHC4- Neto	2374	2544	-7%
EHC6- Neto	2130	2035	5%
ET-1 - Correa	3912	3600	9%
ET-2 - Correa	3705	3734	-1%
PC002 - Salvador(2020)	1440	1300	11%

7.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

Com o intuito de uma análise comparativa, os resultados obtidos de capacidade de carga por Dutra (2022), para os seguintes métodos, também foram utilizados:

- i. Alonso (1996);
- ii. Antunes e Cabral (1996);
- iii. Aoki e Veloso, Contribuição de Monteiro (1997);
- iv. Decourt e Quaresma (1996);
- v. Gotlieb et al (2000);
- vi. Karez e Rocha (2000);
- vii. Vorcaro e Veloso (2000);
- viii. Método FHWA (2007).

Visto que os métodos Antunes e Cabral (1996); Vorcaro-Velloso (2000) e FHWA também foram empregados por Dutra (2022), faz-se necessário uma análise comparativa com o intuito de validar os parâmetros utilizados em cada caso. Na Tabela 7.2 é possível observar o resultados obtidos pela autora da presente pesquisa e por Dutra (2022).

Tabela 7.2 – Comparação entre valores obtidos pela autora com os obtidos por Dutra (2022)

Método		Alledi		Mantuano	Neto			Salvador
		EH1	EH2	SA25	EHC2	EHC4	EHC6	PC002
Autora desta pesquisa	Antunes e Cabral (1996)	1228	1773	2268	1116	1499	983	3210
	Vorcaro-Velloso (2000)	1109	1709	2282	1798	1785	1043	3393
	FHWA - Arcement e Coleman (2002)	604	959	1933	1327	1737	1321	2571
Dutra (2022)	Antunes e Cabral (1996)	1008	1607	2143	1373	1100	601	1640
	Vorcaro-Velloso (2000)	1328	2396	3225	2796	1869	886	2342
	FHWA(2007)	690	796	2295	1063	1207	701	2832

A Figura 7.1 ilustra a comparação dos valores expressos na Tabela 7.2 para o método Antunes e Cabral (1996):

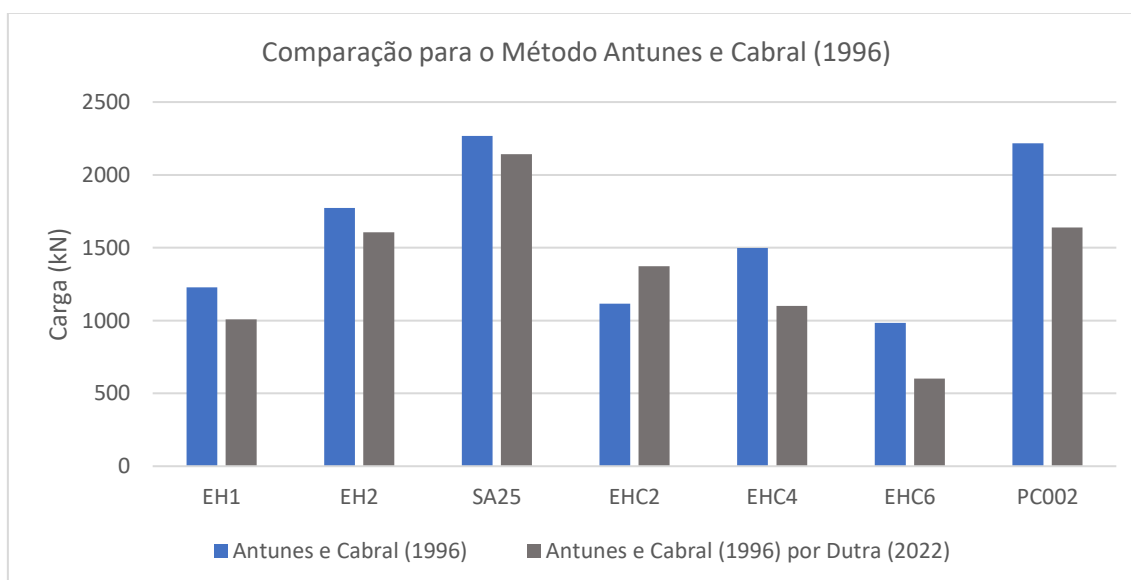


Figura 7.1 - Comparação dos valores para o método Antunes e Cabral (1996):

No caso de Antunes e Cabral (1996) a autora do presente trabalho utilizou os valores máximos dos parâmetros β_1 e β_2 . Já Dutra (2022) utilizou os valores mínimos para os mesmos parâmetros. Naturalmente, quanto maior o parâmetro usado, maior será o resultado para a capacidade de carga da estaca, ou seja, menor a confiabilidade quanto a segurança. Esse efeito é observado através do gráfico apresentado na figura 7.1.

A Figura 7.2 ilustra a comparação dos valores expressos na Tabela 7.2 para o método Vorcaro-Velloso (2000):

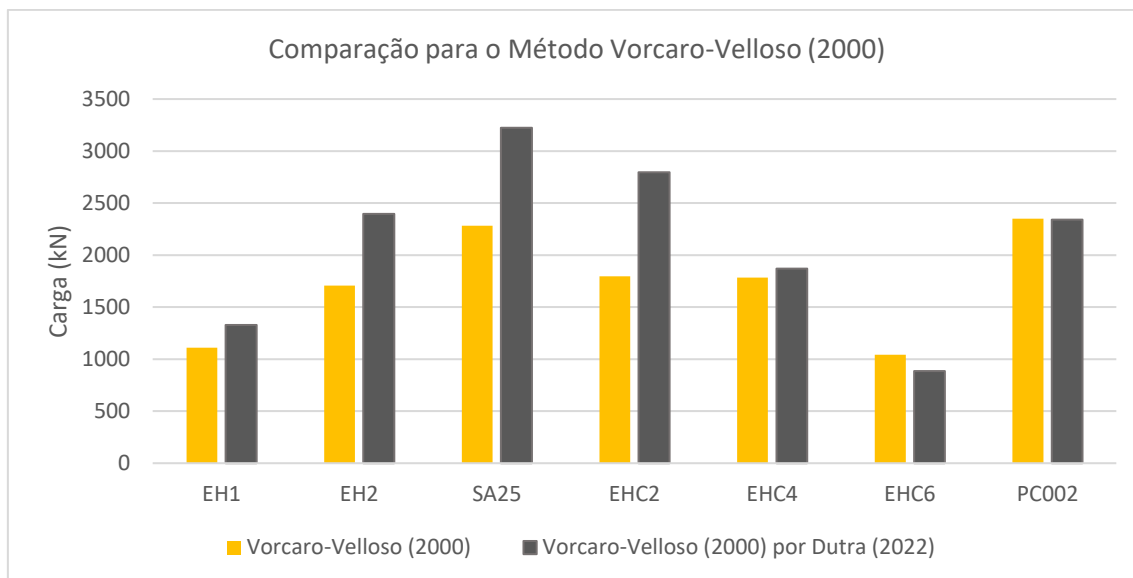


Figura 7.2 - Comparação dos valores para o método Vorcaro-Velloso (2000)

No caso de Vorcaro-Velloso (2000) na expressão (3.6), na presente pesquisa, foi utilizado o valor mínimo do expoente como - 0,29 para a variabilidade da capacidade de carga, por sua vez, em seu trabalho, Dutra (2022) utiliza o expoente como valor nulo. Quando um valor negativo é inserido em uma equação exponencial, o valor desta tende a diminuir. Desta forma, entende-se que a opção de utilizar o expoente mínimo (- 0,29) torna o método mais confiável quanto a segurança. Esse efeito é observado através do gráfico apresentado na figura 7.2.

As estacas EHC6 e PC002 merecem uma atenção especial, pois possuem tendências diferentes do padrão apresentado pelas outras 5 estacas.

Uma quebra de padrão em EHC6 foi observada. Ao analisar a interpretação dos dados dos boletins de sondagem entre a autora da presente pesquisa e Dutra (2022) percebeu-se que valores diferentes de N_{SPT} foram utilizados, gerando essa diferença no comportamento para aquela estaca em específico.

Associado a PC002, o resultado de capacidade de carga praticamente igual entre a autora da presente pesquisa e Dutra (2022), é explicado pelo fato de que nessa estaca Dutra (2022), por alguma razão não explicitada em seu trabalho, também usa expoente - 0,29 na equação 3.6.

A Figura 7.3 ilustra a comparação dos valores expressos na Tabela 7.2 para o método FHWA (1999):

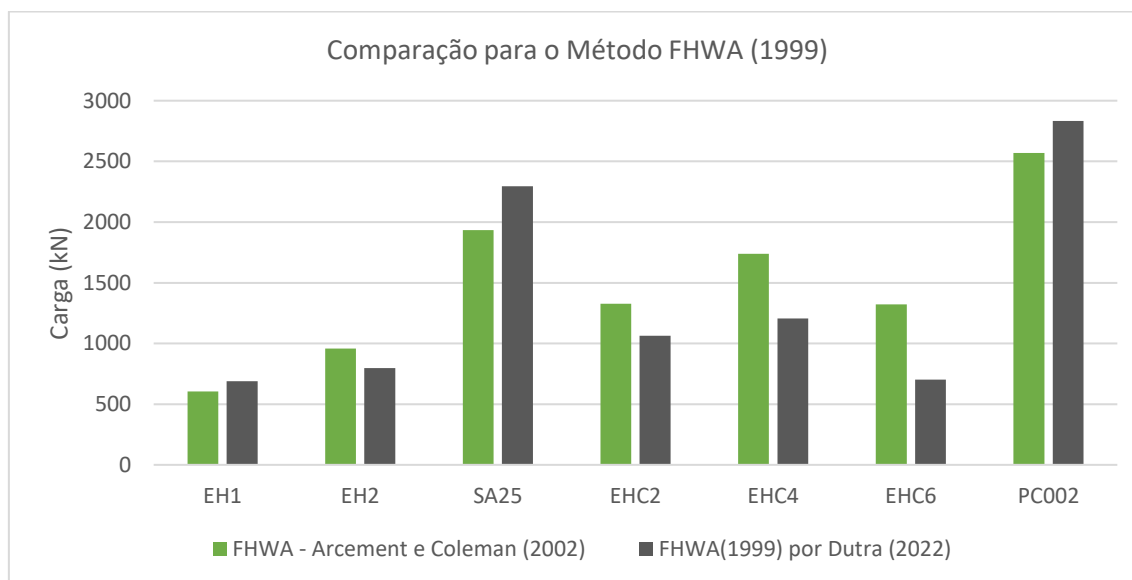


Figura 7.3 - Comparação dos valores para o método FHWA (1999)

As contribuições de Coleman e Arcement (2002) para o método da FHWA (1999) se dão em relação ao valor do fator de resistência ao cisalhamento β , que é alterado em função do tipo de solo de acordo com as equações (3.29) e (3.30). Os valores de β também estão limitados entre 0,2 e 2,5. A resistência ao cisalhamento lateral também é alterada com a mudança no fator de redução α expresso na equação (3.20), que passa a depender da resistência ao cisalhamento média não drenada (S_u), e fica limitada entre 25 e 150 kPa.

É possível perceber através do gráfico a inexistência de um padrão claro de comportamento, ora a alteração desses parâmetros é a favor da segurança, ora não é. Provavelmente este fato deve-se às naturezas geológica e geotécnicas diferentes nos locais de realização das sondagens.

Em relação aos demais métodos, pode-se dizer que:

Apesar de sua formulação simples, o Método Milititsky e Alves (1985) foi o único método que forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga. Provavelmente isto deve-se ao fato de que o método não utiliza coeficientes que dependam do tipo de solo, recorrendo apenas às médias de valores da resistência à penetração dinâmica N_{SPT} tanto para ponta quanto para o fuste.

Os novos parâmetros α para solos mistos e a utilização dos valores empregados para estacas escavadas a céu aberto no Método Teixeira (1996), adotados pela autora da presente pesquisa se mostraram extremamente eficientes, uma vez este método forneceu resultados a favor da segurança para todas as provas de carga, exceto para a estaca ET-1 de Corrêa et. al. (2015), a qual obteve uma diferença muito pequena em relação ao critério de ruptura adotado.

O método da UFRGS (2006) possui a conservação de energia como hipótese. Essa hipótese, apesar de correta, é de difícil aferição, pois como Decourt (1989) mostra, a variabilidade da eficiência do SPT é alta, o que impacta diretamente a confiabilidade do método.

Em relação às extrapolações, pode-se dizer que para todas as provas de carga de Neto (2002), os métodos de Van Der Veen (1953) e de Silva (2019), atingiram valores muito elevados em relação ao Desempenho das provas de carga quanto aos métodos semiempíricos. Isso se deve ao fato de que os gráficos de Carga vs Recalque apresentam uma curvatura muito pequena, como pode ser observado nas imagens das Figuras 5.14, 5.15, 5.16, assim quanto menor a curvatura, mais alto as funções exponenciais tendem, dependendo de um ajuste extremamente cauteloso.

7.4 DISCUSSÕES

Em relação aos critérios de ruptura e os métodos semiempíricos utilizados pela autora da presente pesquisa, pode-se trazer a luz da ciência as seguintes discussões:

O método Antunes e Cabral (1996) alcançou para as estacas EH2, EHC2, EHC4 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1, PC002, ET-1 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para ET-2, o critério de Silva (2019). Este método obteve os mesmos resultados para todas as estacas analisadas por Dutra (2022).

O método Vorcaro-Velloso (2000) alcançou para as estacas EH2, EHC2 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1, EHC4, PC002 e ET-2 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para ET-1, o critério de Silva

(2019). Este método obteve os mesmos resultados para todas as estacas analisadas por Dutra (2022), exceto pela estaca SA25, na qual o melhor resultado foi em relação à carga máxima e pela estaca EHC2, onde o resultado mais próximo foi o de Van Der Veen (1953).

O método Milititsky e Alves (1985) alcançou para as estacas EH1, EHC2, EHC4, EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para a estaca ET-2 o melhor resultado foi em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para as estacas SA25 e EH2, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para PC002 e ET-1, o critério de Silva (2019).

O método Aoki e Velloso com a contribuição de Laprovitera (1988) alcançou para as estacas EHC2, EHC4 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas PC002 e ET-2 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para as estacas SA25 e EH2, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para EH1 e ET-1, o critério de Silva (2019).

O método Teixeira (1996) alcançou para as estacas EHC2, EHC4 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas PC002 e ET-2 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para as estacas SA25 e EH2, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para EH1 e ET-1, o critério de Silva (2019).

O método da UFRGS (2006) alcançou para as estacas EHC2, EHC4 EHC6 e ET-1 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas PC002 e ET-2 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para EH1 e EH2, o critério de Silva (2019).

O método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) alcançou para as estacas EHC2 e ECC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EHC4, PC002 e ET-2 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para as estacas EH1 e SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para EH2 e ET-1, o critério de Silva (2019). Este método obteve resultados diferentes para três estacas analisadas por Dutra (2022), para EH1 o melhor resultado foi o critério de Silva (2019), para EH2 o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para EHC4, o melhor resultado foi o critério da carga máxima.

Já em relação aos critérios de ruptura e os métodos semiempíricos utilizados por Dutra (2022), pode-se dizer que:

O método Alonso (1996) alcançou para as estacas EH2, EHC2 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1 e EHC4 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) e para PC002, o critério de Silva (2019).

O método Aoki e Veloso, Contribuição de Monteiro (1997) alcançou para as estacas EH2, EHC4 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1, EHC2 e PC002, os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019).

O método Decourt e Quaresma (1996) alcançou para as estacas EH2, EHC2 EHC4 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1 e PC002, os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953), para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019).

O método Gotlieb et al (2000) alcançou para as estacas EH2 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1, EHC2, EHC4 e PC002, os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953) e para a estaca SA25, o critério da NBR 6122 (ABNT, 2019).

O método Karez e Rocha (2000) alcançou para as estacas EH2 e EHC6 melhores resultados em relação ao critério da carga máxima, para as estacas EH1, SA25, EHC2 e PC002 os melhores resultados foram em relação ao critério de Van Der Veen (1953) e para EHC4, o critério de Silva (2019).

7.5 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Validar os parâmetros sugeridos pela autora deste trabalho para o Método Teixeira (1996) através de outros ensaios.
- Utilizar os métodos descritos neste trabalho em outros ensaios.

- No caso de Vorcaro-Velloso (2000) utilizar diferentes valores de expoente para a variabilidade da capacidade de carga.
- Comparar o Método da FHWA (1999) a partir das considerações de Arcement e Coleman (2002) alimentada por outros ensaios de campo e laboratório;
- Estudar melhor as extrapolações de Van Der Veen (1953) e a função hiperbólica (Silva, 2019).
- Estudar o efeito da curvatura do gráfico de carga vs recalque nas extrapolações de Van Der Veen (1953) e a função hiperbólica (Silva, 2019).
- Analisar os resultados obtidos através destes métodos semiempíricos utilizando como critério os métodos Massad (1986), Chin (1970), Método da Rigidez de Décourt (1996) e Brinch Hansen (1963).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

ALLEDI, C. T. D. B., *Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Viçosa, MG, 2013.

AMANN, K. A. P. *Metodologia Semiempírica Unificada Para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas*. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. 2 v, São Paulo, 2010.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. *Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínuas*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v. 3, p. 105–110, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. In: Pan American CSMFE, 5. Buenos Aires. 1975.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: *Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT: Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 2001.

BELINCANTA, A. *Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT I*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2 v, 1998.

CINTRA, J.C.A., AOKI, N. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

CORRÊA, C. N. et al. *Prova de Carga Estática Prévia em Estaca Hélice Contínua Monitorada no Interior do Estado de São Paulo*. In Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18, Belo Horizonte, ABMS, 2016.

DÉCOURT, L. (1989). *The Standard Penetration Test – State of Art Report*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro.

DUTRA, C. S. *Estaca Hélice Contínua: Comparação da Capacidade de Carga à Ruptura Geotécnica entre Metodologias Semiempíricas Nacionais e Internacional*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, 2022.

FHWA. *Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles Final*. [s.l: s.n.].

LAPROVITERA, H. *Reavaliação de Método Semiempírico de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas a partir de Banco de Dados (Brasil)*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro – CDPPE, 1988.

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

MANTUANO, R. M. *Comparação entre os Métodos de Dimensionamento e Influência do Processo Executivo no Comportamento de Estacas Hélice*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2013.

MILITITSKY, J., ALVES, I. *Discussions – Section 3.3: Building foundations*. In: International Conference on Geomechanics, In Tropical Lateritic And Saprolitic Soils, 1., 1985, Brasília. Proceedings... São Paulo: ABMS, 1985. v. 4, p. 45-48.

NETO, J. A. A. *Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega – Aspectos Executivos*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PEIXOTO, A S P, Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Campinas, SP: [s.n.], 2001.

SILVA, L. M. P. *Análise da Interação Solo-Estrutura de um Radier*. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, 2022.

TEIXEIRA, A. H. *Projeto e Execução de Fundações*. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 1, p. 33-50.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. *Análise, projeto e execução de fundações rasas*, in: HACHICH, W. et al. (ed.) *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, Cap. 7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, K., PECK, R. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley, New York, 1967.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VEEN, C. V. *Design The Bearing Capacity of Piles*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3. Proc... v. 2 p. 84-90, Amsterdam, 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

Tabela 0.1 – Capacidades de Cargas

Método	Alledi		Mantuano		Neto		Salvador	Correa	
	EH1	EH2	EP1	EHC2	EHC4	EHC6	PC002	ET-1	ET-2
	Φ 40 cm	Φ 40 cm	Φ 50 cm	Φ 40 cm	Φ 40 cm	Φ 40 cm	Φ 50 cm	Φ 70 cm	Φ 70 cm
	8m	12m	22m	10,8m	17,5m	12m	18m	17m	16m
Antunes e Cabral (1996)	1228,4	1773,4	2268,3	1116,4	1498,7	983,4	2215,9	3923,4	3810,3
Vorcaro-Velloso (2000)	1109,5	1708,7	2281,6	1797,7	1785,3	1043,0	2351,0	2529,3	2511,8
Milititsky e Alves (1985)	723,3	836,1	890,1	968,8	973,5	813,8	1260,4	2100,3	1887,0
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	660,2	845,8	1035,4	1341,0	1596,4	1067,0	1573,3	3014,1	2732,7
Teixeira (1996)	533,8	750,2	849,4	915,4	1151,4	1009,0	1142,8	3936,3	2562,4
UFRGS (2006)	634,0	981,2	1514,1	1326,8	692,6	1067,9	2023,3	3724,8	3659,1
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	604,1	958,8	1932,8	1326,8	1737,5	1321,5	2570,8	3475,1	3041,2
Alonso (1996)	1076,0	1521,0	2216,0	1872,0	1691,0	1022,0	1132,0		
Antunes e Cabral (1996)	1008,0	1607,0	2143,0	1373,0	1100,0	601,0	1640,0		
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1007,0	1741,0	1981,0	1931,0	1563,0	1201,0	1747,0		
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	795,0	1294,0	1873,0	1389,0	916,0	604,0	1994,0		
Gotlieb et al. (2000)	1299,0	1476,0	2131,0	1985,0	1925,0	723,0	2485,0		
Kárez-Rocha (2000)	1222,0	1897,0	2824,0	2816,0	2538,0	1896,0	3301,0		
Vorcaro-Velloso (2000)	1328,0	2396,0	3225,0	2796,0	1869,0	886,0	2342,0		
FHWA (1999)	690,0	796,0	2295,0	1063,0	1207,0	701,0	2832,0		

Tabela 0.2 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EH1- Alledi et. al. (2006)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio NBR	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	1228,4	117,4%	68,9%	73,9%	70,6%
Vorcaro-Velloso (2000)	1109,5	96,4%	52,6%	57,1%	54,1%
Milititsky e Alves (1985)	723,3	28,0%	0,5%	2,4%	0,5%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	660,2	16,9%	9,2%	6,5%	8,3%
Teixeira (1996)	533,8	5,5%	26,6%	24,4%	25,9%
UFRGS (2006)	634,0	12,2%	12,8%	10,2%	11,9%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	604,1	6,9%	16,9%	14,5%	16,1%
Alonso (1996)	1076,0	90,4%	48,0%	52,4%	49,4%
Antunes e Cabral (1996)	1008,0	78,4%	38,6%	42,7%	40,0%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1007,0	78,2%	38,5%	42,6%	39,9%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	795,0	40,7%	9,3%	12,6%	10,4%
Gotlieb et al. (2000)	1299,0	129,9%	78,6%	83,9%	80,4%
Kárez-Rocha (2000)	1222,0	116,3%	68,1%	73,0%	69,7%
Vorcaro-Velloso (2000)	1328,0	135,0%	82,6%	88,0%	84,4%
FHWA	690,0	22,1%	5,1%	2,3%	4,2%

Tabela 0.3 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EH2- Alledi et. al. (2006)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio NBR	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	1773,4	109,9%	65,7%	70,5%	61,2%
Vorcaro-Velloso (2000)	1708,7	102,2%	59,7%	64,3%	55,3%
Milititsky e Alves (1985)	836,1	1,1%	21,9%	19,6%	24,0%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	845,8	0,1%	21,0%	18,7%	23,1%
Teixeira (1996)	750,2	11,2%	29,9%	27,9%	31,8%
UFRGS (2006)	981,2	16,1%	8,3%	5,7%	10,8%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	958,8	13,5%	10,4%	7,8%	12,8%
Alonso (1996)	1521,0	80,0%	42,1%	46,3%	38,3%
Antunes e Cabral (1996)	1607,0	90,2%	50,2%	54,5%	46,1%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1741,0	106,0%	62,7%	67,4%	58,3%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	1294,0	53,1%	20,9%	24,4%	17,6%
Gotlieb et al. (2000)	1476,0	74,7%	37,9%	41,9%	34,2%
Kárez-Rocha (2000)	1897,0	124,5%	77,3%	82,4%	72,5%
Vorcaro-Velloso (2000)	2396,0	183,6%	123,9%	130,4%	117,8%
FHWA	796,0	5,8%	25,6%	23,5%	27,6%

Tabela 0.4 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para SA25 de Mantuano (2014)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio NBR	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	2268,3	7,4%	19,0%	18,2%	21,5%
Vorcaro-Velloso (2000)	2281,6	6,9%	18,5%	17,7%	21,1%
Milititsky e Alves (1985)	890,1	63,7%	68,2%	67,9%	69,2%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	1035,4	57,7%	63,0%	62,7%	64,2%
Teixeira (1996)	849,4	65,3%	69,7%	69,4%	70,6%
UFRGS (2006)	1514,1	38,2%	45,9%	45,4%	47,6%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	1932,8	21,1%	31,0%	30,3%	33,1%
Alonso (1996)	2216,0	9,6%	20,9%	20,1%	23,3%
Antunes e Cabral (1996)	2143,0	12,5%	23,5%	22,7%	25,8%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1981,0	19,1%	29,3%	28,6%	31,5%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	1873,0	23,6%	33,1%	32,5%	35,2%
Gotlieb et al. (2000)	2131,0	13,0%	23,9%	23,2%	26,3%
Kárez-Rocha (2000)	2824,0	15,3%	0,8%	1,8%	2,3%
Vorcaro-Velloso (2000)	3225,0	31,6%	15,1%	16,3%	11,6%
FHWA	2295,0	6,3%	18,1%	17,2%	20,6%

Tabela 0.5 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC2 de Neto (2002)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	1116,4	75,0%	79,2%	7,0%
Vorcaro-Velloso (2000)	1797,7	59,7%	66,5%	49,8%
Milititsky e Alves (1985)	968,8	78,3%	81,9%	19,3%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	1341,0	69,9%	75,0%	11,8%
Teixeira (1996)	915,4	79,5%	82,9%	23,7%
UFRGS (2006)	1326,8	70,3%	75,3%	10,6%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	1326,8	70,3%	75,3%	10,6%
Alonso (1996)	1872,0	58,0%	65,1%	56,0%
Antunes e Cabral (1996)	1373,0	69,2%	74,4%	14,4%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1931,0	56,7%	64,0%	60,9%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	1389,0	68,9%	74,1%	15,8%
Gotlieb et al. (2000)	1985,0	55,5%	63,0%	65,4%
Kárez-Rocha (2000)	2816,0	36,9%	47,5%	134,7%
Vorcaro-Velloso (2000)	2796,0	37,3%	47,9%	133,0%
FHWA	1063,0	76,2%	80,2%	11,4%

Tabela 0.6 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC4 de Neto (2002)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	1498,7	36,9%	41,1%	18,9%
Vorcaro-Velloso (2000)	1785,3	24,8%	29,8%	41,7%
Milititsky e Alves (1985)	973,5	59,0%	61,7%	22,7%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	1596,4	32,8%	37,2%	26,7%
Teixeira (1996)	1151,4	51,5%	54,7%	8,6%
UFRGS (2006)	692,6	70,8%	72,8%	45,0%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	1737,5	26,8%	31,7%	37,9%
Alonso (1996)	1691,0	28,8%	33,5%	34,2%
Antunes e Cabral (1996)	1100,0	53,7%	56,8%	12,7%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1563,0	34,2%	38,6%	24,0%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	916,0	61,4%	64,0%	27,3%
Gotlieb et al. (2000)	1925,0	18,9%	24,3%	52,8%
Kárez-Rocha (2000)	2538,0	6,9%	0,2%	101,4%
Vorcaro-Velloso (2000)	1869,0	21,3%	26,5%	48,3%
FHWA	1207,0	49,2%	52,6%	4,2%

Tabela 0.7 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para EHC6 de Neto (2002)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio NBR	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	983,4	57,5%	53,8%	51,7%	49,0%
Vorcaro-Velloso (2000)	1043,0	54,9%	51,0%	48,7%	46,0%
Milititsky e Alves (1985)	813,8	64,8%	61,8%	60,0%	57,8%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	1067,0	53,9%	49,9%	47,6%	44,7%
Teixeira (1996)	1009,0	56,4%	52,6%	50,4%	47,7%
UFRGS (2006)	1067,9	53,8%	49,9%	47,5%	44,7%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	1321,5	42,9%	38,0%	35,1%	31,5%
Alonso (1996)	1022,0	55,8%	52,0%	49,8%	47,0%
Antunes e Cabral (1996)	601,0	74,0%	71,8%	70,5%	68,9%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1201,0	48,1%	43,6%	41,0%	37,8%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	604,0	73,9%	71,6%	70,3%	68,7%
Gotlieb et al. (2000)	723,0	68,7%	66,1%	64,5%	62,5%
Kárez-Rocha (2000)	1896,0	18,0%	11,0%	6,8%	1,8%
Vorcaro-Velloso (2000)	886,0	61,7%	58,4%	56,5%	54,1%
FHWA	701,0	69,7%	67,1%	65,6%	63,7%

Tabela 0.8 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para ET-1 de Corrêa et. al. (2015)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	3923,4	0,3%	9,0%	4,6%
Vorcaro-Velloso (2000)	2529,3	35,3%	29,7%	32,6%
Milititsky e Alves (1985)	2100,3	46,3%	41,7%	44,0%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	3014,1	23,0%	16,3%	19,6%
Teixeira (1996)	3936,3	0,6%	9,3%	5,0%
UFRGS (2006)	3724,8	4,8%	3,5%	0,7%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	3475,1	11,2%	3,5%	7,3%

Tabela 0.9 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura para ET-2 de Corrêa et. al. (2015)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	3810,3	2,8%	2,0%	4,7%
Vorcaro-Velloso (2000)	2511,8	32,2%	32,7%	37,2%
Milititsky e Alves (1985)	1887,0	49,1%	49,5%	52,8%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	2732,7	26,2%	26,8%	31,7%
Teixeira (1996)	2562,4	30,8%	31,4%	35,9%
UFRGS (2006)	3659,1	1,2%	2,0%	8,5%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	3041,2	17,9%	18,6%	24,0%

Tabela 0.10 - Comparação percentual entre métodos semiempíricos e critérios de ruptura PC002 de uma obra em Salvador (2020), reportada por Dutra (2022)

Método	C. de Carga (kN)	Desvio Van der Veen	Desvio Silva	Desvio C. Máxima
Antunes e Cabral (1996)	2215,9	53,9%	70,5%	66,6%
Vorcaro-Velloso (2000)	2351,0	63,3%	80,8%	76,8%
Milititsky e Alves (1985)	1260,4	12,5%	3,0%	5,2%
Aoki e Velloso - Laprovitera (1988)	1573,3	9,3%	21,0%	18,3%
Teixeira (1996)	1142,8	20,6%	12,1%	14,1%
UFRGS (2006)	2023,3	40,5%	55,6%	52,1%
FHWA - Arcement e Coleman (2002)	2570,8	78,5%	97,8%	93,3%
Alonso (1996)	1132,0	21,4%	12,9%	14,9%
Antunes e Cabral (1996)	1640,0	13,9%	26,2%	23,3%
Aoki e Velloso - Monteiro(1997)	1747,0	21,3%	34,4%	31,4%
Décourt-Quaresma (1978) - Décourt(1996)	1994,0	38,5%	53,4%	49,9%
Gotlieb et al. (2000)	2485,0	72,6%	91,2%	86,8%
Kárez-Rocha (2000)	3301,0	129,2%	153,9%	148,2%
Vorcaro-Velloso (2000)	2342,0	62,6%	80,2%	76,1%
FHWA	2832,0	96,7%	117,8%	112,9%