



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



ANDRÉ FELIPE DE OLIVEIRA CARVALHO

**AVALIAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS A PARTIR
DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA**

Macaé

2023

CIP - Catalogação na Publicação

C331

Carvalho, André Felipe de Oliveira

Avaliação de provas de carga estáticas em estacas a partir de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga de ruptura geotécnica / André Felipe de Oliveira carvalho - Macaé, 2023.
66 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, 2023.

1. Estacas. 2. Estaca Hélice Contínua. 3. Provas de carga 4. 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

ANDRÉ FELIPE DE OLIVEIRA CARVALHO

**AVALIAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS A PARTIR
DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE 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

2023

ANDRÉ FELIPE DE OLIVEIRA CARVALHO

**AVALIAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS A PARTIR
DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE 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, 20 de julho de 2023

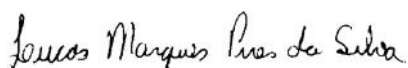
BANCA EXAMINADORA



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

(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

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



Eng. Lucas Marques Pires da Silva,

(Benthic do Brasil – LTDA)

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



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

(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

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

A Deus, que me sustentou em todos os momentos, e à
minha família e amigos, pelo suporte e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo e todos, agradeço a Deus, meu Senhor, por me acompanhar em todos os momentos, pela graça, misericórdia, e por me dar forças para não desistir e sempre seguir em frente.

Aos meus pais, Andréa e Jorge, por sempre acreditarem em mim e me proporcionarem todo o suporte e ajuda necessários, não somente durante a graduação, mas por toda a minha vida. Além disso, por se sacrificarem para mim e meu irmão conseguirmos ir além!

Agradeço ao meu irmão Jorge (ou apenas Neto, devido a sequência de “Jorges” na família), por todo apoio, carinho e ensinamentos. Por ser meu irmão mais velho e em muitas coisas ser minha inspiração.

Agradeço aos meus orientadores, Gustavo e Lucas, pela disponibilidade e disposição de embarcar nesse trabalho comigo, além de toda paciência e ajuda possível.

Enfim, meu muito obrigado a todos que me acompanharam de perto e de longe, me incentivaram e de alguma forma fizeram parte dessa jornada. Sou muito grato a Deus por suas vidas!

“Não se amoldem ao padrão deste mundo, mas transformem-se pela renovação da sua mente para que sejam capazes de experimentar e comprovar a boa, agradável e perfeita vontade de Deus.”

(Romanos 12:2)

RESUMO

Realizou-se uma análise comparativa entre seis métodos convencionais adotados no Brasil para estimativa de capacidade de carga geotécnica de estacas do tipo Escavadas, Hélice Contínua e Franki. Para realizar a comparação também foram utilizados os resultados de cinco provas de carga estáticas em estacas do tipo Escavadas, Hélice Contínua e Franki, com características geométricas (diâmetro e comprimento) distintas, implantadas em diversos tipos de solos. 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 vs recalque” das estacas foram realizadas extrapolações baseadas no tradicional método de Van der Veen (1953) e uma função hiperbólica proposta por Silva (2019). A partir destas metodologias foi realizada uma análise comparativa de previsão vs desempenho, para verificar em cada caso o método semiempírico mais adequado para o dimensionamento geotécnico de estacas submetidas a esforços de compressão. Em linhas gerais, observou-se que os seis métodos apresentaram resultados a favor da segurança em quase todos os casos apresentados e a extrapolação de Van der Veen (1953) obteve valores maiores de carga de ruptura que os obtidos pela extrapolação de Silva (2019).

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

ABSTRACT

Six conventional methods adopted in Brazil to estimate the geotechnical load capacity of Anchor Piles, Continuous Auger Piles and Franki Piles were used to estimate the ultimate load capacity of piles. The results of five static load tests on those kinds of piles, with different diameters and lengths, installed in different soil types were also used. For all static load tests, it was present the result of the Standard Penetration Tests (N_{SPT}). The ultimate load capacity from the five static load tests were obtained by the traditional Van der Veen (1953) and hyperbolic function presented by Silva (2019). Based on these methodologies, a comparative analysis of prediction vs. performance was carried out, in order to verify in each case, the most appropriate semi-empirical method for the geotechnical design of piles subjected to compression forces. In general terms, it was observed that the six methods presented results in favor of safety in almost all cases presented and the extrapolation by Van der Veen (1953) obtained higher values of rupture load than those obtained by the extrapolation by Silva (2019).

Keywords: Anchor Piles, Continuous Auger Piles and Franki Piles. Geotechnical Load Capacity. Static Load Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1965)	16
Figura 2.2: Determinação da resistência de ponta (Monteiro, 1997)	23
Figura 3.1: Sistema em planta para Prova de Carga (Concreta, 2023).....	28
Figura 3.2: Sistema em corte para Prova de Carga (Concreta, 2023)	28
Figura 4.1: Perfil geotécnico da sondagem para ET1 (STS Engenharia, 2023).....	33
Figura 4.2: Continuação do perfil geotécnico da sondagem para ET1 (STS Engenharia, 2023)	34
Figura 4.3: Curva carga vs deslocamento - ET1 (Concreta, 2023)	35
Figura 4.4: Perfil geotécnico da sondagem para EH1 (TransGeo, 2020).....	36
Figura 4.5: Perfil geotécnico da sondagem para EH2 (TransGeo, 2020).....	37
Figura 4.6: Curva carga vs deslocamento - EH1 (Concreta, 2022)	38
Figura 4.7: Curva carga vs deslocamento - EH2 (Concreta, 2022)	39
Figura 4.8: Perfil geotécnico da sondagem para EH3 (SPT Sondagem, 2022).....	40
Figura 4.9: Curva carga vs deslocamento - EH3 (Solo Consulte, 2022).....	41
Figura 4.10: Perfil geotécnico da sondagem para EF1 (STS Engenharia, 2021)	42
Figura 4.11: Curva carga vs deslocamento - EF1 (Concreta, 2023).....	43
Figura 5.1: Curva carga vs deslocamento comparativa para ET1	47
Figura 5.2: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para ET1	48
Figura 5.3: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH1	49
Figura 5.4: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH1	50
Figura 5.5: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH2.....	51
Figura 5.6: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH2	52
Figura 5.7: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH3.....	53
Figura 5.8: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH3	54
Figura 5.9: Curva carga vs deslocamento comparativa para EF1	55
Figura 5.10: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EF1	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Coeficientes β_1 e β_2 (Antunes e Cabral, 1996).....	19
Tabela 2.2: Valores de K (Danziger, 1982) e valores de α (Laprovitera, 1988)	21
Tabela 2.3: Coeficientes F_1 e F_2 (Laprovitera, 1988, Benegas 1993	21
Tabela 2.4: Valores de K e α (Monteiro, 1997)	22
Tabela 2.5: Coeficientes F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)	22
Tabela 2.6: Valores do coeficiente C (Décourt, 1996).....	24
Tabela 2.7: Valores dos fatores de correção α e β (adaptada de Décourt, 1996)	24
Tabela 2.8: Valores de M_1 e M_2 (Militistky e Alves, 1985)	25
Tabela 2.9: Valores dos parâmetros α e β (Teixeira, 1996)	26
Tabela 5.1: Métodos semiempíricos utilizados para cada estaca	44
Tabela 5.2 - Coeficientes β_1 e β_2 utilizados (Adaptado de Antunes e Cabral, 1996).....	45
Tabela 5.3: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em ET1	47
Tabela 5.4: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH1	49
Tabela 5.5: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH2.....	51
Tabela 5.6: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH3.....	53
Tabela 5.7: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EF1	55

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 MOTIVAÇÃO	13
1.3 OBJETIVO DO TRABALHO	13
1.4 METODOLOGIA	14
1.5 ESTRUTURA	14
2. MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	16
2.1 INTRODUÇÃO	16
2.2 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS	18
2.3 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	18
2.3.1 Método Antunes e Cabral (1996)	18
2.3.2 Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Laprovitera (1988) ...	19
2.3.3 Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997)	21
2.3.4 Método Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996) 23	
2.3.5 Método Milititsky e Alves (1985)	25
2.3.6 Método Teixeira (1996)	25
3. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS	27
3.1 GENERALIDADES	27
3.2 FUNÇÃO EXPONENCIAL DE VAN DER VEEN (1953)	29
3.3 FUNÇÃO HIPERBÓLICA DE SILVA (2019)	30
3.4 CONSIDERAÇÃO SOBRE O FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL	31
4. OBRAS ANALISADAS	32
4.1 CLÍNICA FLORENCE (2023)	32
4.2 MORRO IPIRANGA (2022)	35
4.3 OCEAN HOUSE (2022)	39
4.4 BLOOM (2023)	41
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	44
5.1 GENERALIDADES	44
5.2 PROJETO IDEAL VERSUS EXECUÇÃO REAL	45
5.2.1 Na academia:	45
5.2.2 Meio profissional:	46

5.3	OBSERVAÇÃO ACERCA DA CARGA DE ENSAIO DAS PROVAS DE CARGA.....	47
5.4	CLÍNICA FLORENCE (2023).....	47
5.4.1	Estaca ET1.....	47
5.5	MORRO IPIRANGA (2022).....	49
5.5.1	Estaca EH1	49
5.5.2	Estaca EH2	51
5.6	OCEAN HOUSE (2022).....	53
5.6.1	Estaca EH3	53
5.7	BLOOM (2023)	55
5.7.1	Estaca EF1	55
5.8	DISCUSSÕES	57
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	59
6.1	GENERALIDADES	59
6.2	CONCLUSÕES	60
6.3	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	61
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

1. INTRODUÇÃO

À medida que as demandas por obras de engenharia de grande escala continuam a crescer, também se eleva a necessidade de elementos de fundação que suportem cargas cada vez mais elevadas. Entretanto, é necessário que estes elementos possuam a melhor relação qualidade *versus* eficiência. Sendo assim, fundações profundas, principalmente estacas, têm sido utilizadas em larga escala no Brasil para atender tal necessidade. Para que isso ocorra, portanto, se fazem necessários estudos e pesquisas acerca desses elementos e seus métodos de concepção para garantir maior confiabilidade e segurança em sua implementação.

1.1 JUSTIFICATIVA

Grande parte das atuais obras executadas no Brasil utiliza fundações profundas em estacas, e dessa parcela, a maioria se utiliza de métodos já consolidados no país para o dimensionamento, principalmente os baseados no ensaio SPT (Standard Penetration Test) utilizando-se de bancos de dados nacionais para tal.

Sendo assim, 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 do tipo Trado ou Escavadas, Hélice contínua e Franki. Além de contribuir com dados recentes de provas de carga estática executadas nestes tipos de estacas.

1.2 MOTIVAÇÃO

O interesse pelo tema escolhido surgiu durante o curso da disciplina de Fundações II, ministrada pelo professor Gustavo Vaz de Mello Guimarães, aliado à colaboração no desenvolvimento de projetos de fundações profundas em estacas por meio de estágio em empresa privada.

1.3 OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo desse trabalho, consiste em avaliar os resultados de provas de carga estáticas em algumas estacas de diferentes tipos, comparando os resultados com os obtidos através de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga.

1.4 METODOLOGIA

Neste trabalho foram apresentados, implementados e comparados seis métodos semiempíricos nacionais de estimativa de capacidade de carga para estacas do tipo Escavadas, Hélice Contínua e Franki.

- i. Método Antunes e Cabral (1996)
- ii. Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Laprovitera (1988)
- iii. Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997)
- iv. Método Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996)
- v. Método Milititsky e Alves (1985)
- vi. Método Teixeira (1996)

São apresentadas cinco provas de carga estáticas realizadas em quatro obras na cidade de Salvador. A partir dos métodos semiempíricos descritos acima, geometrias das estacas e sondagens de simples reconhecimento com medida de N_{SPT} são estimadas as capacidades de carga para cada uma das fundações.

Para efetuar as comparações dos valores das cargas de ruptura entre as provas de carga e os métodos semiempíricos foram utilizadas as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

1.5 ESTRUTURA

O presente trabalho de conclusão de curso está dividido em cinco capítulos, distribuídos da seguinte maneira: Introdução, Métodos Estáticos de Previsão de Capacidade de Carga, Previsão da Carga de Ruptura Geotécnica Através de Provas de Carga em Estacas, Obras Analisadas, Apresentação e Análise dos Resultados e Considerações Finais

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

No capítulo 2 há uma revisão bibliográfica de seis métodos semiempíricos utilizados para estimativa de capacidade de carga geotécnica em estacas.

No capítulo 3 é realizada uma breve revisão sobre o ensaio de prova de carga e a previsão da carga de ruptura através destes ensaios, apresentando métodos para extrapolação da curva carga *vs* deslocamento.

O capítulo 4 apresenta as obras analisadas, contendo informações como as características das estacas, localização, aspectos geológicos e geotécnicos, além da apresentação e interpretação da extrapolação das provas de carga realizadas para cada uma das cinco estacas analisadas.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados dos seis métodos semiempíricos quando aplicados às cinco provas de carga estudadas, respeitando a usabilidade em relação aos tipos de estacas. A partir dos gráficos das provas de carga foi aplicada a extrapolação para se obter as cargas de rupturas.

Por fim, o capítulo 6 traz as considerações finais acerca do que foi apresentado, contendo as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

Em sequência se encontram listadas as referências bibliográficas utilizadas para a realização deste trabalho.

2. MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

2.1 INTRODUÇÃO

Segundo Azeredo (1977) fundações são os elementos estruturais que possuem a finalidade de transmitir ao terreno as cargas provenientes de uma estrutura. No entanto, como o terreno é constituído de um material natural heterogêneo que apresenta comportamento variável, a interação solo vs estrutura rege a forma como as fundações se comportam.

Segundo a ABNT, por meio da NBR 6122:2019, as fundações distinguem-se em rasas e profundas. As fundações rasas são as que transmitem os carregamentos diretamente para o solo por meio da base da fundação, sendo que sua profundidade é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Já as fundações profundas distribuem as tensões nos solos por sua base e/ou superfície lateral, com a base estando a uma profundidade duas vezes superior a menor dimensão da fundação ou no mínimo 3 metros.

A capacidade de carga de uma fundação é dada pela tensão transmitida capaz de provocar a ruptura do solo originando deslocamentos. Se tratando de fundações profundas, a ruptura geotécnica do solo é geralmente analisada a partir da utilização e interpretação de um ou mais procedimentos, destacando-se os métodos estatísticos e provas de carga.

Na Figura 2.1 são apresentados alguns mecanismos de ruptura, para fundações profundas, descritos por diferentes autores.

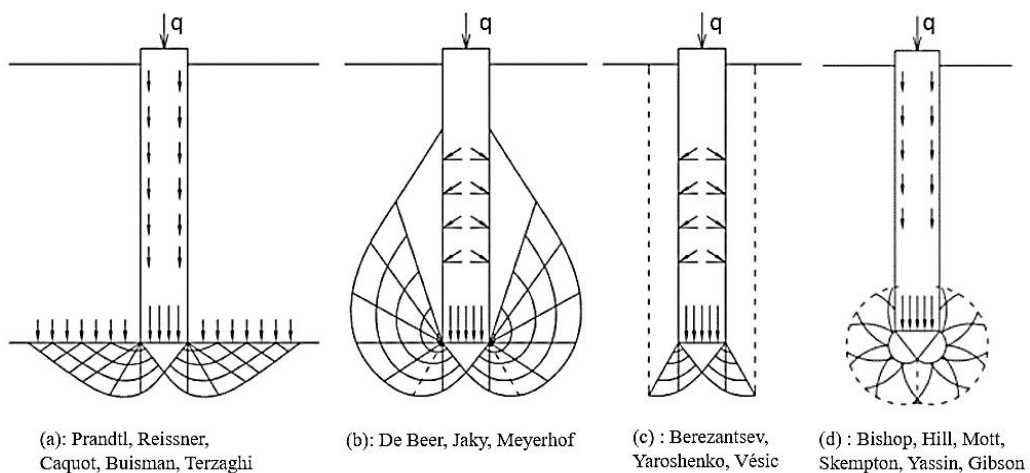


Figura 2.1: Mecanismos de ruptura em estacas (Vesic, 1965)

A transmissão adequada dos carregamentos ao terreno por parte da fundação traduz-se por dois requisitos:

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

Sendo assim, se faz imprescindível realizar a verificação da segurança em relação à ruptura, ou seja, a capacidade de carga da fundação. Nos métodos empíricos, a carga de ruptura 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 (2.1).

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.1)$$

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 em função das resistências unitárias, conforme a equação (2.2), pois geralmente o peso próprio da estaca é desprezível em relação à magnitude das cargas envolvidas.

$$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \int_0^L \tau_{l,ult} dz = A_b \cdot q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l \quad (2.2)$$

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.

2.2 MÉTODOS RACIONAIS OU TEÓRICOS

Os métodos teóricos são aqueles que se originam do intelecto humano quando este se propõe a investigar um fenômeno observado e avaliar quais variáveis são consideradas na sua explicação (Nielsen Neto, 1991 *apud* Amann, 2010).

Se tratando da estimativa da capacidade de carga de fundações, esses métodos se baseiam na teoria desenvolvida na mecânica dos solos. Basicamente relacionam o atrito estático entre fuste da estaca e solo com a resistência de ponta, definindo a ruptura quando estas duas tensões atuantes são máximas.

Entre diversas contribuições feitas em todo o mundo, podem ser citados os trabalhos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), e Vesic (1963).

2.3 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

De acordo com Cintra (2010), as formulações teóricas nem sempre fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga. Sendo assim, a engenharia de fundações utiliza na maioria das vezes os métodos semiempíricos que se baseiam em correlações entre formulações teóricas e dados obtidos em ensaios de campo.

No Brasil, utiliza-se predominantemente métodos baseados no ensaio SPT, que é o tipo de investigação mais utilizado no país. Desse modo, se faz necessária a implementação de métodos que utilizem informações obtidas neste mesmo tipo de ensaio. A seguir são apresentados alguns desses métodos:

2.3.1 Método Antunes e Cabral (1996)

Este método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua foi proposto a partir de resultados de ensaios SPT e provas de carga estáticas, além da comparação entre os métodos semiempíricos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Os autores propuseram correlações para a resistência por atrito lateral e de ponta conforme as equações (2.3) e (2.4), respectivamente.

Resistência por atrito lateral:

$$Q_{l,ult} = \pi \cdot D \sum (N_{SPT} \cdot \beta_1) \cdot \Delta l \quad (2.3)$$

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/cm^2 , que depende do tipo de solo.

Resistência de ponta:

$$Q_{p,ult} = \beta_2 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (2.4)$$

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/cm^2 , que depende do tipo de solo.

A Tabela 2.1 apresenta os coeficientes β_1 e β_2 que dependem do tipo de solo.

Tabela 2.1: 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

2.3.2 Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Laprovitera (1988)

Este método foi originalmente desenvolvido a partir de correlações entre resultados de provas de carga e de ensaios CPT (Cone Penetration Test), sendo proposto em 1975. No entanto, pode ser utilizado tanto com dados do ensaio SPT como do ensaio CPT.

Para se obter a capacidade de carga da estaca relaciona-se as resistências de ponta e por atrito lateral da estaca com resultados do CPT como é apresentado na equação (2.5).

$$Q_R = \frac{A_b \cdot q_{cone}}{F_1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (2.5)$$

Este método estabelece correlações entre o CPT e o N_{SPT} através de um coeficiente de proporcionalidade K , como é descrito nas equações (2.6) e (2.7).

$$q_{cone} = K \cdot N_{SPT} \quad (2.6)$$

$$\tau_{cone} = \alpha \cdot q_{cone} = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (2.7)$$

Portanto, a carga de ruptura, Q_r , é estimada pela fórmula (2.8).

$$Q_r = A_p \cdot \frac{K \cdot N_p}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \cdot \Delta L \quad (2.8)$$

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 de solo considerada (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

Os valores F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca e do processo executivo, já os valores de K e α dependem do tipo de solo.

No cálculo da resistência de ponta, é utilizada a média dos valores de N no nível da ponta da estaca, a 1 m acima e a 1 m abaixo, com $N \leq 50$.

Laprovitera (1988), usando o método Aoki-Velloso, fez certas avaliações em um banco de dados de provas de carga em estacas fornecido pela COPPE-UFRJ. Nessas análises, os valores de K e α utilizados foram os propostos por Danziger (1982).

Foram apresentados por Laprovitera (1988) novos valores para α , segundo a credibilidade da sondagem, entretanto manteve-se os valores para K estipulados por Danziger (1982), sendo apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: 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 2.3, são apresentados os valores de F_1 e F_2 , para a formulação proposta.

Tabela 2.3: 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
Pré-moldada de concreto	2	3,5
Escavada	4,5	4,5

2.3.3 Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997)

A contribuição de Monteiro (1997) expandiu a base de dados do método, estabelecendo correlações diferentes para K e α tendo como base sua experiência adquirida por meio da análise de inúmeras provas de carga na firma Estacas Franki Ltda.

Para este método vale a mesma correlação entre os dados de ensaios CPT e ensaios SPT, além de seguir a mesma formulação original.

Os valores propostos por Monteiro (1997) para K e α são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Valores de K e α (Monteiro, 1997)

Classificação do Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia siltosa	0,68	2,3
Areia silto-argilosa	0,63	2,4
Areia argilo-siltosa	0,57	2,9
Areia argilosa	0,54	2,8
Silte arenoso	0,50	3,0
Silte areno-argiloso	0,45	3,2
Silte	0,48	3,2
Silte argilo-arenoso	0,40	3,3
Silte argiloso	0,32	3,6
Argila arenosa	0,44	4
Argila areno-siltosa	0,30	4,5
Argila silto-arenosa	0,33	5,0
Argila siltosa	0,26	5,5
Argila	0,25	6,0

Já para os valores de F_1 e F_2 , a Tabela 2.5 apresenta os valores encontrados durante a sua análise ao banco de dados da Empresa Estacas Franki Ltda.

Tabela 2.5: Coeficientes F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3,0	3,8

Monteiro (1997) também limita o valor do N_{SPT} , porém neste caso $N \leq 40$. Para o cálculo da resistência de ponta unitária $q_{p,ult}$ são consideradas as médias dos resultados de N_{SPT} de distâncias iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, acima e abaixo da profundidade da base, respectivamente, conforme a (Figura 2.2).

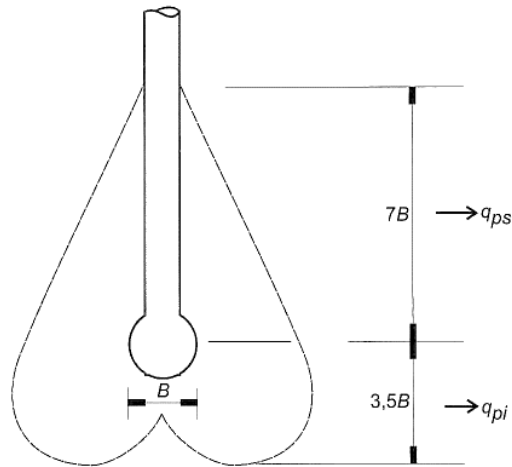


Figura 2.2: Determinação da resistência de ponta (Monteiro, 1997)

Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os valores para baixo fornecem q_{pi} . O valor a ser adotado é expresso pela equação (2.9):

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (2.9)$$

2.3.4 Método Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996)

O método Décourt-Quaresma (1978) apresenta boas estimativas para a capacidade de carga de estacas cravadas. Segundo os próprios autores, este trabalho contempla um processo expedito para a estimativa da carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Anos após a apresentação do método, Décourt (1996) sugeriu a introdução de dois coeficientes α e β , para corrigir reação de ponta e atrito lateral, tornando possível expandir a utilização desse método para outros tipos de fundações profundas.

O método foi idealizado inicialmente para estacas do tipo pré-moldada de concreto, sendo validado por meio da execução de provas de carga estáticas em estacas pré-moldadas. No entanto, pode-se admitir em primeira aproximação, que a metodologia seja válida também para estacas do tipo Franki.

Com isso a expressão geral para determinação da carga de ruptura de uma estaca é dada pela equação (2.10).

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_p \cdot q_{p,ult} + \beta \cdot A_s \cdot \tau_{l,ult} \quad (2.10)$$

Onde:

A_p = área da ponta

A_s = área do fuste

A resistência de ponta e o atrito lateral podem ser estimados a partir das equações (2.11) e (2.12).

$$q_{p,ult} = C \cdot N \quad (2.11)$$

$$\tau_{l,ult} = \sum \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \quad (2.12)$$

Sendo N a média do N_{SPT} da ponta, um imediatamente superior e um imediatamente inferior a ela, e C um coeficiente que depende do tipo de solo na base da estaca. O \bar{N} é a média do N_{SPT} no fuste. A equação final para o cálculo da capacidade de carga última pode ser reescrita conforme a equação (2.13).

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_b \cdot C \cdot N + \beta \cdot U \cdot \sum \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (2.13)$$

O coeficiente C é dado pela Tabela 2.6 e os fatores de correção α e β , que dependem do tipo de solo e de estaca, são dados pela Tabela 2.7.

Tabela 2.6: Valores do coeficiente C (Décourt, 1996)

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte Arenoso	25
Silte Argiloso	20
Argila	12

Tabela 2.7: Valores dos fatores de correção α e β (adaptada de Décourt, 1996)

Tipo de Solo		Estacas Escavadas (em geral)	Estacas Escavadas (c/ bentonita)	Estaca Hélice Contínua	Estacas Raíz	Injetadas sob alta pressão
Areia	α	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
	β	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Intermediários	α	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
	β	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Argila	α	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
	β	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

2.3.5 Método Milititsky e Alves (1985)

Este método foi proposto a partir de estudos estatísticos de provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. Os valores de q_L e q_P são dados através das equações (2.14) e (2.15).

$$Q_R = q_P + q_L \quad (2.14)$$

$$Q_R = M_2 \cdot N_P \cdot A_P + M_1 \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (2.15)$$

Onde:

M_1 e 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 N_{SPT} 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 2.8 apresenta os coeficientes M_1 e M_2 que são dependentes do tipo de estaca.

Tabela 2.8: Valores de M_1 e M_2 (Milititsky e Alves, 1985)

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

2.3.6 Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) apresentou uma metodologia baseada no N_{SPT} , propondo que a capacidade de carga à compressão de uma estaca possa ser descrita conforme a equação (2.16).

$$Q_R = \alpha \cdot \underline{N}_P \cdot A_P + U \cdot \beta \cdot \underline{N}_L \cdot L \quad (2.16)$$

Onde:

\underline{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

\underline{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.

Na Tabela 2.9 constam os valores dos parâmetros α e β de acordo com o tipo de solo e estaca a ser utilizada.

Tabela 2.9: 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. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS

3.1 GENERALIDADES

A ABNT NBR 16903:2020 esclarece que a prova de carga consiste na aplicação de esforços à fundação profunda ao mesmo tempo em que são registrados os deslocamentos correspondentes. A carga aplicada pode ser de compressão ou tração de forma axial, transversal ou ainda inclinada, sendo que o ensaio convencionalmente é realizado com carregamento axial de compressão resultando assim na curva “carga vs recalque” ou “carga vs deslocamento”. Esta curva possibilita a verificação dos deslocamentos e avaliação da compatibilidade com as deformações associadas ao estado limite de serviço de uma determinada estrutura.

Este tipo de ensaio é de grande importância na determinação do comportamento de fundações profundas, sendo o teste que mais se aproxima das circunstâncias em que as estacas são submetidas após a construção.

O conjunto para realização da prova de carga deve ser projetado e montado de modo a se garantir que a carga aplicada atue na direção desejada e que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso. Este conjunto é composto por medidores de força, conjunto hidráulico, célula de carga, medidor de deslocamento e sistema de aplicação de carga.

A Figura 3.1 apresenta em planta um sistema para a realização de provas de carga a compressão em estacas utilizando-se estacas de reação. É possível observar o sistema de reação formado por vigas metálicas, além do dispositivo de referência para os deslocamentos.

A Figura 3.2 apresenta o mesmo sistema, porém em corte. É possível observar novamente o sistema de reação formado por vigas metálicas, o extensômetro, o macaco hidráulico, além dos tirantes que fazem parte do sistema de reação.

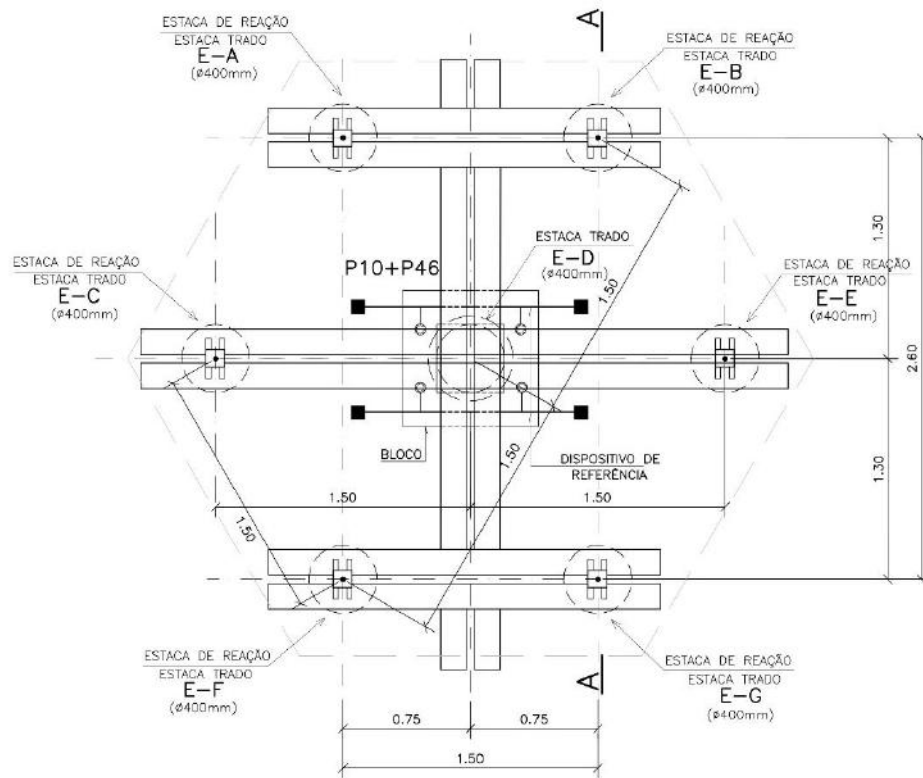


Figura 3.1: Sistema em planta para Prova de Carga (Concreta, 2023)

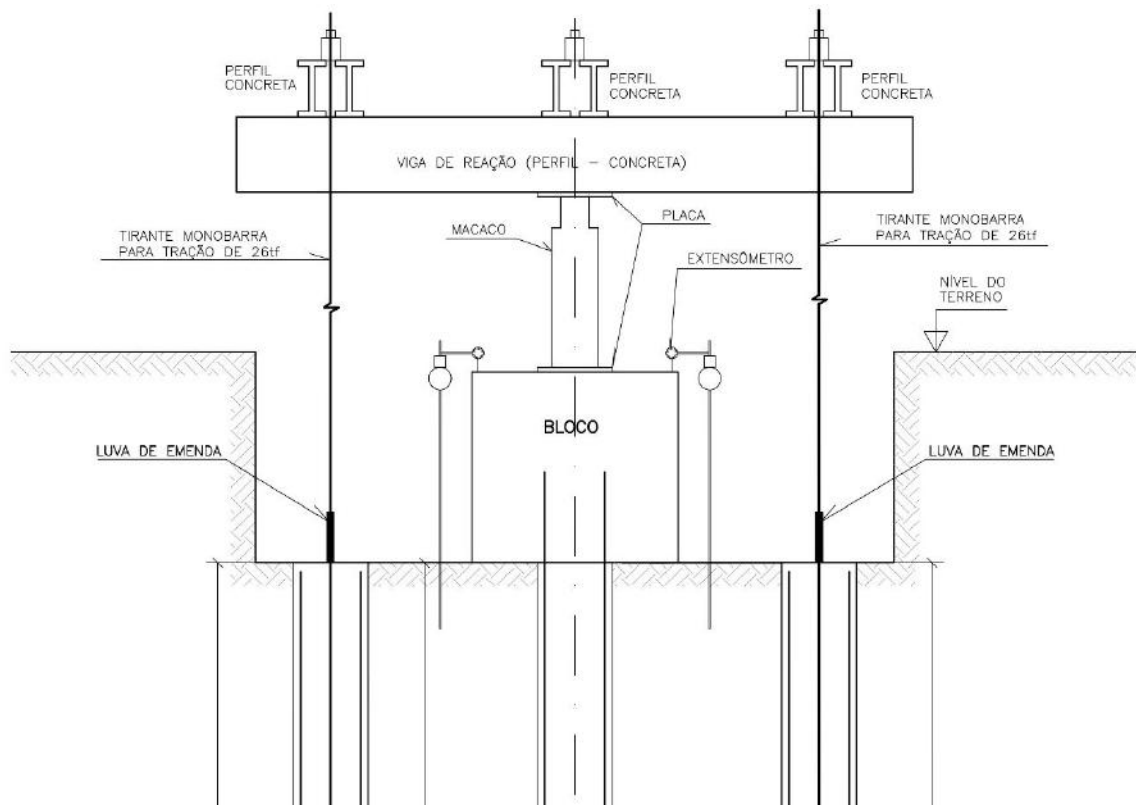


Figura 3.2: Sistema em corte para Prova de Carga (Concreta, 2023)

Segundo a ABNT NBR 6122:2019 o comportamento de uma estaca quando submetido à prova de carga pode não apresentar ruptura nítida. Este fato ocorre quando a carga de ruptura geotécnica é superior à carga máxima aplicada durante a prova de carga ou, ainda, quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida.

Na maioria dos casos a curva carga *vs* recalque não apresenta ruptura nítida, ou seja, um comportamento de simples interpretação e rápida definição das cargas de ruptura. Nesses casos pode-se realizar uma extrapolação da curva.

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

- i. Recalque limite,
- ii. Deformabilidade limite,
- iii. Interseção das fases pseudo-elásticas e pseudo-plásticas,
- iv. Forma matemática.

O método da NBR 6122:2019 se enquadra no primeiro grupo, onde a carga de ruptura é fixada de acordo com o valor de máximo recalque. Métodos baseados em expressões matemáticas adequam a curva recalque a uma curva conhecida, podendo ser uma hipérbole, uma parábola ou uma curva exponencial.

É de suma importância a escolha do critério para definir a carga de ruptura na análise dos resultados, sendo recomendado a adoção de mais de um método. Neste trabalho são utilizados os métodos apresentados a seguir.

3.2 FUNÇÃO EXPONENCIAL DE VAN DER VEEN (1953)

Van der Veen (1953), a partir de uma série de provas de carga, propôs um método para extrapolar a curva carga *vs* recalque. A extrapolação de Van der Veen (1953) consiste em extrapolar a curva carga *vs* recalque por meio de uma função exponencial onde a curva gerada atinge um ponto onde cai verticalmente, correspondendo a um recalque teoricamente infinito. A expressão da curva está definida na equação 3.1:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (3.1)$$

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 até se obter uma reta no gráfico $-\ln(1 - \frac{Q}{Q_{ult}})$ versus ρ .

3.3 FUNÇÃO HIPERBÓLICA DE SILVA (2019)

A fim de comparação dos resultados este modelo será utilizado como mais um método de extrapolação. Se baseia em tangente hiperbólica, foi elaborado por Silva (2019) e descreve bons resultados de extrapolação de prova de carga estática devido à natureza dos resultados de uma prova de carga vertical. A equação 3.2 é a proposta:

$$w = \alpha \cdot \operatorname{atanh} \beta \sigma_z \quad (3.2)$$

onde:

w = o recalque;

σ_z = tensão vertical;

α e β = parâmetros a serem determinados.

No modelo proposto, primeiramente a equação 3.2 é reescrita em função de σ_z obtendo-se a equação 3.3. Supõem-se que α vale 1 e o gráfico de σ_z versus $(\operatorname{atanh} w/\alpha)$ é plotado forçando a função passar pela origem.

$$\sigma_z = \frac{1}{\beta} \operatorname{tanh} \frac{w}{\alpha} \quad (3.3)$$

Após esse procedimento plota-se a equação 3.3 em 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 encontrada da assíntota no eixo σ_z , então esta é estimada a partir da equação 3.4:

$$q_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad (3.4)$$

3.4 CONSIDERAÇÃO SOBRE O FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL

Em casos em que haja a realização de prova de carga na fase de elaboração ou adequação do projeto a NBR 6122:2019 permite que o fator de segurança global a ser utilizado para determinação da carga admissível seja de 1,6 (Item 6.2.1.2.2). Para isso, é necessário que:

- a(s) prova(s) de carga seja(m) estática(s);
- a(s) prova(s) de carga seja(m) especificada(s) na fase de projeto e executadas no início da obra, de modo que o projeto possa ser adequado para as demais estacas;
- a(s) prova(s) de carga seja(m) levada(s) até uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto.

Lembrando que a NBR 6122:2019 sugere para projetos de fundações profundas sem a realização de provas de carga um fator de segurança mínimo global de 2,0.

4. OBRAS ANALISADAS

Neste trabalho foram analisadas quatro obras possuindo execução de prova de carga estática (PCE), sendo em duas das obras provas de carga em estacas hélice contínua, uma em estaca trado e uma em estaca Franki.

Cada um dos casos é descrito abaixo junto com os resultados obtidos. Ao todo são cinco estacas ensaiadas por meio de prova de carga estática.

4.1 CLÍNICA FLORENCE (2023)

Esta obra se trata de uma reforma e ampliação de uma clínica localizada em Nazaré, Salvador - BA. Nesta obra foi executada uma prova de carga na estaca trado D do pilar P10+P46 da obra, sendo o sistema para execução da PCE composto por uma estaca a ser ensaiada e seis estacas de reação. Denominou-se ET1 a estaca ensaiada cujas dimensões são 0,40 m de diâmetro e 11,70 m de comprimento. O perfil geotécnico pode ser observado através da Figura 4.1 e Figura 4.2.

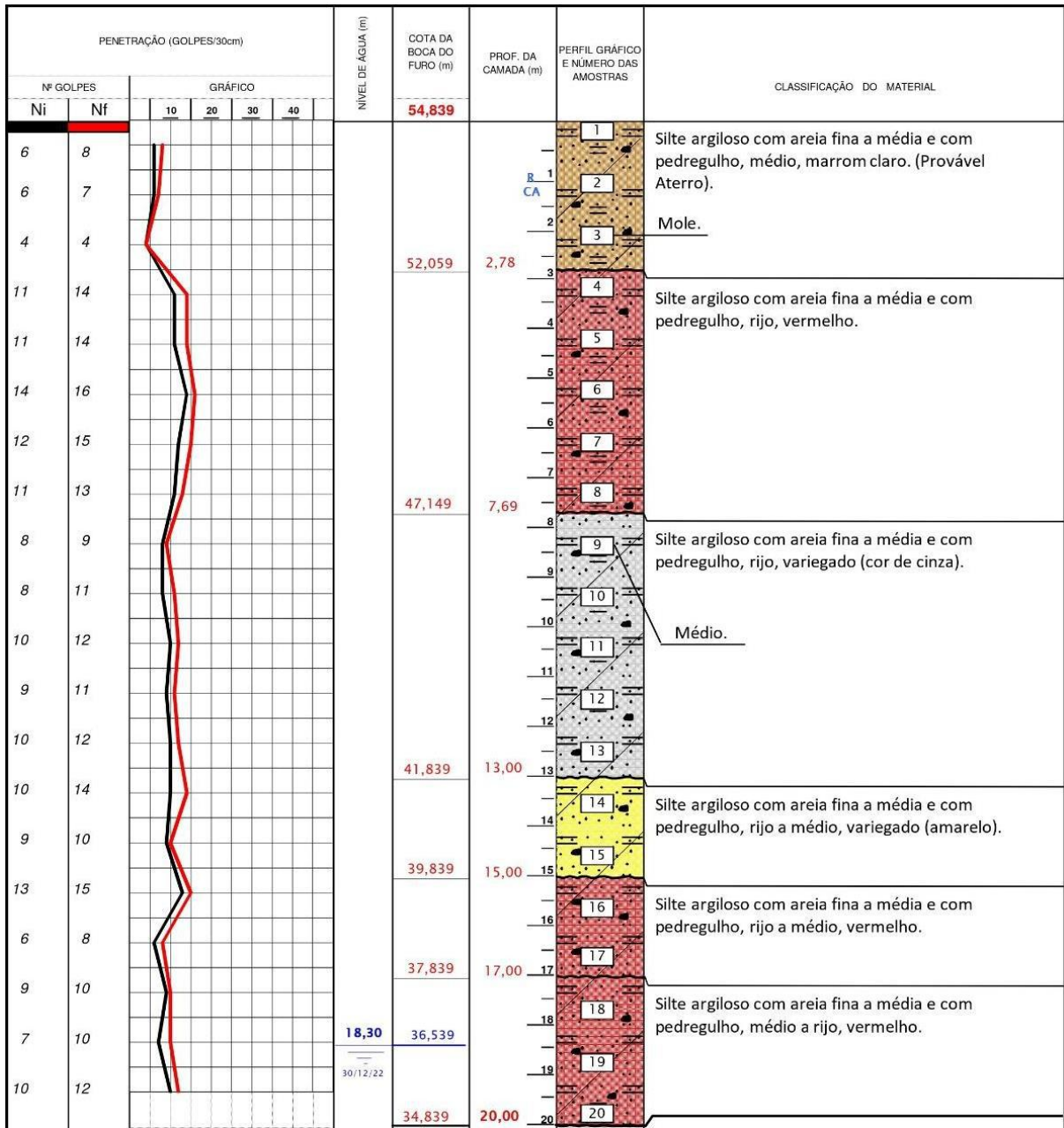


Figura 4.1: Perfil geotécnico da sondagem para ET1 (STS Engenharia, 2023)

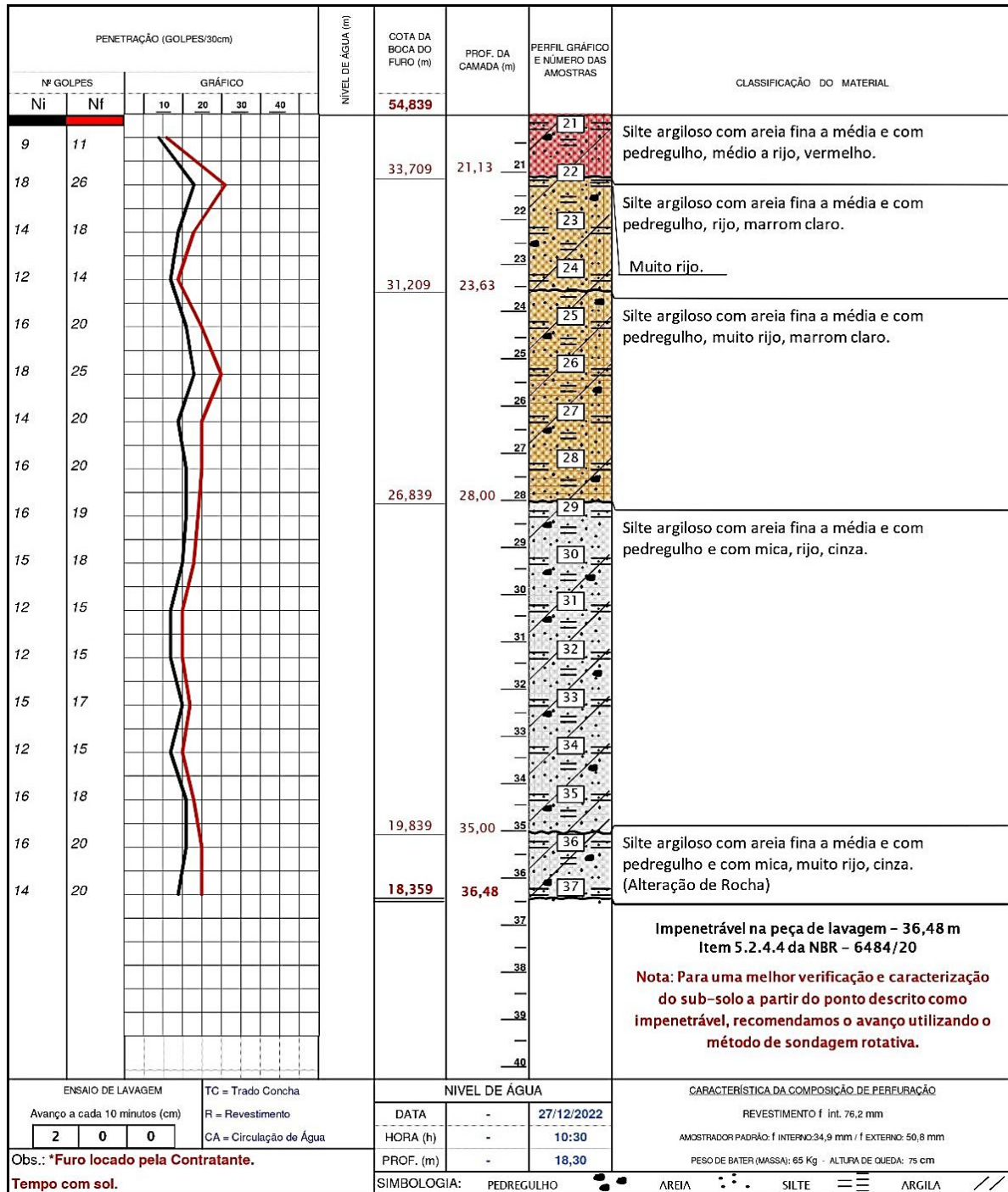


Figura 4.2: Continuação do perfil geotécnico da sondagem para ET1 (STS Engenharia, 2023)

Foi realizada uma prova de carga estática vertical à compressão com carregamento lento chegando a uma carga máxima de 64 tf e obtendo-se um deslocamento máximo de 1,74 mm. A carga de trabalho da estaca foi apresentada como 40 tf, logo o fator de segurança utilizado foi de 1,6. Os resultados da PCE na estaca ET1 são exibidos na Figura 4.3.

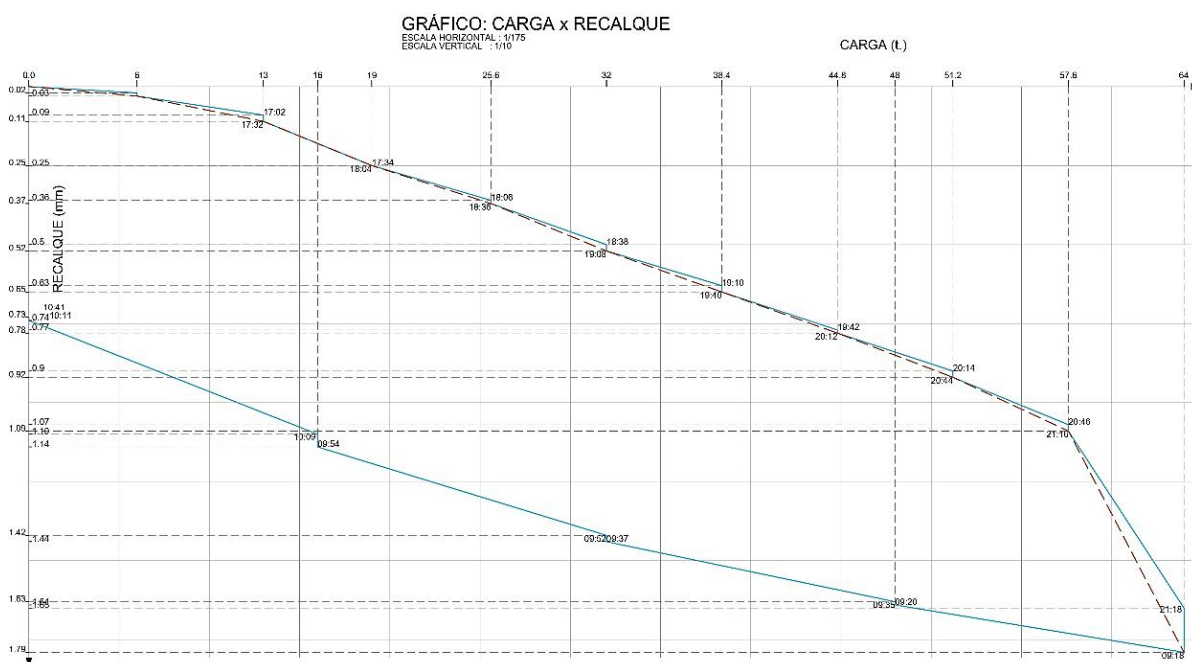


Figura 4.3: Curva carga vs deslocamento - ET1 (Concreta, 2023)

4.2 MORRO IPIRANGA (2022)

Este empreendimento se trata de um edifício residencial localizado no bairro Barra em Salvador - BA. Nesta obra foram executadas duas provas de carga em estacas hélice contínua monitorada, tendo sido ensaiadas a estaca E do pilar P4, denominada neste trabalho de EH1, e a estaca W do pilar P6, denominada neste trabalho de EH2. Ambas as estacas ensaiadas possuem dimensões de 0,60 m de diâmetro e 12,00 m de comprimento.

O sistema para execução da PCE na estaca EH1 é composto por uma estaca a ser ensaiada e oito estacas de reação. Já o sistema para a estaca EH2 é composto de uma estaca a ser ensaiada e seis estacas de reação.

A Figura 4.4 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EH1 foi executada.

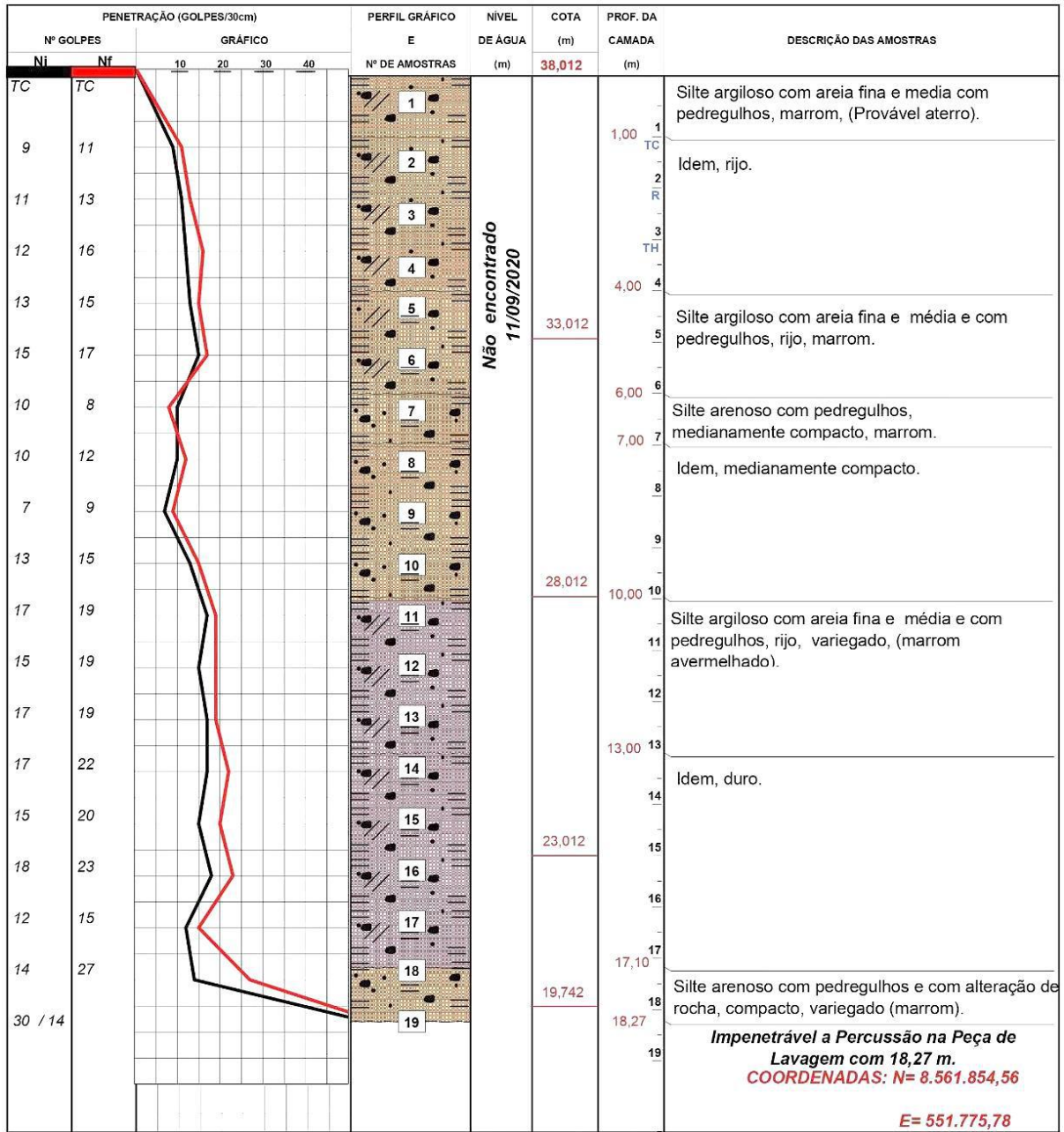


Figura 4.4: Perfil geotécnico da sondagem para EH1 (TransGeo, 2020)

A Figura 4.5 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EH2 foi executada.

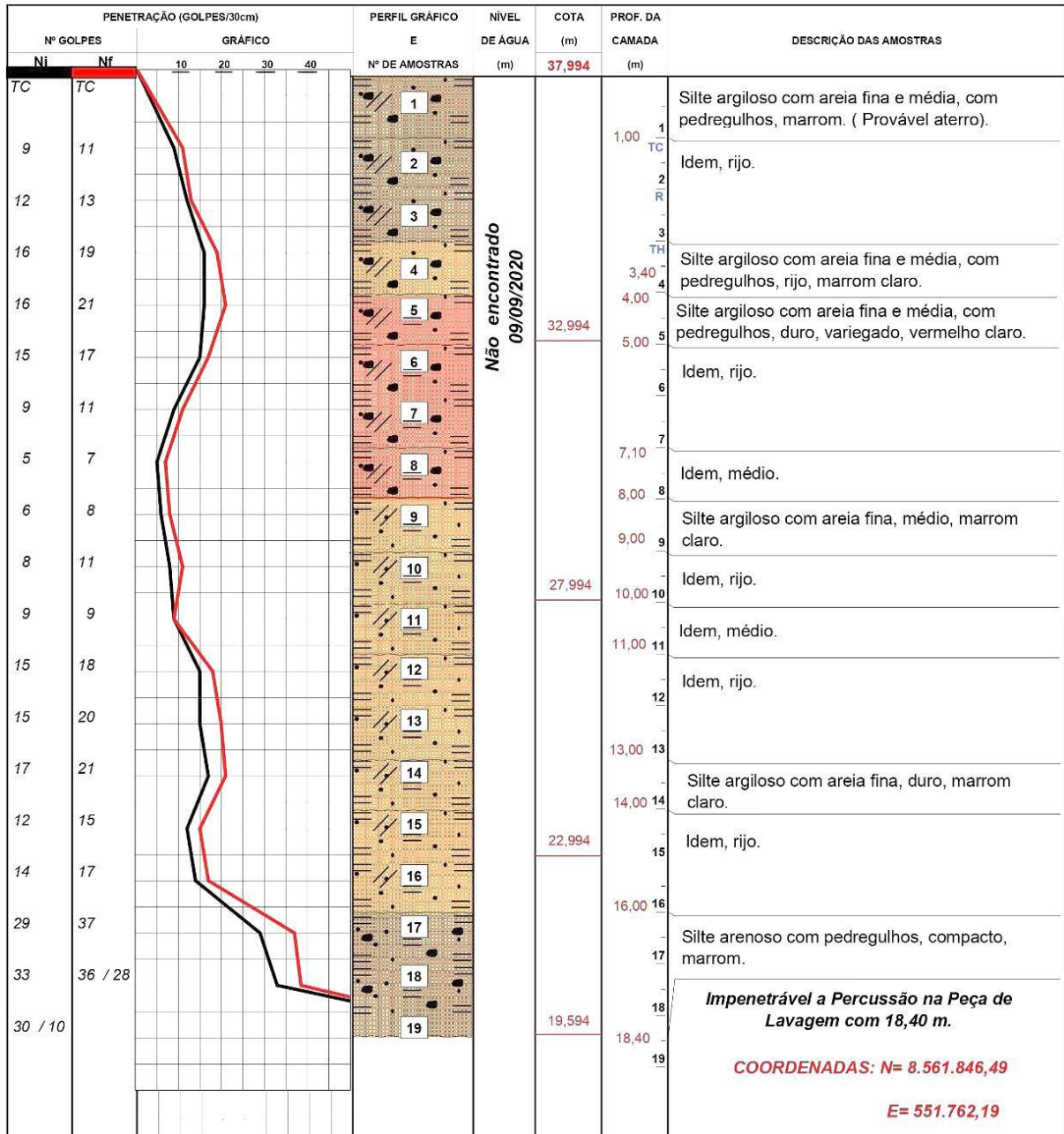


Figura 4.5: Perfil geotécnico da sondagem para EH2 (TransGeo, 2020)

A prova de carga para a estaca EH1 chegou a uma carga máxima de 236 tf e obteve um deslocamento máximo de 3,11 mm. A carga de trabalho da estaca foi apresentada como 118 tf, logo o fator de segurança utilizado foi de 2,0. A Figura 4.6 mostra o resultado da prova de carga para a estaca EH1.

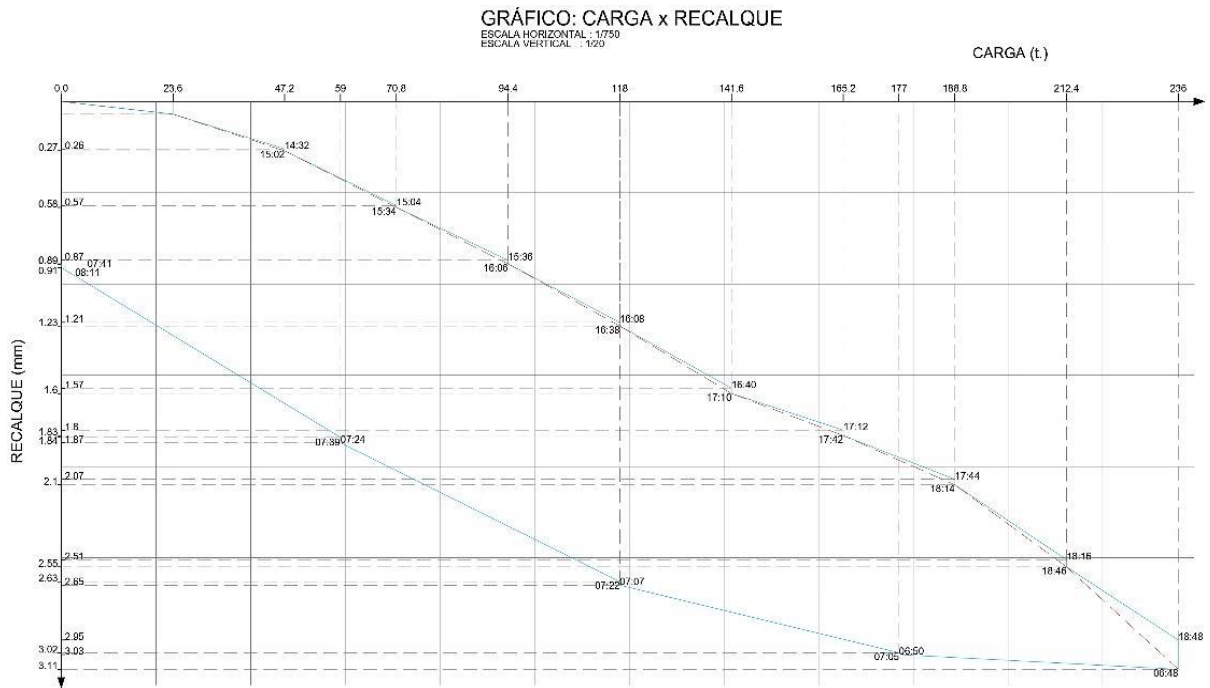


Figura 4.6: Curva carga vs deslocamento - EH1 (Concreta, 2022)

A prova de carga para a estaca EH2 chegou a uma carga máxima de 190 tf e obteve um deslocamento máximo de 1,11 mm. A carga de trabalho da estaca foi apresentada como 118 tf, logo o fator de segurança utilizado foi de 1,6. A Figura 4.7 mostra o resultado da prova de carga para a estaca EH2.

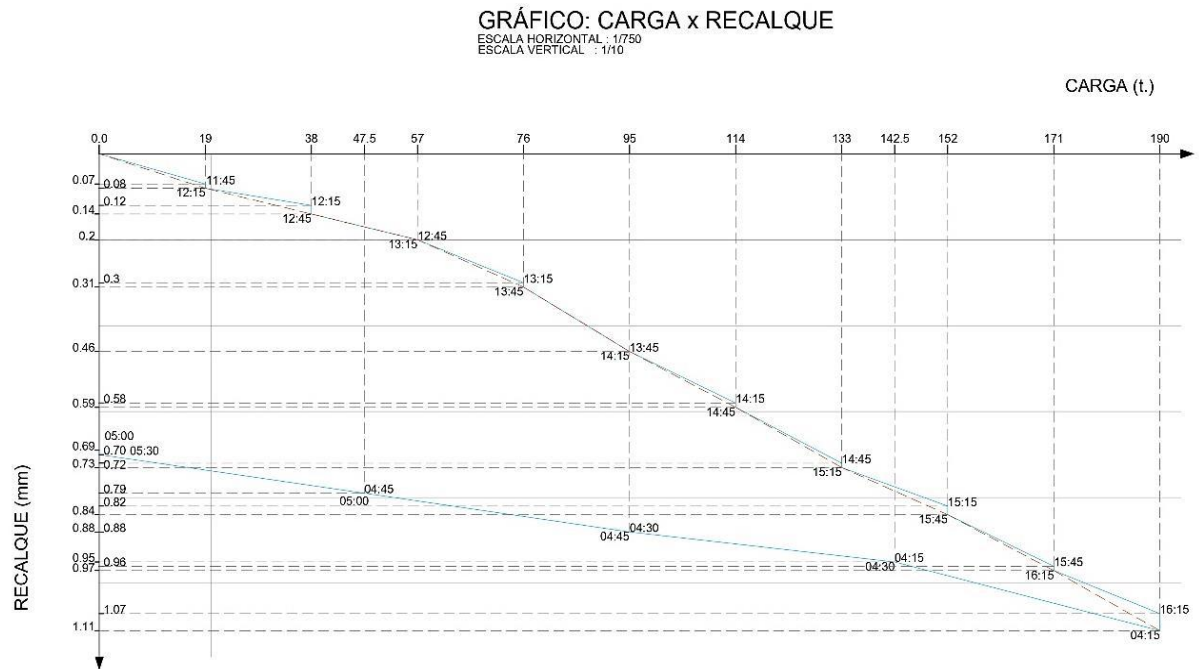


Figura 4.7: Curva carga vs deslocamento - EH2 (Concreta, 2022)

4.3 OCEAN HOUSE (2022)

Esta obra se refere também a um edifício residencial em Salvador - BA, porém este no bairro Jaguaribe. Nesta obra foi executada uma prova de carga em estaca hélice contínua monitorada, sendo ensaiada a estaca E do pilar P23, denominada neste trabalho de EH3.

O sistema para execução da PCE na estaca EH3 é composto por uma estaca a ser ensaiada e oito estacas de reação. A estaca ensaiada possui as dimensões de 0,50 m de diâmetro e 8,60 m de comprimento.

A Figura 4.8 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EH3 foi executada.

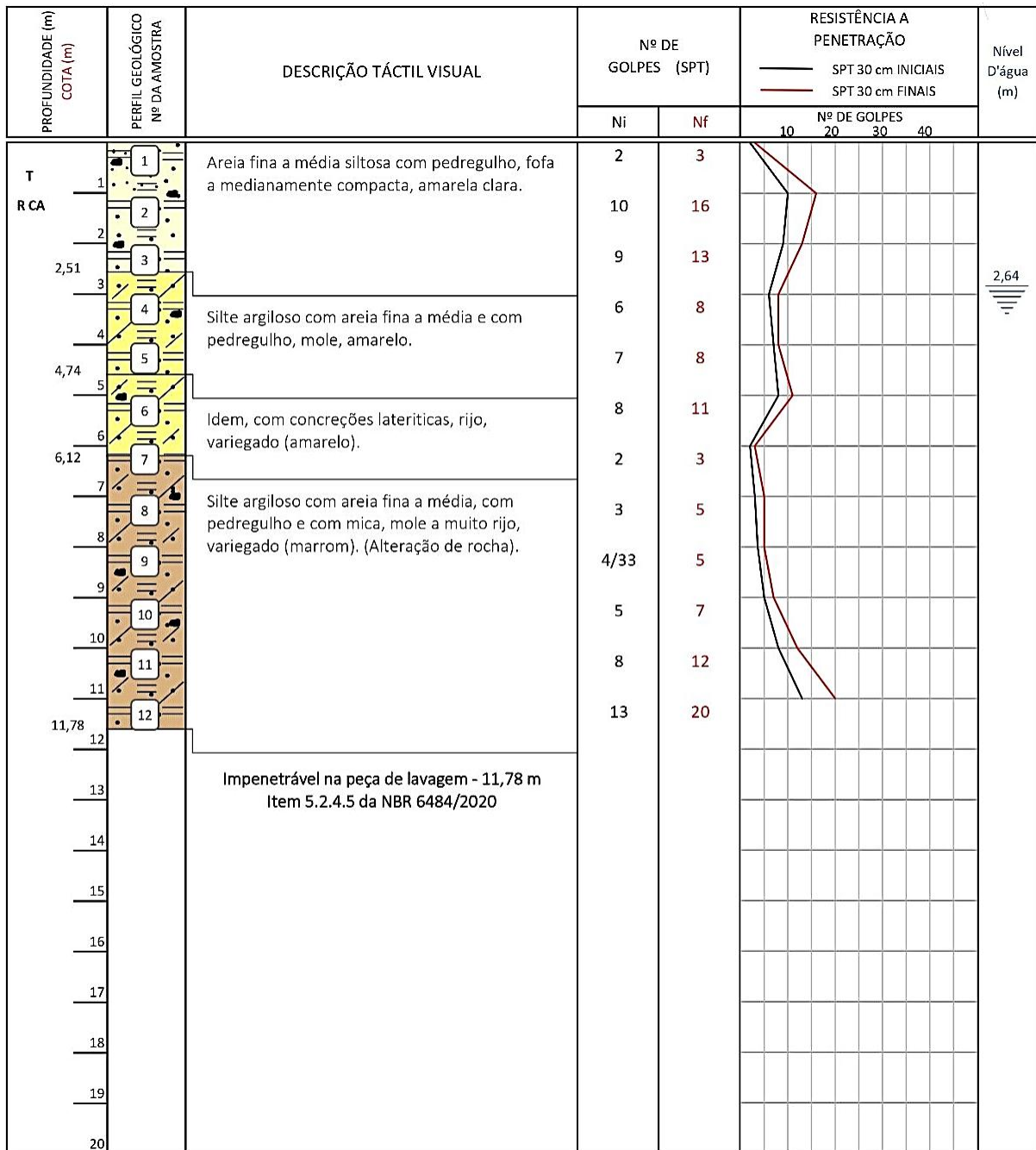


Figura 4.8: Perfil geotécnico da sondagem para EH3 (SPT Sondagem, 2022)

A prova de carga para a estaca EH3 chegou a uma carga máxima de 200 tf e obteve um deslocamento máximo de 8,79 mm. A carga de trabalho da estaca foi apresentada como 100 tf, logo o fator de segurança utilizado foi de 2,0. A Figura 4.9 mostra o resultado da prova de carga para a estaca EH3.

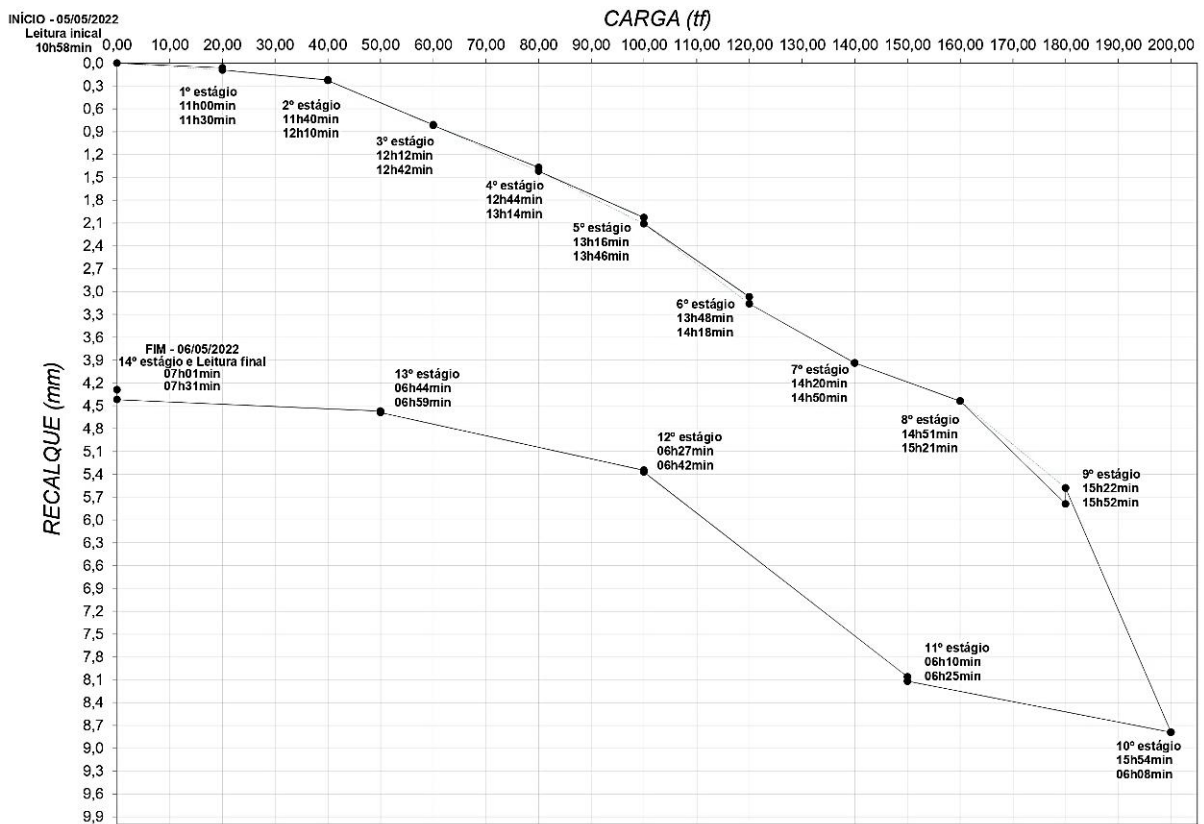


Figura 4.9: Curva carga vs deslocamento - EH3 (Solo Consulte, 2022)

4.4 BLOOM (2023)

Este empreendimento se trata de um edifício residencial localizado no bairro Horto Florestal em Salvador - BA. Nesta obra foi executada uma prova de carga em estaca Franki na estaca D do pilar P18, denominada neste trabalho de EF1.

O sistema para execução da PCE na estaca EF1 é composto por uma estaca a ser ensaiada e seis estacas de reação. A estaca ensaiada possui as dimensões de 0,60 m de diâmetro e 9,00 m de comprimento.

A Figura 4.10 mostra o perfil geotécnico onde a estaca EF1 foi executada.

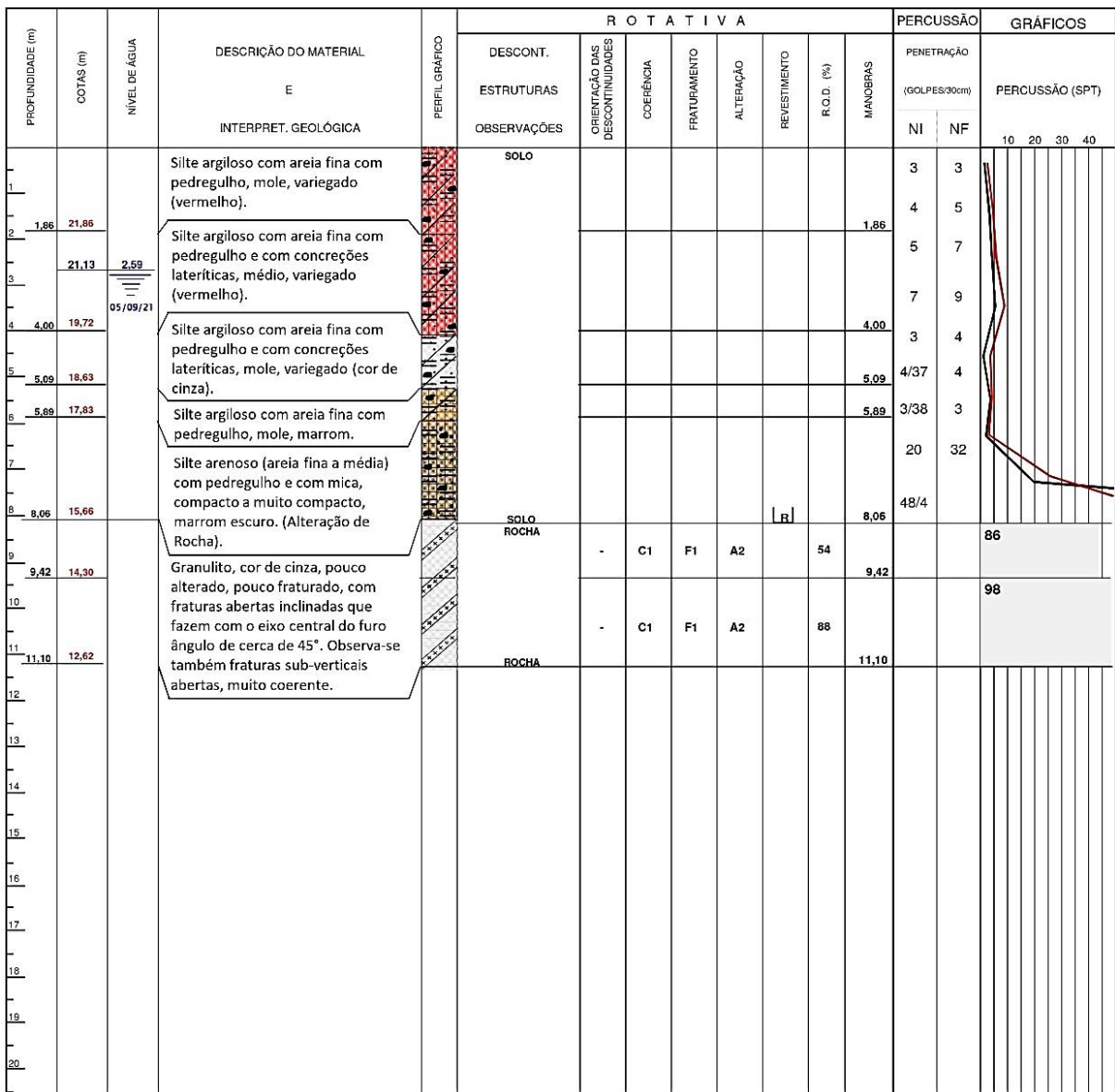


Figura 4.10: Perfil geotécnico da sondagem para EF1 (STS Engenharia, 2021)

A prova de carga para a estaca EF1 chegou a uma carga máxima de 312 tf e obteve um deslocamento máximo de 21,14 mm. A carga de trabalho da estaca foi apresentada como 156 tf, logo o fator de segurança utilizado foi de 2,0. A Figura 4.11 mostra o resultado da prova de carga para a estaca EF1.

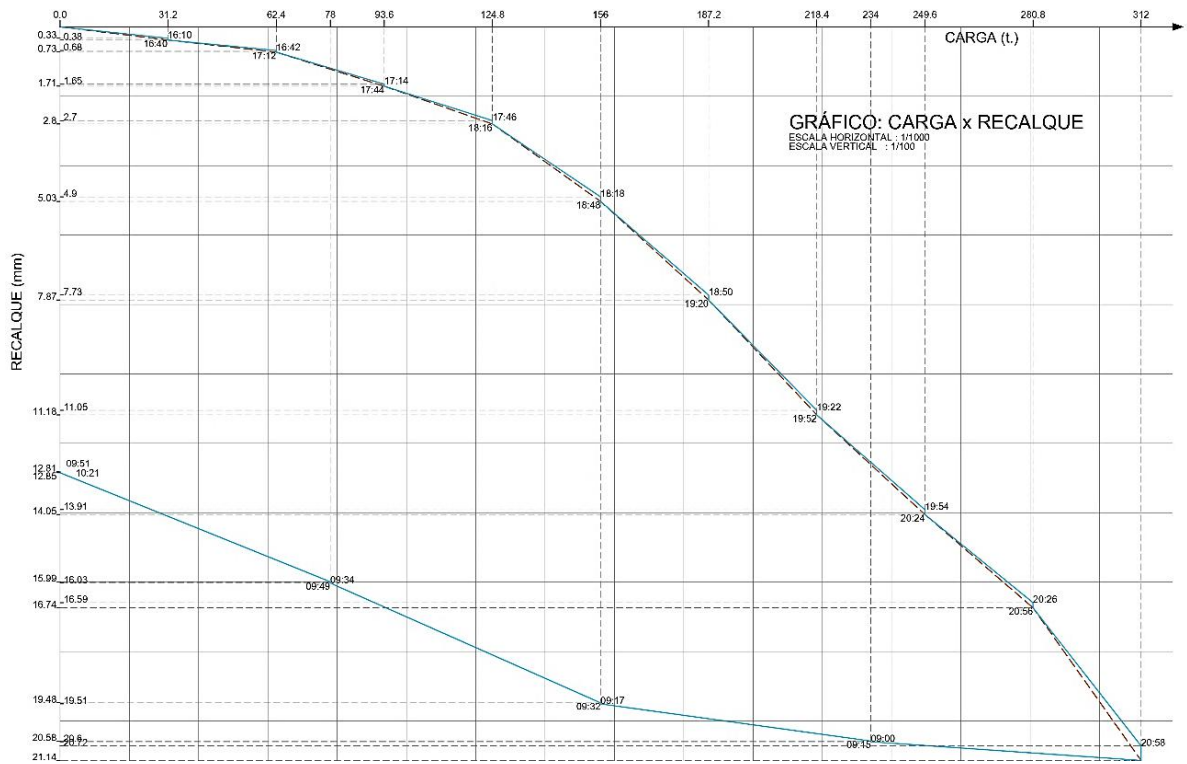


Figura 4.11: Curva carga vs deslocamento - EF1 (Concreta, 2023)

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Por se tratar de diferentes tipos de estacas (Hélice Contínua, Franki e Trado/Escavada), os métodos semiempíricos apresentados não puderam – ou melhor, não devem – ser utilizados para estimativa de capacidade de carga a ruptura de todas as estacas analisadas. Tal fato decorre de que cada método possui uma limitação em particular.

A Tabela 5.1 apresenta os métodos semiempíricos e as respectivas estacas com sua utilização na estimativa da capacidade de carga.

Tabela 5.1: Métodos semiempíricos utilizados para cada estaca

Métodos	Estacas
Antunes e Cabral (1996)	EH1, EH2 e EH3
Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Laprovitera (1988)	ET1 e EF1
Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997)	ET1, EH1, EH2, EH3 e EF1
Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996)	ET1, EH1, EH2, EH3 e EF1
Milititsky e Alves (1985)	EH1, EH2 e EH3
Teixeira (1996)	ET1, EH1, EH2, EH3 e EF1

A partir dos dados obtidos pelas provas de cargas foram utilizadas as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019) para obtenção da carga de ruptura obtida nos ensaios. Vale destacar que não foi possível a utilização do critério de ruptura da NBR 6122:2019 em função dos pequenos deslocamentos resultantes nos ensaios de prova de carga analisados.

5.1 GENERALIDADES

A fim de trazer clareza em relação aos resultados e de facilitar posteriores análises, a seguir são apresentados os critérios adotados para os métodos semiempíricos:

- i. Método Antunes e Cabral (1996): foram utilizados os valores médios dos parâmetros β_1 e β_2 descritos na Tabela 2.1, que representam, respectivamente, o coeficiente de atrito lateral e o parâmetro para o cálculo da resistência de ponta. Os valores utilizados são apresentados na Tabela 5.2. Vale ressaltar que esse método tem o limite de $\beta_2 \cdot N_{SPT} \leq 40 \text{kgf/cm}^2$, portanto em alguns casos esse valor teve de ser ajustado.

Tabela 5.2 - Coeficientes β_1 e β_2 utilizados (Adaptado de Antunes e Cabral, 1996)

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,50	2,25
Silte	3,00	1,50
Argila	2,75	1,25

- ii. 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 de ponta. No cálculo da resistência de ponta, é utilizada a média dos valores de N_{SPT} no nível da ponta da estaca, a 1 m acima e a 1 m abaixo, com $N_{SPT} \leq 50$. Sendo assim em alguns casos houve adequações necessárias.
- iii. Método Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996): este método foi idealizado inicialmente para estacas do tipo pré-moldada de concreto e em primeira aproximação a metodologia é considerada válida para as estacas do tipo Franki, logo foi utilizado para estimativa da capacidade de carga da estaca EF1. Para tal, foi utilizado o método em sua forma original, ou seja, considerando α e β iguais a 1.
- iv. Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997): também limita o valor do N_{SPT} , porém neste caso $N_{SPT} \leq 40$. Por isso, quando necessário houve adequações.

5.2 PROJETO IDEAL VERSUS EXECUÇÃO REAL

Embora possuam o mesmo significado alguns termos definidos teoricamente pela ciência da mecânica dos solos não são os mesmos utilizados na prática da engenharia geotécnica. Assim, para elucidar quaisquer dúvidas, tanto do meio acadêmico (projeto ideal), quanto do meio profissional (execução real) cabe reforçar esses conceitos, pois, afinal, todos são engenheiros(as) civis:

Neste trabalho destaca-se, associado a capacidade de carga geotécnica de estacas, os termos: carga de ruptura; carga de segurança; carga admissível e carga de trabalho.

5.2.1 Na academia:

Carga de ruptura geotécnica: é a carga que provoca a ruptura geotécnica do terreno de fundação. Lembrando que, estruturalmente, o elemento de fundação também está

passível de falhas. Neste último caso, a ruptura seria estrutural e, na maioria dos casos, quando uma fundação é bem projetada e bem executada, de difícil ocorrência.

Carga de segurança: é a carga de ruptura dividida por um fator de segurança adequado. No caso da NBR 6122:2019, esses fatores de segurança mínimos globais são de 3 para fundações superficiais e 2 para fundações profundas.

Carga admissível: é a carga de segurança que pode ser aplicada em uma fundação considerando o tipo e a grandeza dos recalques a ocorrer e a sensibilidade da estrutura para se submeter a estes recalques. Em outras palavras, é a Carga Máxima transmitida pela fundação que o terreno admite, em qualquer caso, com adequada segurança à ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação.

Carga de trabalho: é a carga que realmente atua na fundação. Destaca-se que esta carga quase nunca é conhecida, pois raramente ela é medida ao final de uma obra. Nos projetos ela geralmente é estimada com base em normas, tais como NBR 6120:2019.

5.2.2 Meio profissional:

Carga de ruptura geotécnica: muitas vezes o engenheiro civil, sem a especialidade em geotecnia, pode confundir este termo. A confusão gira em torno da ruptura geotécnica e da ruptura estrutural. Neste caso, cabe salientar que, na grande maioria dos casos, o solo é menos resistente que o material da fundação (concreto e aço), sendo assim a ruptura tende a ocorrer primeiro no solo (cuidados especiais devem ser observados em fundações executadas em solos saprolíticos e rochas).

Carga de segurança: todo engenheiro civil quando usa esse termo pode vir a pensar que nenhum problema com a estrutura ou fundação irá acontecer. Destaca-se que toda fundação deve atender dois requisitos básicos – (i) segurança adequada com relação a ruptura e (ii) deslocamentos compatíveis com a estrutura.

Assim, vale lembrar que a carga de segurança só está associada ao primeiro requisito, ou seja, ainda faltaria verificar se os deslocamentos das fundações são compatíveis com as deformações da estrutura.

Carga admissível e carga de trabalho: na prática da engenharia muitas vezes essas cargas são confundidas. Naturalmente devido aos conceitos apresentados anteriormente, este fato era de ser esperado. Em um Projeto de Fundação, em um pilar com n estacas, a carga admissível será a carga do pilar dividido por n .

5.3 OBSERVAÇÃO ACERCA DA CARGA DE ENSAIO DAS PROVAS DE CARGA

Neste trabalho, destaca-se que nas provas de carga estáticas analisadas a carga máxima aplicada nas fundações foi estimada com fatores de segurança globais diferentes (1,6 e 2,0). Com efeito, a NBR 6122:2019 permite tal variação. Para facilitar a análise dos resultados obtidos optou-se por equalizar esses fatores de segurança. Assim a carga máxima do ensaio foi obtida multiplicando a carga do pilar por 2,0 (a “carga do pilar” foi chamada de “carga de trabalho” no relatório das provas de carga).

5.4 CLÍNICA FLORENCE (2023)

5.4.1 Estaca ET1

As cargas de ruptura da Tabela 5.3 foram calculadas, pelo autor deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

Tabela 5.3: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em ET1

Estaca	Método	Carga de ruptura (tf)
ET1	Van der Veen (1953)	70,0
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	66,9

A Figura 5.1 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca ET1 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

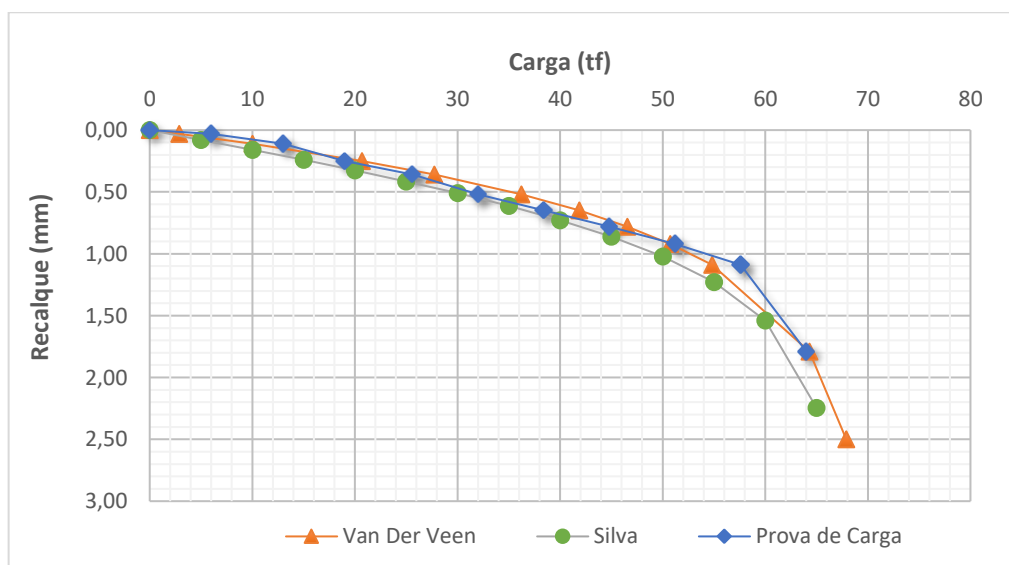


Figura 5.1: Curva carga vs deslocamento comparativa para ET1

A Figura 5.2 apresenta para a estaca ET1 as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos, através da carga máxima do ensaio e por meio das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

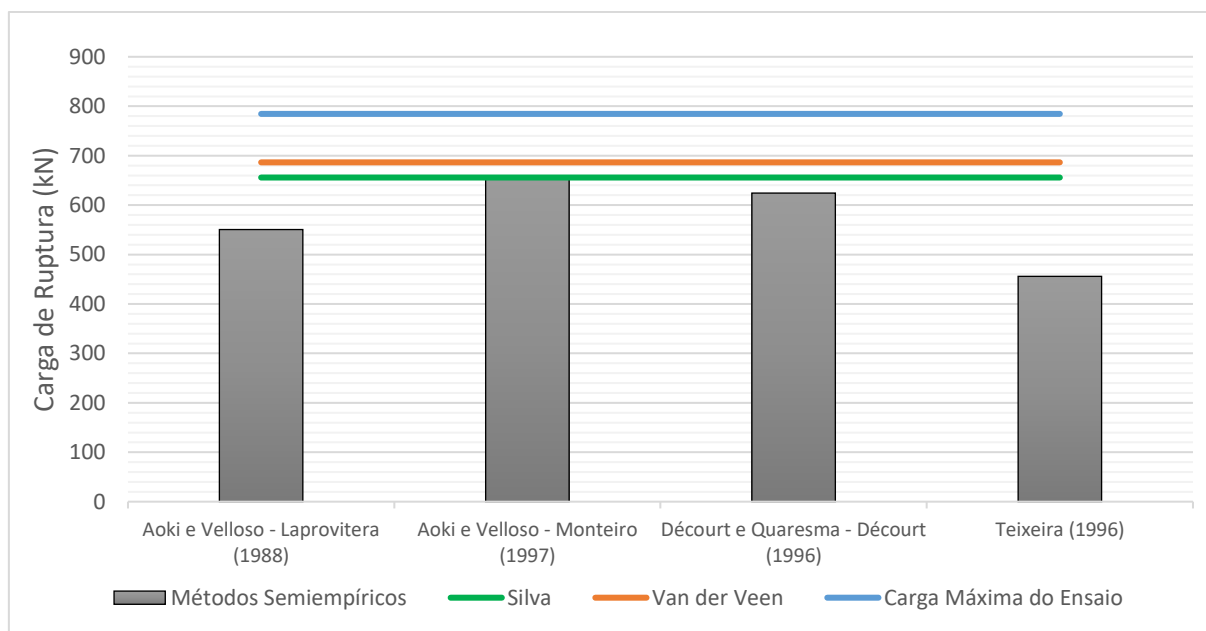


Figura 5.2: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para ET1

(i) Métodos Semiempíricos vs Carga Máxima do Ensaio

Para esta estaca, o método semiempírico de Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) forneceu uma carga de ruptura mais próxima da adotada. Logo em sequência o Método Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) apresentou um valor um pouco abaixo deste. Os métodos de Aoki-Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) e Teixeira (1996) previram uma carga de ruptura ainda menor que a carga máxima do ensaio.

(ii) Métodos Semiempíricos vs Extrapolações

O Método Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) forneceu um valor bem próximo do obtido pela extrapolação de Van der Veen (1953) e aproximadamente igual ao da extrapolação Silva (2019). Os métodos de Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996), Aoki-Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) e Teixeira (1996) também previram uma carga de ruptura menor que as extrapoladas.

(iii) Carga Máxima do Ensaio vs Extrapolações

A carga máxima do ensaio foi maior que as obtidas pelas extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019), sendo que os valores obtidos por ambas as extrapolações ficaram relativamente próximos.

5.5 MORRO IPIRANGA (2022)

5.5.1 Estaca EH1

As cargas de ruptura da Tabela 5.4 foram calculadas, pelo autor deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

Tabela 5.4: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH1

Estaca	Método	Carga de ruptura (tf)
EH1	Van der Veen (1953)	365,0
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	308,6

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).

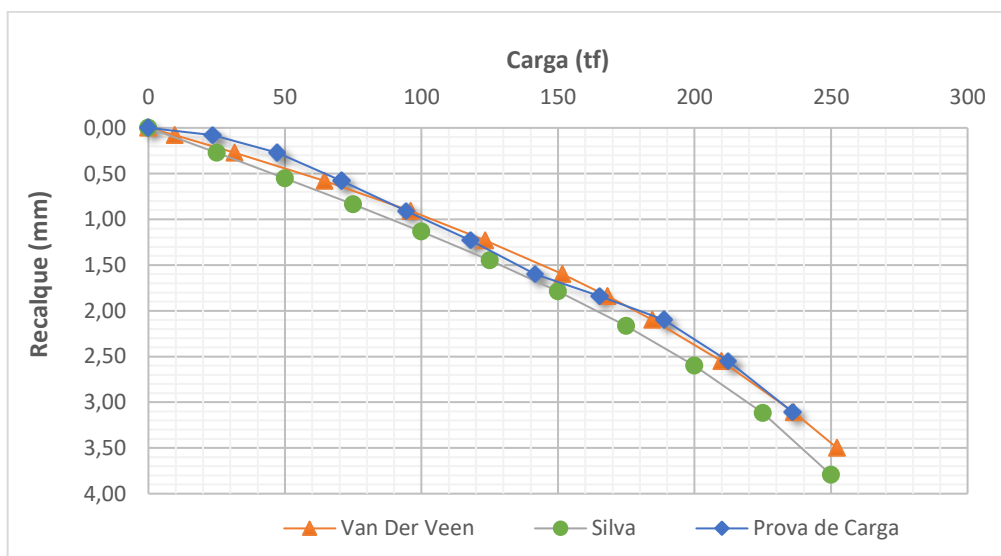


Figura 5.3: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH1

A Figura 5.4 apresenta para a estaca EH1 as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos, através da carga máxima do ensaio e por meio das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

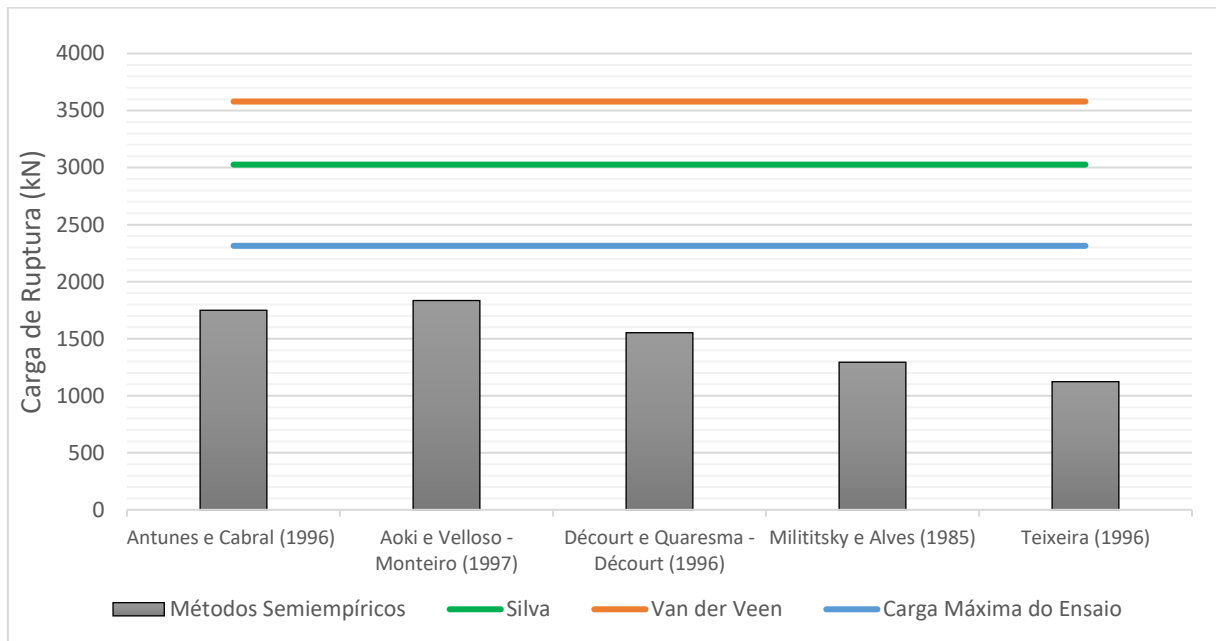


Figura 5.4: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH1

(i) Métodos Semiempíricos vs Carga Máxima do Ensaio

Todos os cinco métodos semiempíricos utilizados resultaram em cargas de ruptura consideravelmente menores que a carga máxima do ensaio.

(ii) Métodos Semiempíricos vs Extrapolações

Os cinco métodos utilizados previram cargas de ruptura muito menores que a encontrada pela extrapolação de Van der Veen (1953), sendo a maior delas da ordem de 51% da carga extrapolada. O mesmo ocorreu em relação a extrapolação de Silva (2019).

(iii) Carga Máxima do Ensaio vs Extrapolações

O valor da carga de ruptura obtido pela extrapolação de Van der Veen (1953) foi relativamente maior que o encontrado pela extrapolação de Silva (2019). Ambos os valores extrapolados foram maiores que a carga máxima do ensaio.

5.5.2 Estaca EH2

As cargas de ruptura da Tabela 5.5 foram calculadas, pelo autor deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

Tabela 5.5: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH2

Estaca	Método	Carga de ruptura (tf)
EH2	Van der Veen (1953)	366,0
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	254,4

A Figura 5.5 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EH2 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

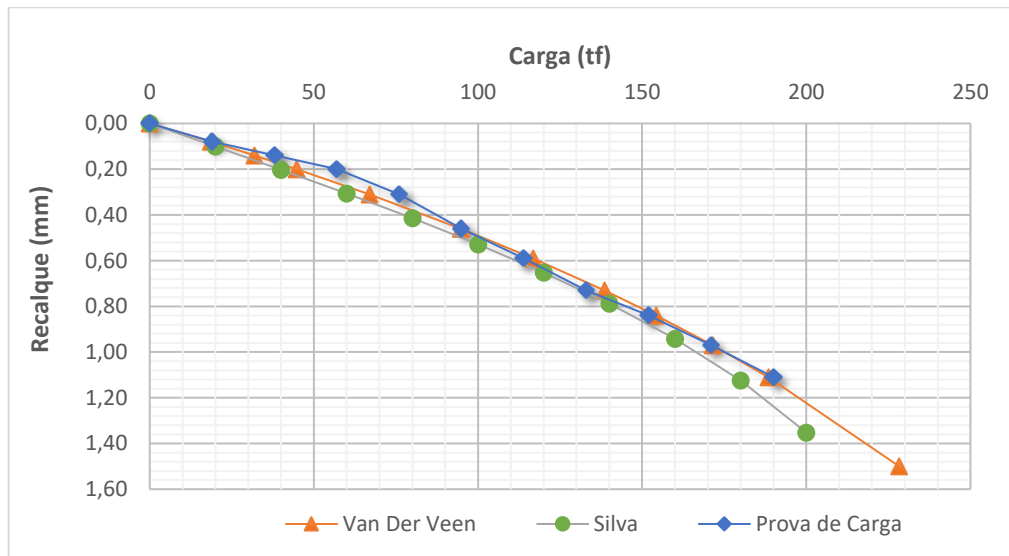


Figura 5.5: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH2

A Figura 5.6 apresenta para a estaca EH2 as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos, através da carga máxima do ensaio e por meio das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

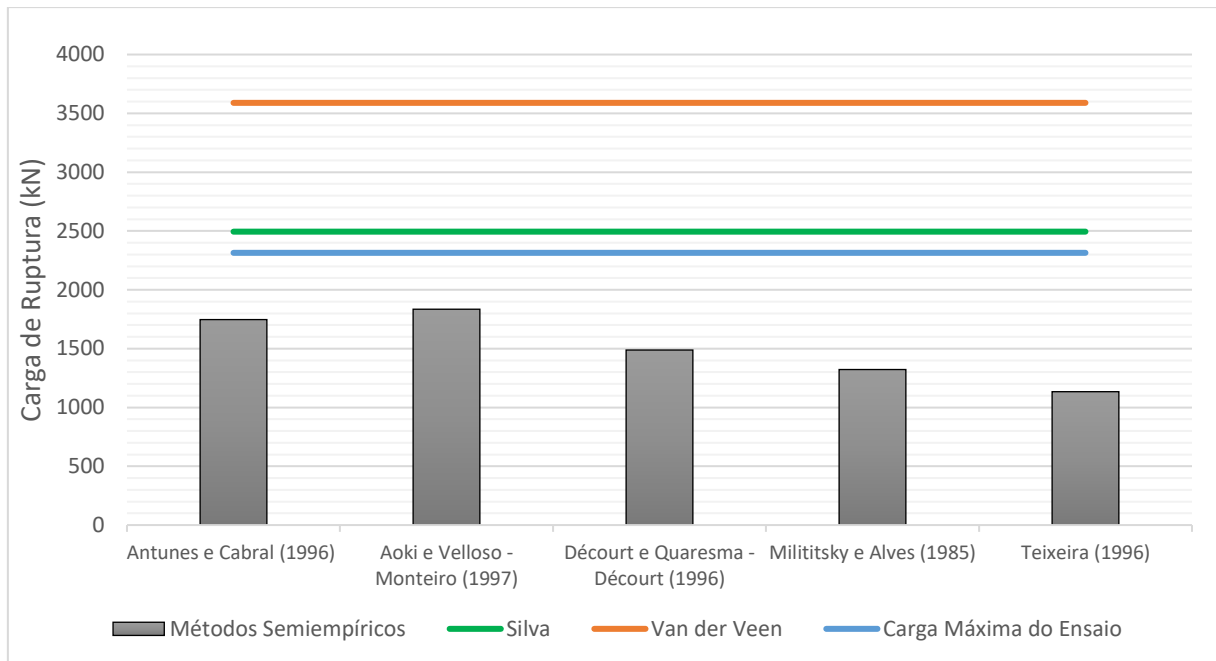


Figura 5.6: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH2

(i) Métodos Semiempíricos *vs* Carga Máxima do Ensaio

Os cinco métodos semiempíricos previram cargas de ruptura consideravelmente menores que a carga máxima do ensaio, sendo que o método que obteve o maior valor, e consequentemente mais próximo, foi o Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997).

(ii) Métodos Semiempíricos *vs* Extrapolações

Os métodos semiempíricos obtiveram cargas de ruptura consideravelmente menores que as encontradas pela extrapolação de Silva (2019). Já em relação a extrapolação de Van der Veen (1953) os valores foram muito mais destoantes.

(iii) Carga Máxima do Ensaio *vs* Extrapolações

O valor da carga de ruptura obtido pela extrapolação de Van der Veen (1953) foi muito maior que o encontrado pela extrapolação de Silva (2019). A extrapolação de Silva (2019) encontrou um valor relativamente próximo ao da carga máxima do ensaio, enquanto o valor encontrado pela extrapolação de Van der Veen (1953) foi muito maior que o adotado.

5.6 OCEAN HOUSE (2022)

5.6.1 Estaca EH3

As cargas de ruptura da Tabela 5.6 foram calculadas, pelo autor deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

Tabela 5.6: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EH3

Estaca	Método	Carga de ruptura (tf)
EH3	Van der Veen (1953)	215,0
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	198,7

A Figura 5.7 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EH3 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

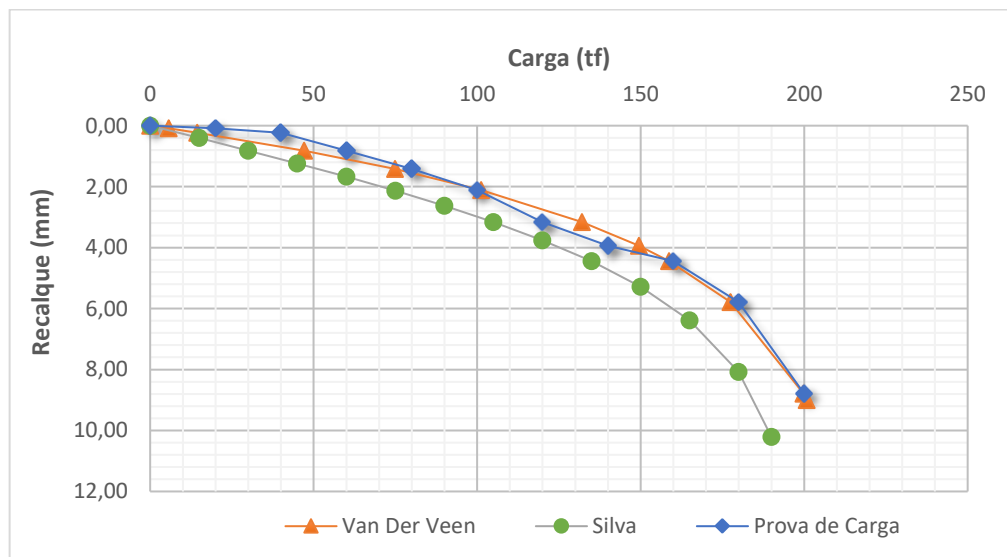


Figura 5.7: Curva carga vs deslocamento comparativa para EH3

A Figura 5.8 apresenta para a estaca EH3 as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos, através da carga máxima do ensaio e por meio das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

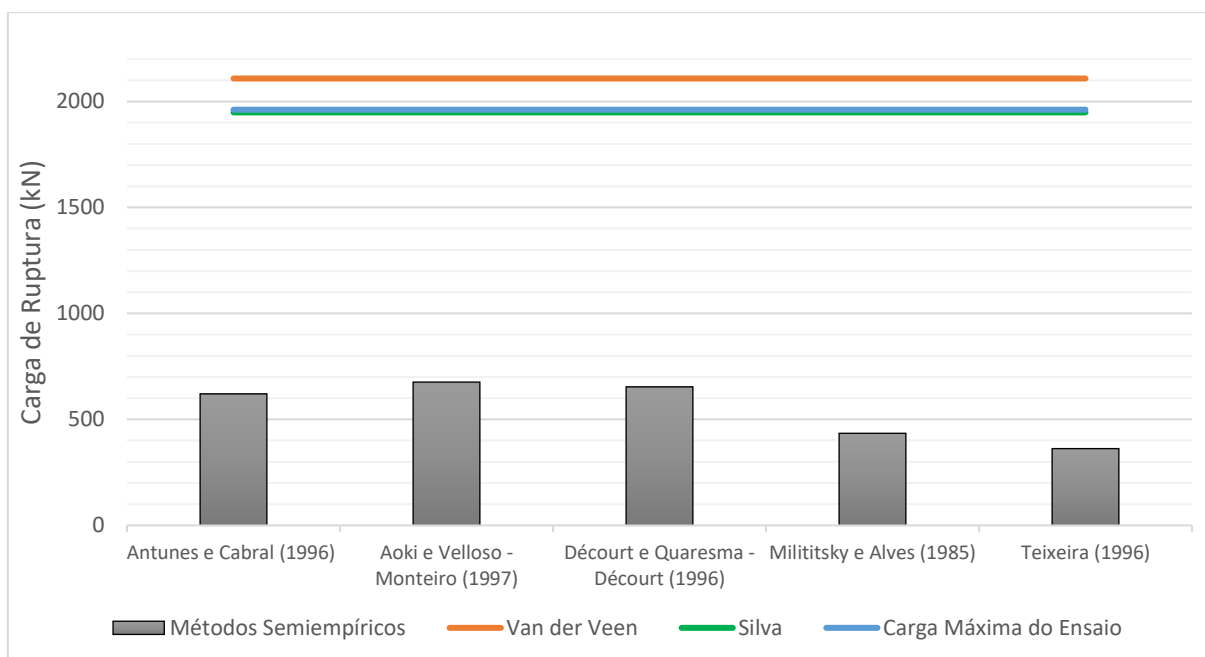


Figura 5.8: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EH3

(i) Métodos Semiempíricos *vs* Carga Máxima do Ensaio

Todos os cinco métodos semiempíricos utilizados resultaram em cargas de ruptura muito menores que a carga máxima do ensaio.

(ii) Métodos Semiempíricos *vs* Extrapolações

Os métodos semiempíricos obtiveram cargas de ruptura bem menores que as encontradas pelas extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019). Os valores das cargas extrapoladas são da ordem de mais de 3 vezes mais as obtidas pelos métodos semiempíricos.

(iii) Carga Máxima do Ensaio *vs* Extrapolações

A carga máxima do ensaio foi aproximadamente o valor obtido pela extrapolação de Silva (2019). Já a extrapolação de Van der Veen (1953) obteve um valor um pouco maior que o adotado e o encontrado pela extrapolação de Silva (2019).

5.7 BLOOM (2023)

5.7.1 Estaca EF1

As cargas de ruptura da Tabela 5.7 foram calculadas, pelo autor deste trabalho, através das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

Tabela 5.7: Carga de ruptura das estacas por meio de extrapolação para PCE em EF1

Estaca	Método	Carga de ruptura (kN)
EF1	Van der Veen (1953)	360,0
	Função hiperbólica (Silva, 2019)	289,6

A Figura 5.9 apresenta o resultado obtido na prova de carga da estaca EF1 e as extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

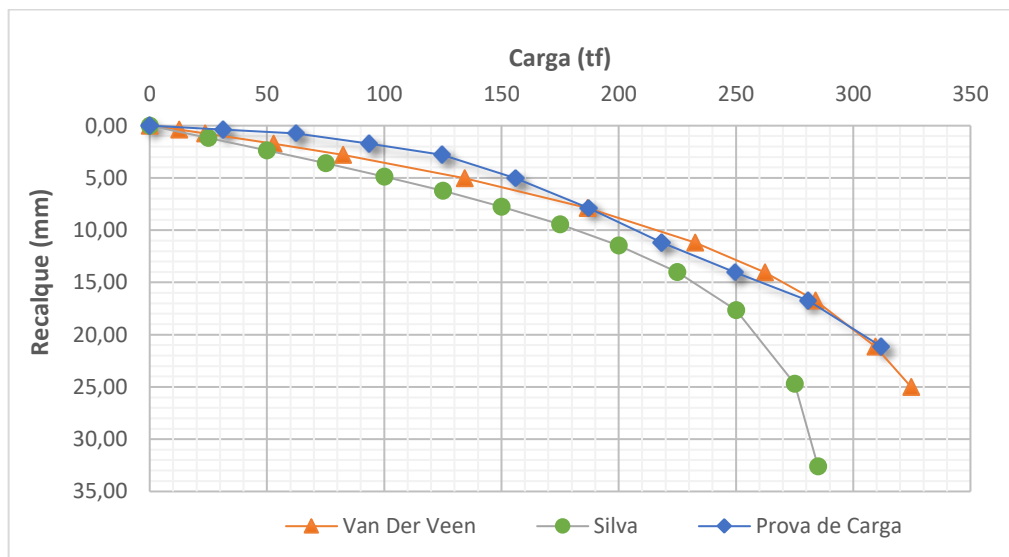


Figura 5.9: Curva carga vs deslocamento comparativa para EF1

A Figura 5.10 apresenta para a estaca EF1 as previsões de carga máxima à ruptura através de métodos semiempíricos, através da carga máxima do ensaio e por meio das extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019).

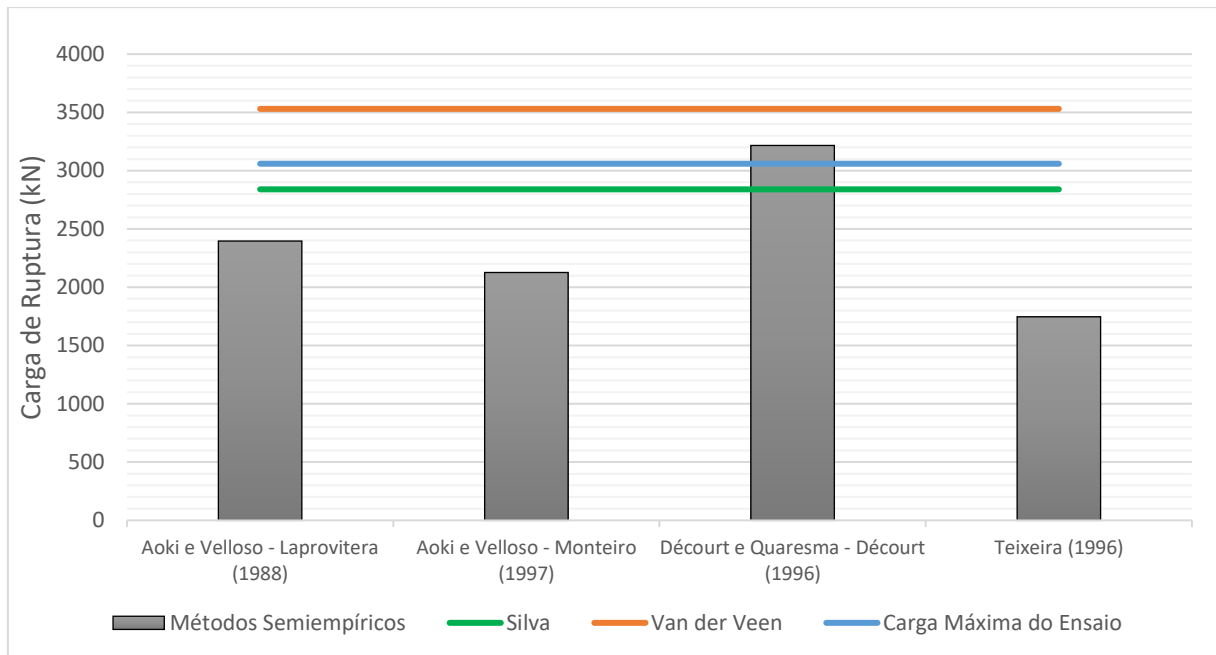


Figura 5.10: Comparação entre os resultados dos Métodos Semiempíricos, Carga Máxima do Ensaio e Critérios de Ruptura para EF1

(i) Métodos Semiempíricos vs Carga Máxima do Ensaio

O Método Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) forneceu uma carga de ruptura ligeiramente maior que a carga adotada. Os métodos de Aoki-Velloso com contribuição de Laprovitera (1988), Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) e Teixeira (1996), previram cargas de ruptura menores que a carga máxima do ensaio.

(ii) Métodos Semiempíricos vs Extrapolações

O Método Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) resultou em um valor abaixo do obtido pela extrapolação de Van der Veen (1953) e maior que o obtido pela extrapolação de Silva (2019). Os outros três métodos se distanciaram mais e previram cargas de ruptura bem menores que a carga extrapolada pelo método de Van Derr Veen (1953). Em relação a extrapolação de Silva (2019), o método de Aoki-Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) obteve um valor relativamente próximo, porém inferior. Os métodos Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) e Teixeira (1996) obtiveram valores ainda menores.

(iii) Carga Máxima do Ensaio vs Extrapolações

A carga máxima do ensaio ficou entre as cargas extrapoladas, sendo ligeiramente maior que a obtida pela extrapolação de Silva (2019) e menor que a de Van der Veen (1953).

5.8 DISCUSSÕES

Como pode ser observado, no caso da estaca EH1, a carga máxima do ensaio foi maior que as cargas extrapoladas por Van der Veen (1953) e Silva (2019), além de ser maior que todos os valores obtidos pelos métodos semiempíricos. Esse exemplo demonstra muitos casos ocorridos na engenharia de fundações, pois a partir do resultado obtido na prova de carga o projetista pode revisar o projeto alterando a quantidade de estacas nos pilares necessários a fim de não ultrapassar a carga obtida no ensaio, evitando assim problemas futuros. Este exemplo também reforça a importância do ensaio de prova de carga ser realizado no início da obra a fim de proporcionar possíveis alterações se necessário.

Em relação ao uso de *roller bits*, estes são ponteiros diamantados que possibilitam a perfuração até em alteração de rocha por meio de seus dentes. Sendo assim, seu uso proporciona certo embutimento (engastamento) em uma região com elevada resistência como impenetrável SPT ou até alteração de rocha.

Devido a questões executivas da estaca hélice contínua, os diversos métodos geralmente limitam ou desconsideram a carga de ponta da estaca. Após a escavação da estaca hélice contínua é muito difícil garantir que não fique nenhum material solto no fundo, sendo assim boa parte dos executores não garantem o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo. Para iniciar a concretagem da estaca hélice, o operador do equipamento alerta por sinal sonoro para que comece o lançamento do concreto e concomitantemente se inicia o levantamento do trado da hélice contínua para a expulsão da tampa e início da concretagem. Entretanto, em muitos casos ocorre um pequeno levantamento do trado para possibilitar a expulsão da tampa um pouco antes do início do lançamento do concreto para não ocorrer entupimento.

Porém, com o embutimento proporcionado pelo uso de *roller bits*, a ponta da estaca é garantida, levando assim a capacidade de carga maiores. Em relação a carga admissível das estacas hélice contínua, segundo o item 8.2.1.2 da NBR 6122/2019:

“O projeto de [...] estacas hélice contínua, deve, sempre que considerar a contribuição da resistência de ponta, fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que são cumpridos os procedimentos executivos mínimos, especificados nos Anexos J e N, de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha. Nessas condições, na verificação do ELU a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência de atrito lateral: $R_p < R_\ell$ e $P_{adm} = (R_p + R_\ell)/2$. Caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação do ELU, à condição de resistência nula na ponta: $R_p = 0$ e $P_{adm} = R_\ell / 2$.”

Devido a esses fatos - os métodos semiempíricos que geralmente limitam ou até desconsideram a carga de ponta em estacas hélice contínua e o uso de *roller bits* que de certa forma garante a ponta da estaca - pode ocorrer em certos casos uma grande diferença entre os valores das cargas estimadas pelos métodos semiempíricos e as cargas extrapoladas através dos ensaios de prova de carga.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 GENERALIDADES

Foram utilizados os seguintes métodos semiempíricos para estimativa de carga de ruptura geotécnica das estacas do tipo Escavadas ou Trado (ET1), Hélice Contínua (EH1, EH2, EH3) e Franki (EF1).

- i. Método Antunes e Cabral (1996)
- ii. Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Laprovitera (1988)
- iii. Método Aoki-Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997)
- iv. Método Décourt-Quaresma (1978) com contribuição de Décourt (1996)
- v. Método Milititsky e Alves (1985)
- vi. Método Teixeira (1996)

Foram utilizadas duas diferentes extrapolações para obtenção da carga de ruptura das provas de carga analisadas:

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

Para melhor compreensão e auxílio nas análises subsequentes, alguns critérios gerais são apresentados com base nos resultados obtidos destacando-se que, sempre que possível, a análise será realizada em caráter generalista:

- i. A carga máxima do ensaio se refere a 2,0 vezes a carga de trabalho adotada, não necessariamente se trata da carga máxima de ensaio. Também não necessariamente significa que a prova de carga alcançou a ruptura geotécnica;
- ii. Se a carga máxima do ensaio está abaixo das cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e por Silva (2019) é dito que a prova de carga não chegou na ruptura;
- iii. Por outro lado, se a carga máxima do ensaio está acima das cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e por Silva (2019) é dito que a prova de carga alcançou a ruptura. Vale destacar que, naturalmente, esta ruptura pode ser geotécnica ou estrutural, sendo geralmente geotécnica;

- iv. Um método semiempírico pode ser considerado a favor da segurança quando a carga de ruptura geotécnica estimada é inferior às cargas de rupturas extrapoladas por Van Der Veen (1953) e por Silva (2019);
- v. Por outro lado, um método semiempírico pode ser considerado contra a segurança quando a carga de ruptura geotécnica estimada é superior às cargas de rupturas extrapoladas por Van Der Veen (1953) e por Silva (2019);
- vi. Nos casos em que as estimativas dos métodos semiempíricos se encontram entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019) uma análise específica é necessária.
- vii. Nenhum dos ensaios foram feitos até a ruptura geotécnica da estaca. Isso se deve ao fato de que nenhuma das estacas eram estacas de sacrifício, logo foram utilizadas normalmente no estaqueamento das fundações após os ensaios.

6.2 CONCLUSÕES

- i. O Método Antunes e Cabral (1996) forneceu resultados a favor da segurança para todas as estacas hélice contínua em que foi empregado (EH1, EH2 e EH3).
- ii. O Método Aoki-Velloso com contribuição de Laprovitera (1988) forneceu resultados a favor da segurança tanto para a estaca trado (ET1) como para a estaca Franki (EF1).
- iii. O Método Aoki-Velloso com contribuição de Monteiro (1997) forneceu resultados a favor da segurança para todas as estacas (ET1, EH1, EH2, EH3 e EF1).
- iv. O Método Décourt-Quaresma com contribuição de Décourt (1996) forneceu resultados a favor da segurança para as estacas trado e hélice contínua (ET1, EH1, EH2 e EH3), já para a estaca Franki (EF1) apresentou um resultado entre as cargas de ruptura extrapoladas por Van Der Veen (1953) e pela função hiperbólica (Silva, 2019), sendo necessária uma análise específica.
- v. O Método Milititsky e Alves (1985) forneceu resultados a favor da segurança para todas as estacas em que foi empregado (EH1, EH2 e EH3).
- vi. O Método Teixeira (1996) forneceu resultados a favor da segurança para todas as estacas (ET1, EH1, EH2, EH3 e EF1).

- vii. Em relação às extrapolações, pode-se dizer que para todas as provas de carga o método de Van Der Veen (1953) obteve valores maiores que os previstos pelos métodos semiempíricos. De forma geral a extrapolação de Silva (2019) atingiu valores relativamente próximos aos da extrapolação de Van Der Veen (1953) se mantendo sempre abaixo.
- viii. Para a estaca EH3 as previsões da carga de ruptura através dos métodos semiempíricos ficaram muito abaixo do desempenho obtido através da prova de carga estática. As extrapolações de Van der Veen (1953) e Silva (2019) obtiveram valores quase 3 vezes os obtidos pelos métodos semiempíricos. Acredita-se que esta grande diferença se deu devido ao uso de ponteiros com “*roller bits*” durante o processo de execução da estaca hélice contínua.

6.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Utilizar os métodos descritos neste trabalho em outros ensaios de provas de carga.
- Analisar os resultados obtidos nos ensaios apresentados utilizando como critério os métodos Massad (1986), Terzaghi (1943), Chin-Kondner (1971), Método da Rigidez de Décourt (1996) e Brinch Hansen (1963).
- Utilizar os métodos semiempíricos de Vorcaro-Velloso (2000), Alonso (1996), Kárez-Rocha (2000) e UFRGS (2006) para estimativa da capacidade de carga das estacas hélice contínua deste trabalho.
- Estimar a capacidade de carga das estacas escavadas a trado deste trabalho a partir de outros métodos semiempíricos, como por exemplo: pelo método da UFRGS descrito por Lobo (2005);
- Analisar a capacidade de carga das estacas hélice contínuas deste trabalho a partir de métodos internacionais como o método da FWHA (2007) e o método da instituição Texas Highway Department (1972) – TXDOT;

- Estudar melhor a extrapolação pela função hiperbólica de Silva (2019) utilizando-a em outros ensaios de provas de carga com estacas de diferentes características geométricas em diferentes tipos de solo.
- Realizar ensaios de carregamento dinâmico para poder comparar as capacidades de carga estáticas e dinâmicas com as previsões pelos métodos semiempíricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **AN APPROXIMATE METHOD TO ESTIMATE THE BEARING CAPACITY OF PILES**. In: Panamerican Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, v. 1. Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES**. Rio de Janeiro, 2019.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16903: **SOLO – PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM FUNDAÇÃO PROFUNDA**. Rio de Janeiro, 2020.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O EDIFÍCIO ATÉ SUA COBERTURA—PRÁTICA DA CONSTRUÇÃO CIVIL**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977.

BERALDO, K. W. **ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS: AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA PREVISÃO DA**

CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, 2022.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **FUNDAÇÕES POR ESTACAS: PROJETO GEOTÉCNICO.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONCRETA (2022) - **RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA REFERENTE AO BLOCO P4, ESTACA E.** Ref.: ET-0504/22. Obra: Execução de Prova de Carga Estática para obra do empreendimento Residencial Morro Ipiranga, localizado na Rua Cândido Portinari, Barra, Salvador – BA - Comunicação pessoal.

CONCRETA (2022) - **RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA REFERENTE AO BLOCO P6, ESTACA W.** Ref.: ET-0505/22. Obra: Execução de Prova de Carga Estática para obra do empreendimento Residencial Morro Ipiranga, localizado na Rua Cândido Portinari, Barra, Salvador - BA. Comunicação pessoal.

CONCRETA (2023) - **RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA REFERENTE AO PILAR 18, ESTACA D.** Ref.: ET-0056/23. Obra: Execução de Prova de Carga Estática para o empreendimento Bloom Horto, Horto Florestal, Salvador - BA. Comunicação pessoal.

CONCRETA (2023) - **RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA DO BLOCO P10+P46.** Ref.: ET-0208/23. Obra: Execução de Prova de Carga Estática para obra de implantação da Clínica Florence, Nazaré, Salvador - BA. Comunicação pessoal.

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

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE VALORES DE SPT.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 1, p. 45–53, 1978.

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

DÉCOURT, L. **THE STANDARD PENETRATION TEST – STATE OF ART REPORT**. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, 1989.

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.

MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, 2006.

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

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

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

SILVA, Lucas 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, 2019.

SOLO CONSULTE (2022) - **PROVA DE CARGA ESTÁTICA LENTA VERTICAL À COMPRESSÃO**. Ref.: 006/2022-BA. Obra: Execução de Prova de Carga

Estática para obra do empreendimento Ocean House Residencial, Salvador - BA. Comunicação pessoal.

SPT SONDAGEM (2022) - **RELATÓRIO DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO**. Ref.: 672/2022. Obra: Ocean House. Comunicação pessoal.

STS ENGENHARIA (2021) - **RELATÓRIO DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO**. Ref.: RSM-051/21. Obra: Bloom Horto. Comunicação pessoal.

STS ENGENHARIA (2023) - **RELATÓRIO DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO**. Ref.: RS-101/22. Obra: Reforma e Ampliação da Clínica Florence. Comunicação pessoal.

TRANSGEO GEOTECNIA (2020) - **PERFIS INDIVIDUAIS DE SONDAGEM A PERCUSSÃO**. Ref.: GEO - SP-056B/20. Obra: Morro Ipiranga. Comunicação pessoal.

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.