



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



JAMILLY ROBERTA CÂNCIO DE SOUZA

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM**

Belém – PA

2024

JAMILLY ROBERTA CÂNCIO DE SOUZA

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sc. Gérson Jacques Miranda dos Anjos.

Belém – PA  
2024

JAMILLY ROBERTA CANCIO DE SOUZA

**ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: \_\_\_\_ / \_\_\_\_ / \_\_\_\_.

**Banca Examinadora:**

---

Professor Dr. Sc. Géron Jacques Miranda dos Anjos.  
Universidade Federal do Pará | UFPA  
Orientador

---

Professor Dr. Helder Mansur Chaves.  
Universidade Federal do Pará | UFPA  
Membro da banca

---

Professora Dra. Laís Rodrigues da Costa Chaves.  
Universidade Federal do Pará | UFPA  
Membro da banca

Dedico este trabalho aos que me antecederam,  
lutaram e perseveraram em meio aos desafios,  
fazendo ser quem sou.

"Eu sou porque nós somos".

– Filosofia Ubuntu

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus pelas bênçãos em minha vida e na vida de minha família, permitindo alcançar objetivos anteriormente jamais imaginados, com esforço e auxílio da espiritualidade.

À minha avó paterna, Maria José, que participou ativamente da minha criação, pelo carinho e amor incondicional por mim e pela minha irmã, Jhennifer. Uma mulher ímpar, que nunca se deixou abater perante as dificuldades, prestando toda ajuda possível para quem quer que fosse, seja familiar, amigo ou simplesmente, um desconhecido, e que, com palavras gentis e coração puro, sempre buscou o bem-estar de todos ao seu redor.

Aos meus pais, Jannice e João Roberto, que tendo filhas tão cedo, cresceram juntamente às suas duas meninas, buscando sempre o melhor nas suas possibilidades. Minha mãe que também é uma inspiração de determinação em tudo que se propõe e meu pai, que sempre me incentivou a persistir em minha vida acadêmica, profissional e pessoal.

Ao meu namorado, Denner, que me acompanha desde o início da minha jornada na graduação, me apoiando e acreditando constantemente em meu sucesso a cada passo. Suas atitudes serenas e palavras positivas me impulsionaram e foram fundamentais para superar meus desafios. Agradeço por todo seu amor, amizade e companheirismo.

Aos amigos e colegas que fiz ao longo do curso, que compartilharam experiências semestre a semestre, agradeço por sua amizade e colaboração intensa para a vitória, não somente para a individual mas a de todos. As trocas de ideias, as reuniões de estudo na biblioteca, os momentos de descontração e até os de reflexão em meio ao cansaço, contribuíram para minha formação acadêmica e pessoal

Aos meus professores, que com todo o empenho e dedicação, repassaram seus conhecimentos pelas aulas, atividades e leituras propostas. Agradeço especialmente aos professores Dr. Gérson dos Anjos, pelas orientações e compreensão ao longo do desenvolvimento deste trabalho, e Dr. Ronaldson Carneiro, por toda ajuda oferecida na orientação de estágio.

Por fim, agradeço aos amigos e colegas de estágio que dividiram suas experiências e ensinamentos, aos familiares e amigos que ofereciam palavras de apoio e incentivo e a todos que, de alguma forma, contribuíram para o meu progresso.

## RESUMO

SOUZA, J. R. C. **Análise de provas de carga em estacas hélice contínua monitorada na Região Metropolitana de Belém**. 2024. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2024.

O presente trabalho tem por objetivo analisar a adequabilidade de aplicação de métodos de previsão de capacidade de carga total à compressão de estacas hélice contínua monitorada (HCM) na Região Metropolitana de Belém (RMB). Dentre os métodos disponíveis na literatura, 9 foram analisados sendo estes: Antunes & Cabral máximo (A&C\_máx), Gotlieb (Gtb), Alonso – ES (Alo-ES), Alonso – BSSP (Alo-SP), Monteiro (Mro), Décourt & Quaresma (D&Q), Aoki & Velloso (A&V), Anjos I ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) (Anj I) e Anjos II ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) (Anj II). Como objeto de pesquisa, foram avaliados 30 resultados de provas de carga estáticas e dinâmicas em estacas HCM.

A análise em questão confrontou resultados das provas de carga, os quais são relacionados valores das cargas máximas ao deslocamento de 5% do diâmetro da estaca (valor encontrado a partir da carga extrapolada pelo método de Van der Veen), e os resultados obtidos através das metodologias. Tal comparação dos resultados foi possível através de ferramentas estatísticas como Ranking Distance, Coeficiente de Determinação ( $r^2$ ), Probabilidade LogNormal ( $P_{ln}$ ) e Índice de Performance que desenvolveram pontuações para cada método, criando uma classificação indicatória dos métodos mais apropriados para aplicação na RMB.

A princípio, o método Anjos I (2020) mostrou-se como o mais adequado para cálculos de capacidade de carga em estacas HCM, entretanto este método apresentou pontuações extremamente altas, demonstrando a necessidade de adaptação para aumento da acurácia e precisão. Para isso, foram propostos coeficientes a partir das ferramentas estatísticas para cada metodologia. Após a proposição dos coeficientes alfa ( $\alpha$ ) individualizados, o método Monteiro (1997) com  $\alpha = 0,778$  tornou-se o mais satisfatório dentre todos os analisados.

Um aspecto relevante observado foi o comportamento da metodologia Aoki & Velloso (1975), a qual apresentou resultados de pontuações elevadas mesmo após a proposta de melhoramento, ocupando a última posição em ambas as classificações e demonstrando ser o menos indicado por gerar resultados de capacidade de carga divergentes aos resultados das provas de carga.

Palavras-chave: Estaca hélice contínua; prova de carga; extrapolação; capacidade de carga; Van der Veen.

## ABSTRACT

SOUZA, J. R. C. **Análise de provas de carga em estacas hélice contínua monitorada na Região Metropolitana de Belém.** 2024. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2024.

The present work aims to analyze the suitability of applying methods to predict the total load capacity of compression of continuous flight auger (CFA) in the Metropolitan Region of Belém (MRB). Among the methods available in the literature, 9 were analyzed, namely: Antunes & Cabral maximum (A&C\_máx), Gotlieb (Gtb), Alonso – ES (Alo-ES) and Alonso – BSSP (Alo-SP), Monteiro (Mro), Décourt & Quaresma (D&Q), Aoki & Velloso (A&V), Anjos I ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) (Anj I) and Anjos II ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) (Anj II). As the research object, 30 results of static and dynamic loading tests on HCM piles were evaluated.

The analysis in question compared the results of the load tests, which relate the values of the maximum loads to the displacement of 5% of the pile diameter (value found from the load extrapolated by the Van der Veen method), and the results obtained through the methodologies. This comparison of the results was possible through statistical tools such as Ranking Distance, Coefficient of Determination ( $r^2$ ), LogNormal Probability ( $P_{ln}$ ) and Performance Index, which developed scores for each method, creating an indicative classification of the most appropriate methods for application in the RMB.

At first, the Anjos I (2020) method proved to be the most suitable for calculating load capacity in CFA however, this method presented extremely high scores, demonstrating the need for adaptation to increase accuracy and precision. For this, coefficients were proposed based on the statistical tools for each methodology. After the proposal of individualized alpha coefficients ( $\alpha$ ), the Monteiro (1997) method with  $\alpha = 0.778$  became the most satisfactory among all those analyzed.

A relevant aspect observed was the behavior of the Aoki & Velloso (1975) methodology, which presented high score results even after the improvement proposal, occupying the last position in both classifications and proving to be the least suitable because it generated load capacity results that diverged from the results of the load tests.

Keywords: Continuous flight auger; load tests; extrapolation; load capacity; Van der Veen.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Determinação da resistência de base de estacas.....	26
Figura 2 – Curvas carga x recalque em provas de carga. ....	33
Figura 3 – Curva carga x recalque.....	35
Figura 4 – Estimativa de $P_{\text{últ}}$ .....	36
Figura 5 – Carga de ruptura convencional.....	37
Figura 6 – Localização dos empreendimentos em que foram realizadas provas de carga. ....	39
Figura 7 – Distribuição dos valores de $N_{\text{SPT}}$ para cada prova de carga analisada. ....	42
Figura 8 – Distribuição dos valores de NSPT para o Setor 1.....	43
Figura 9 – Distribuição dos valores de NSPT para o Setor 2.....	44
Figura 10 – Distribuição dos valores de NSPT para o Setor 3.....	44
Figura 11 – Resultado das 30 provas de carga. ....	46
Figura 12 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos I ( $\alpha, \beta, \gamma$ ) (2020)....	49
Figura 13 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Monteiro (1997). ....	49
Figura 14 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Décourt & Quaresma (1978). .....	50
Figura 15 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos II ( $\alpha, \beta$ ) (2020). ....	50
Figura 16 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (SP) (1996). ....	50
Figura 17 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Gotlieb et al. (2000). ....	51
Figura 18 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Antunes & Cabral (máx) (1996). ....	51
Figura 19 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (ES) (2000). ....	51
Figura 20 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Aoki & Velloso (1975). ..	52
Figura 21 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Monteiro para $\alpha = 0,778$ ..	53
Figura 22 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos I para $\alpha = 0,798$ ....	53
Figura 23 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (ES) para $\alpha = 0,514$ . .....	54
Figura 24 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Aoki & Velloso para $\alpha =$ $0,327$ . ....	54

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de $F_1$ e $F_2$ .....	17
Tabela 2 – Valores de $K$ e $\alpha$ para distintos tipos de solos.....	18
Tabela 3 – Valores de $\alpha$ e $\beta$ de acordo com tipos de estacas e solos.....	19
Tabela 4 – Valores de $C$ em função do tipo de solo.....	20
Tabela 5 – Parâmetros $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	21
Tabela 6 – Limites de $r_1$ e valores de $\alpha_{Al}$ para estacas hélice contínua. ....	22
Tabela 7 – Valores de $\beta_{Al}$ em função do tipo de solo para as regiões analisadas.....	24
Tabela 8 – Coeficientes $K$ e $\alpha$ modificados.....	25
Tabela 9 – Características das provas de carga à compressão de estacas hélice contínua.....	40
Tabela 10 – Estratigrafia encontrada nos 30 furos de sondagem realizados.....	45
Tabela 11 – Principais tipos de solo encontrados nos 30 furos de sondagem realizados.....	45
Tabela 12 – Cargas limite calculadas pelas distintas metodologias.....	47
Tabela 13 – Classificação das metodologias.....	48
Tabela 14 – Metodologias analisadas com o uso do coeficiente $\alpha$ .....	52

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\Delta Q$	Acréscimo de carga
$\Delta s$	Acréscimo de recalque
A&C_máx	Antunes & Cabral máximo
$A_b$	Área da base da estaca
$A_b$	Área da base da estaca
$A_l$	Área lateral da estaca
$Q_b$	Capacidade de carga de base
$Q_l$	Capacidade de carga do fuste
$Q_t$	Capacidade de carga total da estaca
$Q_{t(1\%D)}$	Carga limite para um recalque igual a 1% do diâmetro da estaca
s	Desvio padrão
$\varnothing$	Diâmetro da estaca
FS	Fator de segurança
$\mu$	Média
E	Módulo de elasticidade
$N_l$	$N_{SPT}$ médio na camada de solo de espessura $\Delta l$
$N_b$	$N_{SPT}$ na cota da base
$N_{SPT\_b}$	Média geométrica de $N_{SPT}$ ao longo do comprimento do fuste
$N_{SPT\_f}$	Média geométrica de $N_{SPT}$ no intervalo de 3D (abaixo) e 1D (acima) da base
U	Perímetro da estaca
W	Peso próprio da estaca
RD	Ranking Distance
$q_b$	Resistência unitária da base
$q_l$	Resistência unitária lateral
$Q_{cal}$	Valores calculados
$Q_{med}$	Valores medidos

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>11</b>
<b>1.1.</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>12</b>
1.1.1.	Objetivo geral .....	12
1.1.2.	Objetivos específicos .....	13
<b>1.2.</b>	<b>Justificativa da pesquisa.....</b>	<b>13</b>
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1.</b>	<b>Estaca hélice contínua monitorada .....</b>	<b>14</b>
<b>2.2.</b>	<b>Capacidade de suporte axial .....</b>	<b>14</b>
2.2.1.	Métodos semi-empíricos para estacas hélice contínua .....	17
2.2.2.	Considerações acerca da capacidade de suporte axial .....	29
<b>2.3.</b>	<b>Ensaio de carregamento .....</b>	<b>30</b>
2.3.1	Provas de carga dinâmicas .....	31
2.3.2	Provas de carga estáticas .....	32
2.3.3	Métodos de extrapolação da curva carga x deslocamento .....	33
2.3.3.1	Método de Van Der Veen (1953) .....	35
2.3.3.2	Método da ANBT NBR 6122 (2019) .....	37
<b>2.4</b>	<b>Ferramentas estatísticas .....</b>	<b>38</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>39</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE DADOS.....</b>	<b>48</b>
<b>4.1</b>	<b>Análise comparativa das diferentes metodologias.....</b>	<b>48</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>55</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>56</b>

---

# 1. INTRODUÇÃO

---

Para a execução de estruturas de engenharia, é essencial estabelecer uma conexão segura dessas edificações com o terreno que será instalado. Nesse contexto, as fundações desempenham papel fundamental na interação edificação-solo na distribuição dos carregamentos aplicados, devido as características da estrutura, para o terreno e as diversas camadas de solo que o compõem. As fundações podem ser classificadas como rasas ou profundas, cada uma tendo subclassificações (sapatas, blocos, tubulões e estacas). Atualmente, devido às exigências cada vez maiores de cargas a serem transferidas ao solo, as fundações profundas passaram a ser mais aplicadas em suas diversas variações como estaca pré-moldada, raiz e hélice contínua monitorada.

Como toda e qualquer etapa de um projeto de engenharia, é fundamental o estudo prévio das condições da área de instalação e suas futuras destinações. Na engenharia geotécnica, torna-se imprescindível o estudo do solo através de ensaios caracterizadores para determinação de parâmetros como coesão e resistência, dados importantes para a mensuração da capacidade de carga de fundações. Para isso, diversas metodologias estão disponíveis na literatura, desenvolvidas em diversas regiões do Brasil e do mundo, considerando fatores como dados de investigação geotécnica e a interação fundação-solo ao serem aplicados carregamentos nas fundações.

Entretanto, verifica-se uma lacuna de métodos desenvolvidos a partir das particularidades dos solos da região amazônica, em especial no estado do Pará. Sabe-se que para o cálculo de fundações, é importante que os dados sejam obtidos a partir dos solos da área de construção da edificação e, ao utilizar dados de outra região, os valores de capacidade de carga de uma fundação podem ser imprecisos, influenciando negativamente no fator de segurança ( $FS > 2$ ), e nos custos de execução de um projeto.

Assim, dada carência de metodologias mais precisas para cálculos de fundações na região, este trabalho tem por objetivo analisar 9 métodos disponíveis na literatura para cálculo da capacidade de carga de elementos de fundação do tipo estaca, sendo estes Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Alonso (SP) (1996), Monteiro (1997), Alonso (ES) (2000), Gotlieb et al. (2000), Anjos I ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) (2020) e Anjos II ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) (2020). A análise foi baseada em estudos de sondagens do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), provas de carga dinâmica (PDA) e provas de carga estáticas (PCE) realizados em

fundações da Região Metropolitana de Belém resultando em um *ranking* que qualifica os métodos conforme a adequabilidade.

As pontuações geradas através de ferramentas estatísticas como *Ranking Distance*, Coeficiente de Determinação ( $r^2$ ), Probabilidade LogNormal (P\_In), Probabilidade Normal (P) e Índice de Performance, revelaram discrepâncias entre os valores de capacidade de carga dos métodos e os obtidos nas provas de carga. Desse modo, foram propostos coeficientes alfa ( $\alpha$ ) para cada um dos métodos com o objetivo de aumentar a precisão e a acurácia destes e em seguida, uma nova classificação foi gerada. É importante ressaltar que os resultados obtidos foram baseados em 30 ensaios de SPT e 29 provas de carga realizados em empreendimentos localizados na RMB e, indica-se que, para melhora constante dos métodos, haja o aumento do banco de dados de sondagem e provas de carga em distintas regiões.

Este trabalho está estruturado em 5 capítulos cujo capítulo 1 apresenta os objetivos gerais, específicos e a justificativa da pesquisa, o capítulo 2 revisa a literatura, conceitos e metodologias analisadas, além da metodologia estatística para obtenção das pontuações de cada método. O capítulo 3 detalha os materiais e métodos analisados, os resultados obtidos nos ensaios de sondagem e de carregamento das estacas, além dos valores de capacidade de carga calculados nos 9 métodos analisados. Em seguida, o capítulo 4 discute os dados e classificações pré e pós-aprimoramento das metodologias a partir das ferramentas estatísticas utilizadas. Por fim, o capítulo 5 conclui sobre a relevância dos coeficientes ajustados e sugere a contínua coleta de dados experimentais para consolidação da eficácia dos coeficientes alfas ajustados.

## **1.1. Objetivos**

### **1.1.1. Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é realizar a coleta de dados de provas de cargas dinâmicas e estáticas, além de ensaios de sondagem tipo SPT da RMB e analisar e comparar os resultados de previsão de capacidade de suporte axial de estacas do tipo hélice contínua, executadas na Região Metropolitana de Belém, utilizando distintas metodologias de cálculo e a ferramenta estatística *Solver* (em ambiente Excel) como suporte.

### 1.1.2. Objetivos específicos

- a) Analisar as metodologias semiempíricas de cálculo de capacidade de carga, classificando-as para verificar suas respectivas adequabilidades de aplicação em estacas hélice contínua da RMB utilizando ferramenta estatística ferramenta *Solver* (em ambiente Excel) como base para a avaliação;
- b) Sugerir aprimoramentos nas metodologias avaliadas, a partir do uso de coeficiente, a fim de aumentar a acurácia e a precisão das metodologias com o auxílio de ferramentas estatísticas variadas.

## 1.2. Justificativa da pesquisa

Para o cálculo das características geotécnicas de elementos de fundação, distintos métodos descritos na literatura podem ser aplicados, sendo fundamental o conhecimento prévio e detalhado das propriedades dos solos da região e as cargas que esses elementos serão submetidos. Entretanto, no campo da geotecnia, observa-se uma carência de métodos amplamente validados que considerem as especificidades dos solos da região amazônica, especialmente no estado do Pará, tal condição pode comprometer a segurança das fundações, impactando no fator de segurança ( $FS < 2$ ).

Nesse contexto, o presente trabalho analisa resultados de ensaios do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), provas de carga estáticas (PCE) e provas de carga dinâmicas (PDA) para a avaliação da capacidade de suporte e recalque de estacas tipo hélice contínua monitorada da Região Metropolitana de Belém a fim de aprimorar os métodos existentes, aumentando sua acurácia e precisão.

---

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1. Estaca hélice contínua monitorada

Para que uma obra de engenharia seja executada de acordo com parâmetros pré-estabelecidos de segurança em todas suas etapas, desde a fundação até a cobertura e acabamentos, há a avaliação de diversos fatores como as características do local e a futura utilização da edificação, por exemplo. Diante disto, de acordo com procedimentos executivos, as fundações possuem papel fundamental na distribuição das cargas da estrutura para o solo portanto, deve-se conhecer o solo para a definição do tipo de fundação que seja empregada.

Ao longo do desenvolvimento da civilização, diversos tipos de fundações foram criados podendo ser classificadas em rasas e profundas. Atualmente, por conta da alta carga das construções, é comum a utilização de estacas como alicerces e, um tipo comum no Brasil é a estaca hélice contínua monitorada.

A NBR 6122:2019 define a estaca hélice monitorada como um elemento moldado in loco cuja execução é realizada através da trado mecânico que escava o solo, para posterior injeção de concreto e retirada do trado, simultaneamente, e após a concretagem colocação da armadura metálica. Essa estaca leva o nome por conta do formato helicoidal do seu trado e o monitoramento de todas as etapas de execução, como velocidade de rotação, penetração e extração do trado, inclinação da torre e pressão e volume do concreto. As dimensões de uma estaca são definidas em projetos, que utilizam dados da estrutura e do solo para os cálculos da profundidade e do diâmetro.

### 2.2. Capacidade de suporte axial

Ao realizar um ensaio de carregamento, têm-se como objetivo principal a observação do desempenho dos elementos de fundação no terreno o qual foi executado e projetado. Com esses ensaios é possível obter resultados de capacidade de carga de uma fundação isolada, sendo possível determinar a curva carga x deslocamento, a qual apresenta o comportamento da interação solo-estaca.

Segundo a NBR 6122:2019, a carga admissível de uma estaca pode ser definida como o carregamento aplicado capaz de produzir recalques similares aos de edificações, sem que ocorram inconvenientes, oferecendo um grau de segurança adequado não somente do conjunto

estaca-solo mas também do próprio elemento de fundação. Sabe-se que do conjunto estaca-solo, esse segundo apresenta valores de resistência menores em relação ao primeiro logo, ao analisar a capacidade de carga de uma fundação, seja profunda ou não, o valor obtido está ligado diretamente às características geotécnicas do solo que a circunda. A norma ainda prevê a carga admissível de uma estaca a partir da execução de provas de carga, desde que seja aplicado o coeficiente de segurança adequado.

Dito isso, para a análise da capacidade axial de suporte de fundações existem diversos métodos presentes na literatura, podendo estes serem teóricos, semi-empíricos, empíricos ou experimentais (provas de carga). De acordo com VELLOSO & LOPES (2002), os métodos estáticos destinam-se a alcançar o equilíbrio entre o peso próprio da fundação, as cargas aplicadas e a resistência do solo. Estes métodos podem ser teóricos ou racionais, e levam em consideração fórmulas presentes na Mecânica dos Solos e parâmetros definidos a partir de ensaios de laboratório e/ou campo.

Os métodos semi-empíricos baseiam-se em dados obtidos em ensaios *in situ* de penetração, as sondagens, alguns dos mais comumente aplicados são CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*Flat Dilatometer Test*), PMT (Pressiômetro Menard), SPT (*Standard Penetration Test*) e SPT-T (*Standard Penetration Test with Torque Measurements*). No Brasil, dois tipos de ensaios são mais utilizados para a investigação de solos sendo os ensaios SPT (por conta de seu baixo custo) e o CPT.

Em relação aos métodos dinâmicos, a fundamentação parte da previsão do comportamento das fundações ao serem submetidas a carregamentos dinâmicos. As provas de carga são ensaios de carregamento que oferecem dados mais confiáveis quanto ao comportamento de um elemento de fundação, permitindo em alguns casos que o fator de segurança seja reduzido de 2 (valor conforme NBR 6122:2019) para até 1,6, quando o ensaio de carregamento for realizado antes do início da obra.

A resistência de uma estaca, ao ser submetida a um carregamento, está atrelada à sua resistência ao cisalhamento ao longo de seu fuste, bem como às tensões normais geradas no nível de sua base. A Equação 1 expressa a relação entre a capacidade de suporte axial à compressão ( $Q_t$ ), a resistência lateral ( $Q_l$ ), a resistência na base da estaca ( $Q_b$ ) e o peso da fundação ( $W$ ) para definição da capacidade de carga de uma estaca.

$$Q_t = Q_l + Q_b - W \quad (1)$$

Onde:

- $Q_t$ : capacidade de carga total da estaca;
- $Q_l$ : capacidade de carga do fuste (atrato/adeseão lateral);
- $Q_b$ : capacidade de carga de base;
- $W$ : peso próprio da estaca.

Historicamente, o peso próprio da fundação apresenta comportamento desprezível em comparação às cargas aplicadas na fundação. Desse modo, a Equação 2 leva em consideração as resistências unitárias ( $q_b$  e  $q_l$ ) a partir da Equação 1.

$$Q_t = A_b \cdot q_b + U \cdot \int_0^L q_l dz \quad (2)$$

Onde:

- $A_b$ : área da base da estaca;
- $q_b$ : resistência unitária da base;
- $U$ : perímetro da estaca;
- $q_l$ : resistência unitária do fuste.

Com o avanço da engenharia geotécnica, novas metodologias para o cálculo da capacidade de carga das fundações foram desenvolvidas, utilizando como base a Equação 1 apresentada anteriormente. Contudo, há uma variação das relações matemáticas propostas em decorrência da variação do tipo de investigação geotécnica realizada, dos perfis de solos encontrados e suas características, além do tipo de estaca. Por conta da ampla utilização de ensaios de sondagem à percussão tipo SPT e CPT no Brasil, houve a necessidade de formulação de métodos semi-empíricos que possibilitassem a utilização das informações contidas nos laudos desses ensaios.

No subcapítulo 2.2.1, alguns dos métodos semi-empíricos desenvolvidos e utilizados recorrentemente para a previsão da capacidade de suporte axial de estacas hélice contínua serão apresentados.

### 2.2.1. Métodos semi-empíricos para estacas hélice contínua

#### a) Método de Aoki & Velloso (1975)

Para o desenvolvimento desse método, AOKI & VELLOSO (1975) avaliou a tensão limite de ruptura e a de atrito lateral do solo a partir de resultados obtidos da tensão da base no ensaio de penetração de cone, ou simplesmente, CPT. Por conta das diferenças de comportamento dos dois elementos, estaca (protótipo) e cone (modelo), AOKI & VELLOSO (1975) definiram coeficientes F1 e F2 de acordo com o tipo de estaca utilizada.

Esses coeficientes foram determinados utilizando resultados de provas de carga, comparados entre si conforme o tipo de estaca ensaiada. A priori, os tipos avaliados foram Franki, metálica, pré-moldada de concreto e em seguida, a estaca escavada.

Os valores para F1=2 e F2=4 foram definidos a partir de análises de estacas do tipo ômega, raiz e hélice contínua em 3 trabalhos de conclusão de curso da Universidade Federal do Rio de Janeiro no ano de 1994. Segundo VELLOSO & LOPES (2002), tais valores possibilitaram estimativas ligeiramente conservadoras, oferecendo resultados razoáveis. A Tabela 1 expressa os valores de F1 e F2 de acordo com o tipo de estaca estudada.

Tabela 1 – Valores de F1 e F2.

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00
Ômega*	2,00	4,00
Raiz*	2,00	4,00
Hélice contínua*	2,00	4,00

\*valores obtidos em estudos posteriores da UFRJ.

Fonte: Aoki & Velloso, 1975; Velloso et al., 1978.

Por conta da ampla utilização de ensaios de investigação geotécnica do tipo SPT, desenvolveu-se uma adaptação da metodologia. Assim, adotaram-se valores para coeficiente K e para a razão de atrito  $\alpha$ , atrelada ao tipo de solo, como parâmetros de correção dos resultados de resistência da base e da lateral das estacas. Os respectivos valores para o coeficiente K, em

kgf/cm<sup>2</sup>, e a razão de atrito  $\alpha$ , em porcentagem (%), são expressos na Tabela 2 de acordo com a correspondência do tipo de solo.

Tabela 2 – Valores de K e  $\alpha$  para distintos tipos de solos.

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argilo areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Fonte: Aoki & Velloso, 1975.

Desse modo, Aoki & Velloso desenvolveram a Equação 3 para cálculo estimado da capacidade de carga de uma fundação isolada.

$$Q_t = A_b \cdot \frac{K \cdot N_b}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F_2} \cdot \Delta l \quad (3)$$

Onde:

- $A_b$ : área da seção transversal da base da estaca;
- $U$ : perímetro da estaca;
- $\Delta l$ : segmento de estaca calculado;
- $N_b$ : NSPT na cota da base da estaca;
- $N_l$ : NSPT médio na camada de solo de espessura  $\Delta l$ .

VELLOSO & LOPES (2002) indicam um fator de segurança igual a 2 ( $FS = 2$ ) para aplicação na metodologia de AOKI & VELLOSO (1975). Assim, a carga admissível é expressa pela Equação 4.

$$Q_{adm} = \frac{Q_t}{2} \quad (4)$$

b) Método de Décourt & Quaresma (1978)

O método de DÉCOURT & QUARESMA (1978) foi desenvolvido a partir de estudos utilizando estaca do tipo padrão. Desse modo, para possibilitar a utilização do método em outros tipos de estacas, DÉCOURT et al. (1996) propôs 2 coeficientes corretivos da reação de base e da parcela do atrito lateral da estaca, atrelado aos diferentes tipos de solo.

Esse método descrito visa estimar a capacidade de carga de uma fundação de maneira aproximada ao considerar 4 fatores: a) valores de  $N_{SPT}$ ; b) resistência de base da estaca; c) o tipo de solo encontrado e; d) parâmetros “ $\alpha$ ” e “ $\beta$ ”. Esses parâmetros são referentes, respectivamente, à resistência de base e à resistência lateral das estacas sendo utilizados para majoração ou de minoração.

Tabela 3 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  de acordo com tipos de estacas e solos.

<b>Estaca</b>	<b>Solo</b>	<b>Argilas</b>	<b>Siltes</b>	<b>Areias</b>
Cravada (estaca padrão)	$\alpha$	1,00*	1,00*	1,00*
	$\beta$	1,00*	1,00*	1,00*
Escavada (em geral)	$\alpha$	0,85	0,60	0,50
	$\beta$	0,80	0,65	0,50
Escavada (com bentonita)	$\alpha$	0,85	0,60	0,50
	$\beta$	0,90*	0,75*	0,60*
Hélice contínua	$\alpha$	0,30*	0,30*	0,30*
	$\beta$	1,00*	1,00*	1,00*
Raíz	$\alpha$	0,85*	0,60*	0,50*
	$\beta$	1,50*	1,50*	1,50*
Injetada (alta pressão)	$\alpha$	1,00*	1,00*	1,00*
	$\beta$	3,00*	3,00*	3,00*

\*valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida, sendo apenas indicativos devido o reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt & Quaresma, 1978.

Assim, desenvolveu-se a Equação 5 para expressão de capacidade de carga proposta.

$$Q_t = \alpha \cdot C \cdot \bar{N}_b \cdot A_b + 10 \cdot \beta \cdot \left( \frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \cdot A_l \quad (5)$$

Onde:

- $\bar{N}_b$ : média dos valores de NSPT correspondentes à base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior (os valores de NSPT maiores que 50, são considerados iguais a 50);
- $A_b$ : seção transversal da base da estaca;
- $C$ : coeficiente que relaciona a resistência de base com o valor  $\bar{N}_b$  em função do tipo de solo (Tabela 4);
- $\bar{N}_l$ : média entre os valores de NSPT ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados para a estimativa da resistência de base do elemento de fundação (os valores de NSPT maiores que 3, são considerados iguais a 3);
- $A_l$ : área lateral da estaca.

Tabela 4 – Valores de C em função do tipo de solo.

Tipo de solo	Estaca cravada (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (solos residuais)	200
Siltes arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: Décourt & Quaresma, 1978.

Em relação ao fator de segurança, Décourt & Quaresma propõem valores de parciais de FS para a resistência de base ( $FS_b$ ) e para o atrito lateral ( $FS_l$ ), sendo  $FS_b = 4$  e  $FS_l = 1,3$ , em contrapartida ao valor de  $FS = 2$  na norma NBR 6122. Portanto, o valor da carga admissível da estaca ( $Q_{adm}$ ) será definido pelo menor valor obtido pelas formulações da Equação 6.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{b,rup}}{4} + \frac{Q_{l,rup}}{1,3} \quad ; \quad Q_{adm} = \frac{Q_t}{2} \quad (6)$$

## c) Método de Antunes &amp; Cabral (1996)

Ao relacionar resultados de carregamento estático em estacas hélice contínua de diâmetro iguais a 350, 500 e 750 mm e ensaios de investigação geotécnica tipo *Standard Penetration Test* (SPT), Antunes & Cabral desenvolveram uma metodologia de precisão da capacidade de carga de estacas, gerando duas equações: a) Equação 7, para cálculo da resistência por atrito lateral ( $q_l$ ) e; b) Equação 8, para cálculo da resistência de base ( $q_b$ ). Nas equações, há ainda 2 parâmetros atrelados ao tipo de solo (areia, silte e argila),  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , cujos valores são apresentados na Tabela 5.

$$Q_l = \pi \cdot \phi \cdot \sum (N \cdot \beta_1) \cdot \Delta l \quad (7)$$

$$Q_b = \beta_2 N_b \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right); \beta_2 N_b \leq 40 \text{ kgf/cm}^2 \quad (8)$$

Assim, ANTUNES & CABRAL (1996) apresentaram a Equação 9 para proposta de cálculo da capacidade de carga em estacas.

$$Q_t = \pi \cdot \phi \cdot \sum (N \cdot \beta_1) \cdot \Delta l + \beta_2 N_b \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) \quad (9)$$

Onde:

- $\phi$ : diâmetro da estaca;
- $\Delta l$ : comprimento da estaca;
- N: índice de resistência a penetração do SPT;
- $\beta_1$  e  $\beta_2$ : parâmetros do método dependentes do tipo de solo para o cálculo do atrito lateral e de resistência de ponta da estaca, respectivamente.

Tabela 5 – Parâmetros  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Solo	$\beta_1$ (%) [kPa]	$\beta_2$ [kPa]
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes & Cabral, 1996.

d) Métodos de Alonso – BSSP (1996) e Alonso – ES (2000)

Ao utilizar resultados de ensaios SPT-T (*Standard Penetration Test with Torque Measurements*) realizados na Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, Alonso desenvolveu o método para cálculo de capacidade de carga de estacas em 1996 (Alonso – BSSP), o qual mais tarde, em 2000, seria reavaliado com novos dados adicionados a partir de ensaios SPT-T realizados nas regiões da formação Guabirotuba e dos solos da cidade de Serra no estado do Espírito Santo (ES) no método Alonso – ES. Neste método, analisou-se também o comportamento dos elementos de fundações quando submetidos à carregamentos variados e suas influências a longo prazo.

Assim, ALONSO (1996) correlaciona o atrito lateral da estaca ( $f_s$ ) e a carga de base em função dos valores de  $T_{m\acute{a}x}$  e  $T_{m\acute{i}n}$  para o cálculo do atrito lateral da fundação na carga última, definida como o somatório das resistências de base e atrito lateral.

Assim, após desenvolvimento da metodologia Alonso – BSSP têm-se a Equação 10.

$$q_l = \sum (U \cdot \Delta l \cdot r_l) \quad (10)$$

Onde:

- U: perímetro da seção transversal do fuste da estaca (m);
- $\Delta l$ : trecho de onde admite-se atrito lateral unitário  $r_l$  constante (m);
- $q_l$ :  $\alpha A_l \cdot f_s$  (adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca).

A Tabela 6 apresenta os limites de  $r_l$  e os valores de  $\alpha A_l$  para estacas hélice contínua a partir das 3 regiões distintas analisadas.

Tabela 6 – Limites de  $r_l$  e valores de  $\alpha A_l$  para estacas hélice contínua.

<b>Região</b>	<b>Limite de <math>r_l</math></b>	<b><math>\alpha A_l</math>*</b>
Bacia Sedimentar de São Paulo	$\leq 200$ kPa	0,65
Formação Guabirotuba	$\leq 80$ kPa	0,65
Cidade de Serra/ES	$\leq 200$ kPa	0,76

\*coeficiente de correção de  $f_s$  obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última.

Fonte: Alonso, 1996.

Logo, pode-se obter o valor de  $f_s$ , em kPa, utilizando da Equação 11.

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{m\acute{a}x}}{0,41 \cdot h - 0,032} \quad (11)$$

Onde:

- $f_s$ : adesão calculada a partir do torque máximo (kgf.m), e a penetração total (cm) do amostrador, no ensaio de SPT-T;
- $T_{m\acute{a}x}$ : torque máximo (kgf.m);
- $h$ : penetração total de cravação do amostrador (cm).

A Equação 12 é utilizada quando a penetração total de cravação do amostrador ( $h$ ) for igual a 45 cm e, a Equação 13, é aplicada para a definição da carga de base da fundação.

$$f_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} \quad (12)$$

$$Q_b = A_b \cdot r_b \quad (13)$$

Onde:

- $A_p$ : área da projeção da base da estaca sobre um plano perpendicular ao seu eixo;
- $r_b$ : resistência unitária da base do elemento de fundação, definida pela Equação 14.

Por fim, têm-se a Equação 14.

$$q_b = \beta_{Al} \cdot \frac{T_{m\acute{m}n}^{(1)} + T_{m\acute{m}n}^{(2)}}{2} \quad (14)$$

Onde:

- $T_{m\acute{m}n}^{(1)}$ : média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) no trecho 8D, medido para cima, a partir da base da estaca, adotando-se nulos os  $T_{m\acute{m}n}$ , acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor que 8D;
- $T_{m\acute{m}n}^{(2)}$ : média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) no trecho 3D, medido para baixo, a partir da base.

Segundo ALONSO (1996, 2000b), os valores de  $T_{\min}$  superiores a 40 kgf.m devem ser adotados como iguais a 40 kgf.m, enquanto os valores de  $\beta_{Al}$  (em kPa/kgf.m) para as regiões analisadas são definidos e expressos na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores de  $\beta_{Al}$  em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

Região	$\beta_{Al}$ (Areia)	$\beta_{Al}$ (Silte)	$\beta_{Al}$ (Argila)
Bacia Sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra/ES	260	195	130

Fonte: Alonso, 1996.

Caso ensaios SPT-T não sejam realizados, recomenda-se adotar os valores de  $T_{\max} = 1,2N$  e  $T_{\min} = 1,0N$  para o cálculo do atrito lateral e da resistência de ponta. Assim, o método de ALONSO – BSSP (1996) atenta que para aplicação do método em outras regiões que não dispõem de ensaios SPT-T, deve-se obter essas correlações inicialmente, para posteriormente utilizar o SPT. Tais correlações para SPT são definidas como  $T_{\max} = 1,13N$  e  $T_{\min} = 0,98N$ .

e) Método de Gotlieb et al. (2000)

GOTLIEB et al. (2000) ao observar ocorrências de recalques excessivos em fundações, desenvolveu o método para estimativa da tensão admissível no topo da fundação a partir de dados obtidos em ensaios SPT para melhora dos aspectos de segurança das estacas.

Como objeto de estudo, foram estudadas 48 provas de carga estática em estacas hélice contínua no ano de 2000. Dois anos após a primeira proposta do método, em 2002, uma nova análise foi realizada pelos autores em 99 provas de carga estática do banco de dados de ALONSO (2000).

Assim, obteve-se uma nova proposta para cálculo da tensão admissível no topo da estaca ( $\sigma_t$ ), exposta na Equação 15.

$$\sigma_t = (SPT_{\text{médio da ponta}} \times 60) + \left( \frac{\sum N_{SPT}}{0,125\phi} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (15)$$

Onde:

- $SPT_{\text{médio da ponta}}$ : média dos valores obtidos no trecho compreendido por 8 diâmetros da estaca, da base para cima e por 3 diâmetros da estaca, da base para baixo;

- $\sum N_{SPT}$ : somatório dos  $N_{SPT}$  compreendidos ao longo do comprimento da estaca, com os valores de  $N_{SPT}$  limitados em 50;
- $\varnothing$ : diâmetro do elemento de fundação, em metros.

Primeiramente, os autores recomendaram que o valor da tensão admissível fosse limitado a 5 Mpa baseado nas experiências profissionais. Entretanto, esse valor foi modificado para 6 Mpa de acordo com a norma ABNT NBR 6122 a partir do aumento do limite mínimo de resistência do concreto no período de criação do método.

Desse modo, os autores concluíram que, nas condições de recalques observados até 15mm para as cargas de trabalho dos elementos de fundação, o método mostrou-se válido para todos os casos analisados.

f) Método de Monteiro (1997)

O presente método teve como ponto inicial o método de AOKI & VELLOSO (1975), oferecendo alterações dos valores dos parâmetros do solo  $K$  e  $\alpha$  (Tabela 8), além de modificação dos parâmetros de transformação  $F1$  e  $F2$  (novos valores:  $F1 = 3,0$  e  $F2 = 3,8$ ), os quais consideram o processo de execução do elemento de fundação e o efeito de escala, no modelo de resistência lateral e de base da estaca.

Tabela 8 – Coeficientes  $K$  e  $\alpha$  modificados.

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	730	2,1
Areia siltosa	680	2,3
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia argilosa	540	2,8
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Silte	480	3,2
Silte arenoso	500	3,0
Silte areno-argiloso	450	3,2
Silte argiloso	320	3,6
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Argila	250	5,5
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila siltosa	260	4,5
Argila silto-arenosa	330	4,1

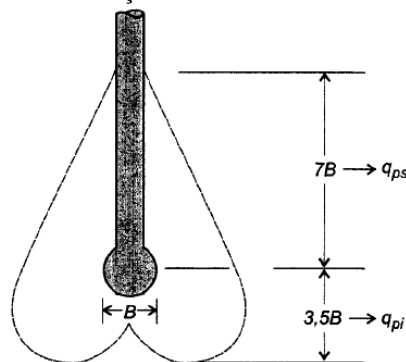
Fonte: Monteiro, 1997.

Para a aplicação do método proposto, Monteiro faz algumas recomendações:

- I) Há limitação para o valor de  $N_{SPT}$ , sendo 40 o máximo adotado;
- II) Para o cálculo da resistência de base  $q_{p, \text{últ}}$  (Equação 16), os valores adotados para  $q_{ps}$  e  $q_{pi}$  serão de espessuras 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente, ou seja  $q_{ps} = 7B$  e  $q_{pi} = 3,5B$ .

$$q_{p, \text{últ}} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (16)$$

Figura 1 – Determinação da resistência de base de estacas.



Fonte: Monteiro, 1997.

KLOSINSKI & RYCHLEWSKI (2003) ainda desenvolveram as Equações 17 e 18 a partir de resultados de 79 de provas de carga em estacas hélice contínua com diâmetros ( $D$ ) variados de 0,4 a 1 metro e comprimentos ( $L$ ), de 5 a 18,3 metros, propondo que o cálculo da capacidade de suporte total e a rigidez de estacas hélice contínua estão atreladas às dimensões  $D$  e  $L$  da fundação. É válido ressaltar que as equações de KLOSINSKI & RYCHLEWSKI (2003) podem ser consideradas como formulações diretas embora não tenham sido desenvolvidas com bases de ensaios de sondagem SPT, CPT ou DMT.

$$Qt_{(1\%D)} = 170(\pm 70).L.D \quad (\text{kN}) \quad (17)$$

$$K = \frac{P}{s} = 17(\pm 7).L \quad (\text{MN/m}) \quad (18)$$

Onde:

- $Qt_{(1\%D)}$ : carga total para um recalque equivalente a 1% do diâmetro da estaca;
- $K$ : rigidez do elemento de fundação, a relação entre a carga atuante no elemento de fundação e o recalque ocasionado para esta carga ( $K = P/s$ ).

## g) Método de Anjos I (2020)

A partir de dados de 140 provas de carga e ensaios de sondagem SPT, os quais apresentaram resultados de composição de solos em 46,65% de solo argiloso, 29,93% de solo siltoso e 23,42% de solo arenoso ao longo do fuste das estacas ensaiadas, a metodologia Anjos I (2020) foi desenvolvida baseada na Equação 1 de avaliação da capacidade de suporte total de estaca hélice contínua, representando os valores de resistências unitárias da estaca nas Equações 19 e 20 abaixo.

$$q_l = A + B \cdot N_{SPT\_f} \quad (\text{kN}) \quad (19)$$

$$q_b = C \cdot N_{SPT\_b} \quad (\text{kN}) \quad (20)$$

Onde:

- $q_l$ : resistência unitária lateral;
- $q_b$ : resistência unitária da base;
- $N_{SPT\_f}$ : média geométrica de  $N_{SPT}$  ao longo do comprimento do fuste (excluindo o valor usado na base);
- $N_{SPT\_b}$ : média geométrica de  $N_{SPT}$  em um intervalo 3D (abaixo) e 1D (acima) da base da fundação  $N_{SPT}$  na base da estaca.

Anjos I (2020) realiza a avaliação dos coeficientes A, B e C através de valores prévios de  $N_{SPT\_f}$  e  $N_{SPT\_b}$ , permitindo a definição dos valores desses coeficientes (em Anjos I) e dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  (em Anjos II) por meio de ferramenta estatística *Solver* (em ambiente Excel) a partir da definição de RD (minimização). Para o cálculo dos valores de  $N_{SPT\_f}$  e  $N_{SPT\_b}$ , realizou-se uma sequência prévia de combinações de valores como a média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste e a média aritmética dos valores ao longo do fuste, excluindo os valores de  $N_{SPT}$  usados na base. Estas sequências ainda contemplam valores das médias geométrica e a mediana, com o uso ou não dos  $N_{SPT}$ s usados no cálculo da resistência da base.

Dessa forma, as Equações 21 e 22 mostram as parcelas de resistências sugeridas para esse método.

$$q_l = 42,33 + 1,61 \cdot N_{SPT\_f} \quad (\text{kPa}) \quad (21)$$

$$q_b = 93,29 \cdot N_{SPT\_b} \quad (\text{kPa}) \quad (22)$$

Tal metodologia proposta ainda evidencia que a melhor performance, dentro das análises realizadas, ocorreu quando a carga limite da fundação foi definida em 10% do diâmetro da estaca. Sendo assim, a carga limite está diretamente vinculada a um determinado valor de deslocamento, ou seja, a cara total (fuste + base) do sistema estará convencionado a este valor de deslocamento (recalque).

#### h) Método de Anjos II (2020)

Paralelamente, também foram analisadas as parcelas de resistência conforme equações 23 e 23 na metodologia Anjos II. Os autores apontam que o método avalia a capacidade de carga total ( $Q_t$ ) a partir da soma da capacidade de carga do fuste ( $Q_l$ ) e da capacidade de carga da base ( $Q_b$ ), ou seja,  $Q_t = Q_l + Q_b$ . Caso haja necessidade de usar somente  $Q_l$  e/ou  $Q_b$ , ademais é sugerida maior atenção nos resultados obtidos pelas formulações de  $Q_l$  e  $Q_b$  propostos pelas Equações 21, 22, 25 e 26.

$$q_l = \alpha \cdot N_{SPT\_f} \quad (\text{kPa}) \quad (23)$$

$$q_b = \beta \cdot N_{SPT\_b} \quad (\text{kPa}) \quad (24)$$

As parcelas de resistências sugeridas são descritas nas Equações 25 e 26 abaixo.

$$q_l = 4,59 \cdot N_{SPT\_f} \quad (\text{kPa}) \quad (25)$$

$$q_b = 88,61 \cdot N_{SPT\_b} \quad (\text{kPa}) \quad (26)$$

Onde:

- $N_{SPT\_f}$ : média geométrica de  $N_{SPT}$  ao longo do comprimento do fuste (excluindo o valor usado na base);
- $N_{SPT\_b}$ : média geométrica de  $N_{SPT}$  em um intervalo 2D (abaixo) e 1D (acima) da base da fundação

Esta sugestão de metodologia, ainda define para as parcelas de resistência que:

- I) A carga limite seja associada a um recalque igual a 10% do diâmetro da estaca;

- II) Para valores de  $N_{SPT}$ , são considerados mínimo de 3 para os valores de  $N_{SPT}$  menores do que 3 e, de no máximo,  $N_{SPT} = 60$ .

### 2.2.2. Considerações acerca da capacidade de suporte axial

A definição do termo "capacidade de suporte" ou "capacidade de carga geotécnica última" ainda representa um desafio no ramo da engenharia geotécnica, devido às dificuldades encontradas para determinação de seus valores. Portanto, torna-se necessário o desenvolvimento de metodologias que permitam a definição desse termo de forma clara e consistente. Com esse objetivo, VAN IMPE (1994) considerou as seguintes definições:

- I) A carga de ruptura física do solo ocorrerá para a condição  $\Delta s/\Delta Q = \infty$ , ou seja, pequenos acréscimos de carga ( $\Delta Q$ ) provocam elevados deslocamentos ( $\Delta s$ ), resultando teoricamente em recalques infinitos;
- II) A carga de ruptura convencional corresponde à condição em que a relação  $s_0/D$  varia de 5 a 10%, sendo  $s_0$  o recalque que define a carga de ruptura convencional e  $D$ , o diâmetro ou lado da estaca;
- III) A carga limite, corresponde à condição em que  $s_1/D = 2,5\%$ , sendo  $s_1$  o deslocamento limite que a define. O recalque limite proposto pode assumir outros valores para diferentes autores ou normas.

A partir dessas considerações, evidencia-se que, por conta de as fundações apresentarem deformações variadas conforme características de projetos distintos e apresentando termos de deslocamento tolerável que podem não ser válidos para diferentes estruturas, a definição de um critério absoluto para a definição da capacidade de suporte torna-se inadequado para aplicação. TOMLINSON (1994) afirma ainda que o recalque necessário para produzir a total mobilização da resistência do fuste da estaca, na maioria das vezes, é menor do que os deslocamentos que a estrutura seria capaz de suportar para cargas de trabalho.

VAN IMPE (1994), tendo como fonte FRANKE (1985) e VAN WEELE (1988), sugere que o recalque necessário para mobilização do atrito lateral unitário da estaca, é ligeiramente dependente do tipo de solo e do tipo da estaca, considerando ainda as condições de projeto e de execução do elemento como relação diâmetro do fuste x diâmetro da base ( $D/D_b$ ), tipo de equipamento, velocidade de execução e o perfil da estaca em relação ao seu diâmetro longo de seu comprimento.

ANJOS (2006) discute uma abordagem que busca correlacionar o deslocamento necessário para o desenvolvimento pleno do atrito lateral unitário e o diâmetro do fuste da

fundação. Nessa frente, esses deslocamentos variam entre 0,5% e 2% do diâmetro do fuste da estaca para ambientes de solos coesivos, enquanto para solos granulares essa variação seria de 1% a 3%. Em contrapartida, outra vertente reflete que a mobilização do atrito lateral não é dependente do tipo de solo, da estaca ou das dimensões da fundação.

Para o caso da total mobilização da capacidade de suporte da base, é estabelecida uma relação significativa de dependência entre o diâmetro da base e o tipo da fundação. Por outro lado, a carga de ruptura física para a base não apresenta relevância prática, especialmente em situações de estacas de grandes diâmetros e tubulões, por solicitarem grandes valores de recalque para a mobilização dessa carga. Segundo JAMIOLKOWSKI (2003), no caso de estacas escavadas sem base alargada e tipo hélice contínua, a associação de um valor de deslocamento à resistência última da base para a mobilização do elemento de fundação, geralmente esse valor varia de 5% a 10% do diâmetro da base.

Conceitualmente, apenas o fuste da estaca apresenta uma resistência última. Em fundações do tipo estacas escavadas e tubulões, deslocamentos da ordem do diâmetro da base não resultam propriamente em uma “ruptura física”. Assim, critérios que definem recalques com base em uma porcentagem do diâmetro não são adequados para todos os comprimentos e diâmetros de fundações, mesmo que eles sejam práticos. Esses critérios devem considerar o mecanismo de transferência de carga e a compressibilidade tanto da fundação quanto do solo.

Dado o exposto, em fundações como tubulões, estacas de grandes diâmetros ou fundações longas, as quais para a completa mobilização da resistência de ponta são necessários deslocamentos elevados, torna-se inviável estabelecer deslocamentos relativos em decorrência das estruturas não suportarem tais deformações.

### **2.3. Ensaios de carregamento**

Os ensaios de carregamento exercem relevância inegável quanto à apresentação do comportamento real de um elemento de fundação ao sofrer esforços de carregamento, devido à heterogeneidade da composição de solos do terreno, verificando as características de resistência tanto da estaca, quanto do próprio solo o qual está localizada.

Além disso, eles podem ser classificados em 3 tipos: a) prova de carga direta, onde o carregamento é aplicado diretamente sobre a superfície do terreno; b) prova de carga estática, mais utilizada em estacas e tubulões, cujo carregamento é aplicado sobre a fundação de maneira gradual e; c) ensaio de carregamento dinâmico, onde o carregamento é aplicado sobre a fundação, entretanto, ele é realizado geralmente com séries de golpes de bate-estaca, com carga

pré-definida e em queda livre. Entre os objetivos têm-se: analisar o comportamento previsto da fundação em projeto (capacidade de carga e recalques), analisar a distribuição de carga entre as parcelas de resistência e, determinar a carga de serviço em circunstâncias onde não é possível prever o comportamento. Já em questão do modo de aplicação de carregamento têm-se: carga controlada (lenta, rápida e cíclica); deformação controlada e método de equilíbrio.

Contudo, no contexto brasileiro poucas obras realizam esses ensaios como critérios fundamentais de avaliação de seus projetos, situação decorrente muitas vezes de limitações de custos e prazos dessas obras. Segundo a NBR 6122:2019, a aplicação de ensaios de carregamento torna-se obrigatório em estacas hélice contínua a partir de 100 estacas realizadas em um empreendimento, sendo 1% do número total de estacas a quantidade mínima de ensaios de carregamento a serem aplicados, devendo sempre arredondar o resultado obtido em 1 casa decimal para o número inteiro mais próximo.

No presente trabalho, serão apresentados os procedimentos dos ensaios de prova de carga dinâmicas e estáticas em vista de serem analisadas 8 provas de carga dinâmicas e 22 provas de carga estáticas no Capítulo 3 – Materiais e Métodos.

### 2.3.1 Provas de carga dinâmicas

Os ensaios de carregamento dinâmico, ou simplesmente, provas de carga dinâmicas são ensaios cujo carregamento é aplicado através de um impacto direto entre o martelo (sistema de aplicação de impacto) e a estaca-teste. Os procedimentos de provas de carga estática são normatizados na ABNT NBR 13208:2007. Este tipo de ensaio é comumente utilizado em estacas cravadas e realizado no momento de cravação ou recravação das estacas, podendo também ser realizado em estacas moldadas in loco com idade mínima de 7 dias.

O desenvolvimento desse ensaio consiste na aplicação de golpes por martelos que podem ser automáticos (simples ou duplo efeito) ou de queda livre. A estaca é preparada de forma com que seu topo esteja limpo, plano e reto de acordo com sua ponta, em seguida são posicionados amortecedores em seu topo para que, ao sofrer o impacto do carregamento, seu topo não seja destruído parcial ou integralmente. Para estacas moldadas in loco, o amortecimento também é feito por bloco de concreto armado de resistência superior ao da estaca ensaiada.

Há duas formas de aplicação do carregamento sendo: a) energia crescente e; b) energia constante. O primeiro especifica que a altura dos golpes pode ser variada, aumentando

gradativamente. Já o segundo, afirma que a energia dos golpes deve permanecer a mesma ou aproximada, podendo aumentar ligeiramente quando comparada à energia de cravação final.

As medidas de deslocamento são obtidas através das leituras de transdutores de deslocamento, instalados no fuste da estaca. Essas leituras também levam em consideração os valores de repique e nega da estaca após a aplicação dos impactos.

### 2.3.2 Provas de carga estáticas

Os ensaios de carregamento estático são ensaios em que o carregamento é aplicado mais lentamente, realizando aumento progressivo de carga e podendo ser classificadas em: a) lento (PCE); b) rápido (PCR); c) misto (lento seguido de rápido) (PCM); d) cíclico, lento (PCCL) ou rápido (PCCR). Ensaios com essa característica de carregamento são normatizados conforme ABNT NBR 16903.

As provas de carga estáticas são executadas basicamente a partir da aplicação e medição de cargas em um sistema de reação composto por 1 estaca-teste e 2 ou mais estacas de apoio, através de um sistema composto de estrutura metálica e conjunto hidráulico (manômetro, cilindro e bomba hidráulicos).

As cargas são aplicadas lentamente em parcelas de tempo (estágios de carregamento) e mantidas por no mínimo 30 minutos, de forma a não ultrapassar 20% da carga de trabalho prevista da estaca-teste, sendo necessário um longo período para atingir as cargas finais desejadas, e conseqüentemente, a estabilização. As leituras de cargas são feitas através dos manômetros e as de deslocamentos, são feitas por meio de deflectômetros posicionados no topo do bloco da estaca-teste.

Os estágios de carregamento são períodos em que há incremento de carga aplicada na estaca em que há leitura das cargas aplicadas e recalques gerados nas parcelas de tempo 5, 10, 15 e 30 minutos. Nos primeiros estágios geralmente é observado um recalque mais rápido, apresentando também uma estabilização mais rápida, conforme ocorre a progressão do ensaio, observa-se que essa estabilização é atingida mais lentamente, exigindo tempos cada vez maiores conforme o carregamento se aproxima da ruptura. Assim, considera-se que a estabilização do recalque ocorre após leitura de recalque em dois tempos sucessivos, sendo essa variação menor que 5% do recalque medido no estágio de carga.

Caso a estabilização não ocorra dentro dos 30 min, deve-se continuar a leitura dos deslocamentos e cargas aplicadas a cada 15 min, até o tempo mínimo de 60 min de estágio. Se

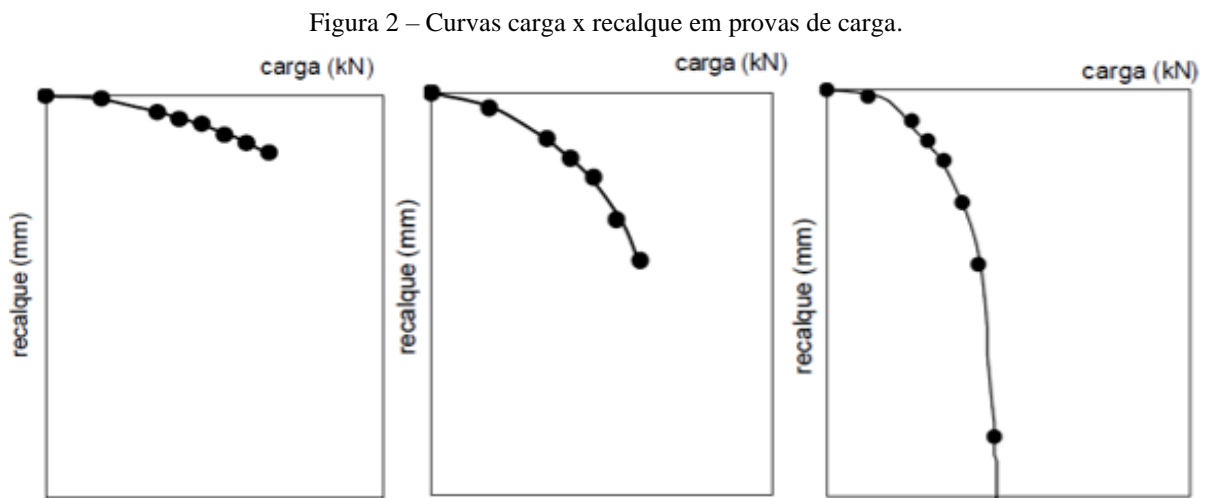
ainda assim não ocorra a estabilização, o processo permanece até o tempo máximo de estágio de 120 min.

Com o fim do último estágio de carregamento, caso a ruptura clara não seja observada, deve-se realizar uma leitura de 12 horas antes de se prosseguir com os estágios de descarregamento. O descarregamento da estaca pode ser realizado ao menos em 4 estágios, em que cada um destes é mantido até a estabilização do recalque, e por um tempo mínimo de 15 min. As leituras finais são realizadas logo após o descarregamento completo e passados 30 min.

### 2.3.3 Métodos de extrapolação da curva carga x deslocamento

Com a realização de ensaios de prova de carga, obtêm-se um gráfico que relaciona os carregamentos aplicados no elemento de fundação e os deslocamentos gerados, o traçado dos valores do ensaio é chamado de curva carga x recalque. Esse traçado pode determinar um valor para a carga última da estaca.

A Figura 2 apresenta os 3 estágios possíveis dos ensaios de prova de carga.



Fonte: MAGALHÃES (2005).

Para casos em que a prova de carga não alcance a ruptura ou um valor de recalque caracterizador de ruptura, é possível realizar a extrapolação da curva carga x recalque e para isso, são utilizadas diferentes metodologias, que podem ser classificadas em: a) métodos que especificam movimentos limites; b) métodos baseados em construções gráficas e; c) métodos que empregam modelos matemáticos.

As metodologias que adotam movimentos limites apresentam o inconveniente de não considerar o encurtamento elástico da fundação, o qual pode ser substancial na análise de

estacas longas, entretanto para elementos curtos pode ser desprezado. Em relação aos métodos baseados em construções gráficas, é necessário atentar-se para o risco de interpretação incorreta devido ao efeito de escala da curva carga x deslocamento. Por sua vez, os métodos matemáticos são os mais utilizados para extrapolação entre as 3 classes de métodos existentes.

Dentre os principais métodos de extrapolação que utilizam modelos matemáticos, destacam-se: Van der Veen (1953), Brinch-Hansen (80%, 90%) (1963), Housel (1966), De Beer (1967), Chin (1970/1971), Fuller & Hoy (1970), Davisson (1972), Butler & Hoy (1977), Massad (1986), Hirany & Kulhawy (1989), Shen & Niu (1991), *Corps of Engineering* (1992), Yang (1994), NBR 6122 (publicada primeiramente em 1996, tendo a última atualização em 2019) e Décourt (1999).

O método proposto por CHIN (1970/1971) permite a extrapolação da carga de ruptura para os dois tipos de ensaios estáticos de prova de carga existentes, ou seja, lento (PCE) e rápido (PCR). Nessa metodologia, o autor sugere a divisão de cada recalque pela carga aplicada correspondente, representando-o no eixo das ordenadas, enquanto no eixo das abscissas são plotados os recalques obtidos durante a prova de carga estática. A carga limite última é dada como o inverso da inclinação da linha formada pelos pontos plotados no gráfico.

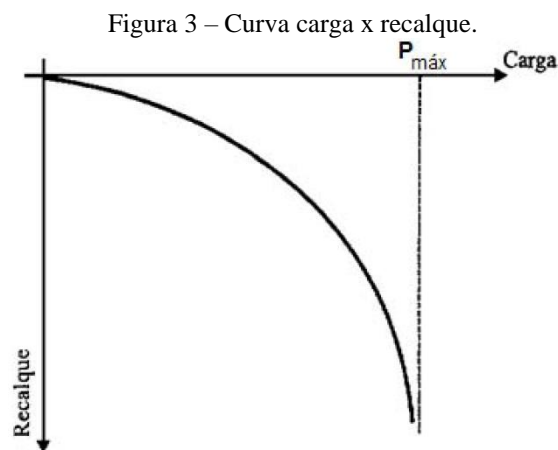
O método de Fuller & Hoy, desenvolvido em 1970, estabelece uma correspondência para a carga de ruptura para o ponto da curva carga-recalque tangente a uma reta de inclinação igual a 1,4 mm/kN. Em estacas longas, frequentemente subestima-se o valor da carga de ruptura obtido por esse método.

Em comparação com o método da norma brasileira, o de DAVISSON (1972) é o que apresenta comportamento mais conservador. Nesse método, a ruptura pelo recalque é caracterizada por uma correspondência do encurtamento elástico da estaca, somado a um deslocamento de ponta igual a  $[3,81 \text{ mm} + D(\text{mm})/120]$ . A carga de ruptura interpretada por esse critério não corresponde, necessariamente, à carga última. A NBR 6122:2019 segue a norma canadense (método de Davisson), com a diferença de que o deslocamento de referência para carga nula adotado é  $D(\text{mm})/30$ . Este critério da NBR 6122 pode ser aplicado também quando a curva carga-recalque apresenta uma assíntota vertical, o que pode levar à interpretação de uma carga de ruptura inferior, situação que favorece a segurança.

Entre as diversas metodologias mencionadas anteriormente para estimativa da carga última dos elementos de fundação, o presente trabalho abordará os métodos de VAN DER VEEN (1953) e a proposta da NBR 6122:2019.

### 2.3.3.1 Método de Van Der Veen (1953)

No contexto brasileiro, o método VAN DER VEEN (1953) é o mais utilizado para extrapolação da curva carga x recalque. Essa metodologia visa o estabelecimento de uma assíntota vertical para a curva carga x recalque, não possibilitando a aplicação de assíntota inclinada ao contrário do utilizado em provas de carga em estacas de grande diâmetro – o esquema para definição da assíntota pode ser exemplificado na Figura 3 a seguir.



Fonte: VAN DER VEEN (1953); CINTRA & AOKI (1999).

Além disso, Van der Veen adota a forma exponencial, realizando ajustes nos pontos da curva a uma função matemática, analisando a ruptura física, correspondendo a recalques teoricamente infinitos. A expressão para cálculo da carga aplicada é descrita pela Equação 27.

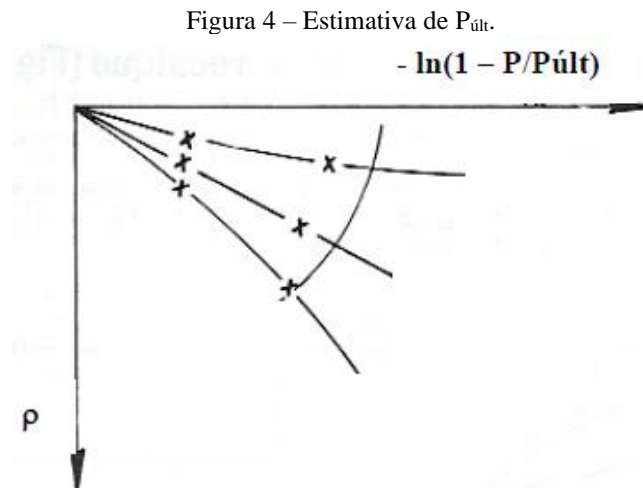
$$P = P_{\text{últ}} \cdot (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (27)$$

Onde:

- P: carga aplicada;
- $P_{\text{últ}}$ : carga última;
- $\alpha$ : coeficiente definidor da forma da curva carga x recalque, atrelado às características da estaca e da natureza do solo e definido pela Equação 28;
- $\rho$ : recalque correspondente à carga P.

$$\alpha = \frac{-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right)}{\rho} \quad (28)$$

Ao aplicar o método de VAN DER VEEN (1953) utilizando os valores de carga e recalque obtidos na prova de carga, é necessário determinar, por meio de tentativas, o valor de  $R$  que conduz o gráfico  $-\ln(1-P/P_{\text{últ}}) \times \rho$  seja uma reta, conforme ilustrado na Figura 4.



Fonte: MAGALHÃES (2005).

Deve-se atentar para a extrapolação para casos em que a prova de carga é interrompida no trecho inicial da curva carga  $\times$  recalque, trecho pseudo-elástico, pois a utilização dessa metodologia gera valores de carga última exagerados.

Para alguns autores como VIANNA & CINTRA (2000) e DÉCOURT & NIYAMA (1994), o método de Van der Veen (1953) é considerado confiável apenas para extrapolação de estacas cravadas e para provas de carga em que a carga máxima seja maior que 70% da carga última. No entanto, diversos outros autores têm aplicado o método também para casos com estacas escavadas e tipo hélice contínua.

Aoki (1976) apud CINTRA & AOKI (1999) propôs uma melhora da regressão do método ao observar que a reta não precisa obrigatoriamente passar origem do gráfico. Assim, a Equação 29 expressa a modificação sugerida.

$$P = P_{\text{últ}} \cdot (1 - e^{-\alpha\rho - b}) \quad (29)$$

Onde:

- $b$ : representação da intercepção da reta obtida na escala semi-logarítmica no eixo dos recalques.

### 2.3.3.2 Método da ANBT NBR 6122 (2019)

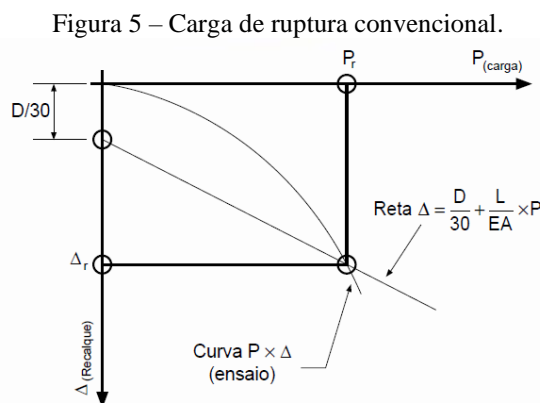
A metodologia presente na norma brasileira é desenvolvida com base no recalque limite, previsto para provas de carga em que a estaca é submetida ao carregamento até atingir um recalque considerável. Assim, a curva carga x recalque dos elementos de fundação não indica a carga de ruptura, mas sim um crescimento contínuo do recalque à medida que a carga também aumenta. A Equação 30 determina a carga limite / carga de ruptura convencional a partir do cálculo do recalque correspondente.

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

Onde:

- $\Delta_r$ : recalque de ruptura convencional;
- $P_r$ : carga de ruptura convencional;
- L: comprimento da estaca;
- A: área da seção transversal da estaca;
- E: módulo de elasticidade do material da estaca;
- D: diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A partir de um valor arbitrário de carga (P) e todos os parâmetros em unidades compatíveis, calcula-se o recalque correspondente, obtendo-se um ponto no gráfico (P;  $\Delta_r$ ). Com esse ponto, plota-se a reta que corta o eixo dos recalques em D/30. A carga de ruptura convencional corresponde ao ponto de interseção entre essa reta e a curva carga-recalque (Figura 5).



## 2.4 Ferramentas estatísticas

No campo de estudos estatísticos, diversas ferramentas e métodos foram desenvolvidos utilizando índices e métricas para avaliar precisão e desempenho de modelos matemáticos. Essas ferramentas também são utilizadas na engenharia geotécnica para avaliação de metodologias de cálculo da capacidade de carga de fundações. Este trabalho utilizou 20 métodos estatísticos distintos para classificação das 9 metodologias descritas anteriormente, conforme os dados obtidos das 30 provas de carga analisadas, a partir da ferramenta *Solver* (em ambiente Excel). Essa ferramenta consiste em um módulo da plataforma Excel que, segundo SACOMAN (2000), baseia-se em descritas nas células das planilhas possibilitando a resolução de problemas de otimização.

Os métodos estatísticos base utilizados para classificação e aprimoramento dos métodos de cálculo de capacidade de carga foram: a) Ranking Distance (RD); b) Ranking Index (RI); c) Erro Absoluto Médio (MAE); d) Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE); e) Erro Percentual Absoluto Médio (MAPE); f) Erro Percentual Absoluto Mediano (MedAPE); g) Raiz do Erro Percentual Quadrático Médio (RMSPE); h) Probabilidade LogNormal (P\_In); i) Raiz do Erro Quadrático Médio Sistemático (RMSEs); j) Erro Percentual Absoluto Médio Ponderado (WMAPE); k) Índice de Legate & McCabe (LMI); l) Incerteza Expandida (U95); m) Índice de Referência (IR); n) Coeficiente de Determinação ( $r^2$ ); o) Probabilidade Normal (P); p) Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (E); q) Índice de Concordância de Willmott (d); r) Índice de Mielke Modificado; s) Variância Explicada (VAF) e; t) Índice de Performance.

Essas ferramentas levam em consideração para suas classificações, as relações entre os valores estimados de capacidade de carga das fundações e os valores medidos dessa capacidade através dos ensaios de carregamento (provas de carga). A classificação utilizada para nas ferramentas estatísticas de a) a m) parte de uma proporção indireta entre os índices obtidos, ou seja, quanto menor os índices calculados, melhor é a classificação da metodologia avaliada. Entretanto, para as ferramentas de n) a t), as classificações são diretamente proporcionais – quanto maior o índice obtido, melhor a classificação.

O uso dessas e outras ferramentas estatísticas auxilia no desenvolvimento de novas metodologias de previsão da capacidade de carga e, na melhora das existentes, apresentando papel fundamental na quantificação da precisão, variabilidade e eficácia dos cálculos das capacidades das fundações.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para análise do desempenho do método proposto, foram analisados os resultados de 29 ensaios de carregamento em estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada de diferentes empreendimentos da Região Metropolitana de Belém, e 30 resultados de ensaios SPT. Observa-se que o número de ensaios SPT é superior ao de provas de carga (PC), isso ocorreu por conta de pendências das coordenadas da estaca teste “BRT Metropolitano E-CCO”, assim foram considerados 2 resultados de SPT presentes no relatório do ensaio de carregamento, sendo PC-10 e PC-11 referentes à mesma estaca em perfis de solos diferentes.

Assim, a análise foi realizada a partir da comparação dos valores de cargas estimados pelo método e os valores obtidos nos ensaios. Entre as provas de carga analisadas, 19 foram extraídas do Trabalho de Conclusão de Curso intitulado “Análise de Provas de Carga à Compressão de Estacas Hélice Contínua em Belém e Região Metropolitana” (CRUZ, W. S., 2018). Ademais, também foram analisadas as dimensões das estacas, levando em consideração diâmetro e comprimento, e as características geotécnicas da região em que as estacas foram empregadas a partir das sondagens tipo SPT.

A localização dos 9 empreendimentos distintos em Belém, Ananindeua e Marituba pode ser identificada na Figura 6 abaixo.

Figura 6 – Localização dos empreendimentos em que foram realizadas provas de carga.



Fonte: Google Maps (acesso em 20. Ago. 2024)

A quantidade de estacas ensaiadas por é BRT Metropolitano (10); Shopping Bosque Grão-Pará (6); Shopping Metr pole Ananindeua (7); Residencial Miami Garden (1); Fator Incorporadora (1); Residencial City Bay (1); Residencial The One (1); Chácaras Montenegro (1); e Residencial Work (1).

Com a explora o dos relatórios das provas de carga dinâmicas (PC-01 a PC-08) e est ticas (PC-09 a PC-30), foi possível desenvolver a Tabela 9 contendo dados das estacas e resultados obtidos após os carregamentos. Tais dados são as dimensões geométricas – diâmetro (D), comprimento (L),  ndice de esbeltez (L/D), os valores das cargas admissível ( $Q_{trab}$ ) e limite ( $Q_{máx}$ ), recalque máximo ( $S_{máx}$ ) e a razão entre recalque máximo e diâmetro do elemento ( $S_{máx}/D$ ). Além desses dados, a tabela evidencia os valores máximos e mínimos das características das provas de cargas citadas anteriormente.

Tabela 9 – Características das provas de carga   compressão de estacas hélice contínuas.

(continua)

Nome	Referência	D (cm)	L (m)	L/D	$Q_{trab}$ (kN)	$Q_{máx}$ (kN)	$S_{máx}$ (mm)	$S_{máx}/D$
PC-01	BRT Metropolitano P1-AP8-E03	40	10,6	26,50	579,45	1158,9	2,00	0,50%
PC-02	BRT Metropolitano P5-AP10-E02	40	10	25,00	363,5	727	1,00	0,25%
PC-03	BRT Metropolitano P7-AP12-E02	40	9	22,50	727,85	1455,7	1,00	0,25%
PC-04	BRT Metropolitano P8-AP8-E01	40	9,85	24,63	525	1050	1,00	0,25%
PC-05	BRT Metropolitano P10-AP2-E01	40	10	25,00	474,9	949,8	2,00	0,50%
PC-06	BRT Metropolitano P11-AP8-E03	40	9	22,50	774,75	1549,5	1,00	0,25%
PC-07	BRT Metropolitano P12-AP8-E02	40	8,25	20,63	390,55	781,1	2,00	0,50%
PC-08	BRT Metropolitano P13-AP18-E01	40	10	25,00	409,9	819,8	4,00	1,00%
PC-09	BRT Metropolitano V-E.01RC.RF	80	13,52	16,90	2590	5180	92,04	11,51%
PC-10	BRT Metropolitano E-CCO(1)	50	13	26,00	480	960	1,60	0,32%
PC-11	BRT Metropolitano E-CCO(2)	50	13	26,00	480	960	1,60	0,32%
PC-12	Bosque Grão-Pará P21A-E03	60	18,56	30,93	1250	2500	17,59	2,93%

Fonte: CRUZ (2018); Autora (2024).

Tabela 9 – Características das provas de carga à compressão de estacas hélice contínua.

(conclusão)

Nome	Referência	D (cm)	L (m)	L/D	Q <sub>trab</sub> (kN)	Q <sub>máx</sub> (kN)	S <sub>máx</sub> (mm)	S <sub>máx</sub> /D
PC-13	Bosque Grão-Pará P77-E03(1)	60	19,68	32,80	1250	2500	5,16	0,90%
PC-14	Bosque Grão-Pará P77-E03(2)	60	19,68	32,80	1875	3750	13,7	2,30%
PC-15	Bosque Grão-Pará P85B-E03	60	18,56	30,93	1250	2500	28,98	4,80%
PC-16	Bosque Grão-Pará P90B-E03	60	18,2	30,33	1250	2500	34,16	5,70%
PC-17	Bosque Grão-Pará P91A-E01	60	18,03	30,05	1250	2500	25,22	4,20%
PC-18	Miami Garden P34-E01	50	12	24,00	850	1700	21,18	4,20%
PC-19	Fator Incorporadora-EP	50	17	34,00	800	1600	3,15	0,60%
PC-20	City Bay PT19-E03	40	18,62	46,55	600	1200	5,31	1,30%
PC-21	The One P3-E03	60	12,64	21,07	1220	2440	8,94	1,50%
PC-22	Shopping Metr�pole P5J	60	23	38,33	1300	2600	12,49	2,10%
PC-23	Shopping Metr�pole P9I	60	27	45,00	1375	2750	6,16	1,00%
PC-24	Shopping Metr�pole P67H	60	16,01	26,68	1240	2480	39,04	6,50%
PC-25	Shopping Metr�pole P68C	60	16,26	27,10	1400	2800	18,61	3,10%
PC-26	Shopping Metr�pole P73H	60	16,03	26,72	1350	2700	28,18	4,70%
PC-27	Shopping Metr�pole P78H	60	16,01	26,68	1350	2700	62,38	10,40%
PC-28	Shopping Metr�pole PE6D	60	16	26,67	1300	2600	12,42	2,10%
PC-29	Chácaras Montenegro T05-P4-E01	40	10	25,00	450	900	1,43	0,40%
PC-30	Residencial Work T01-EP	40	15	37,50	420	840	4,46	1,10%
	<b>Mínimo</b>	40	8,25	16,90	363,5	727	1,00	0,25%
	<b>Máximo</b>	80	29	48,33	2590	5180	92,04	11,51%

Fonte: CRUZ (2018); Autora (2024).

A partir da Tabela 9, pode-se avaliar que, entre as faixas de diâmetro das estacas submetidas às provas de carga, houve um intervalo de varia o de 40 e 80 cm, sendo 50% dessas estacas com diâmetro de 60 cm e 37% dessas, estacas de 40 cm. Ademais, a varia o de

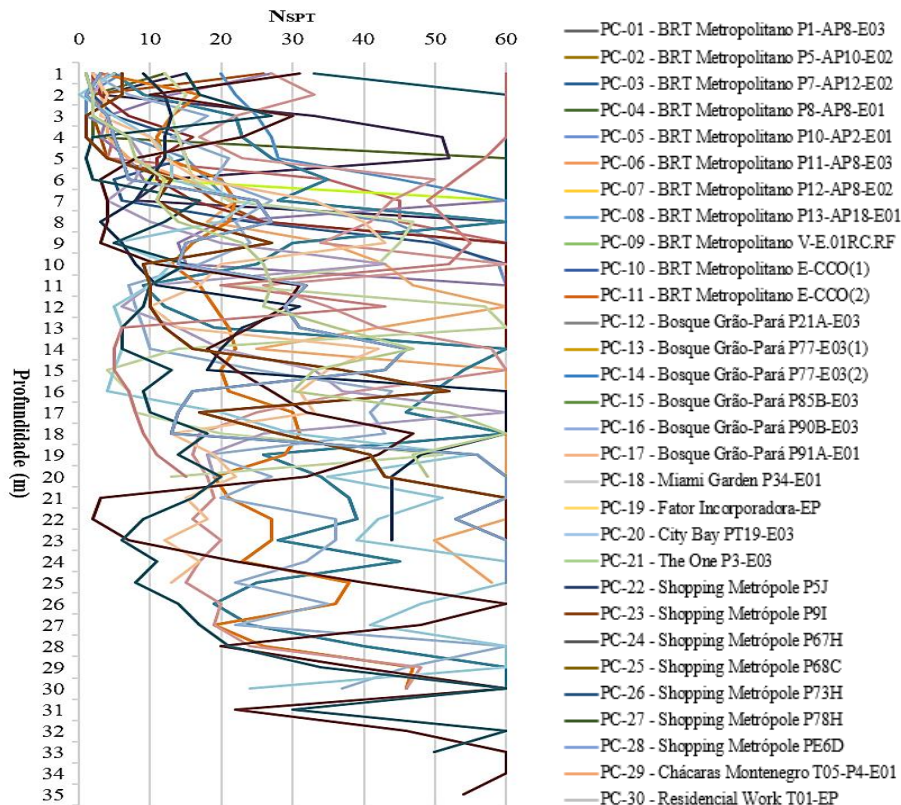
comprimento está entre 8,25 e 29 m, onde há predominância na faixa de comprimento de 16 a 19,68 m, resultando em uma taxa de 43,33% das estacas.

Para a avaliação dos resultados obtidos nas provas de carga e análise dos carregamentos nos métodos apresentados no item anterior, além das características das estacas, levou-se em consideração a estratigrafia do terreno em que as estacas foram executadas. Tal levantamento foi realizado a partir de ensaios de sondagem SPT para obtenção das características de cada camada que compunha o terreno e obtenção de uma medida de resistência dinâmica.

Esse estudo prévio do solo e suas propriedades faz-se necessário para determinação de suas características e cálculo das resistências dinâmicas e interações com os elementos de fundação visto que a composição do terreno, pode variar em diferentes pontos, próximos ou não, diversificação essa justificada pelo processo extenso de formação do solo, produzindo camadas ao longo dos anos a partir de interações físicas, químicas e biológicas com o meio.

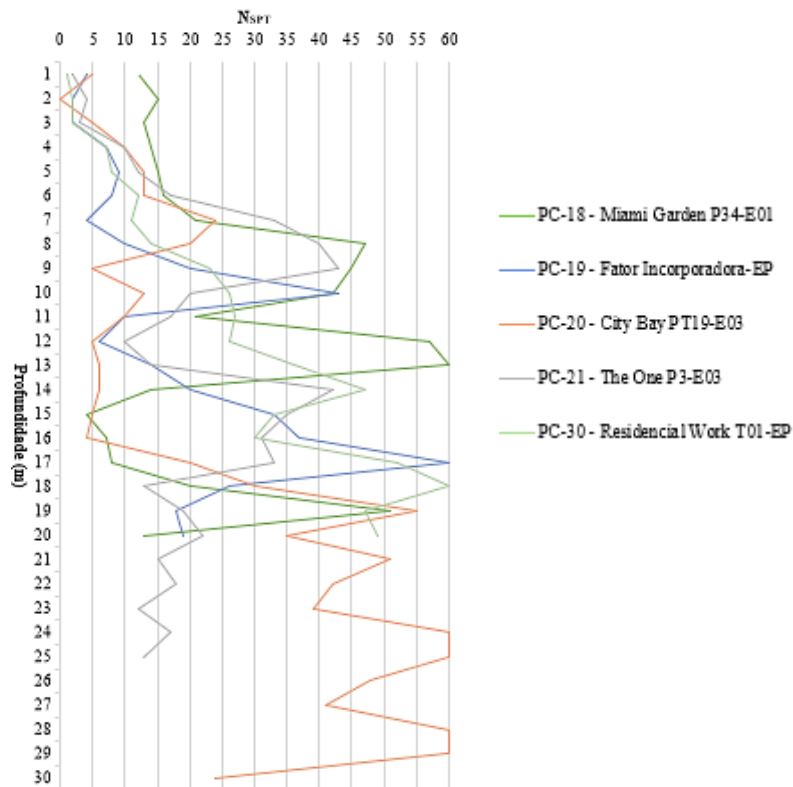
Assim, o ensaio SPT consiste em um estudo simplificado e prévio para a execução das fundações, e a partir dos resultados obtidos, pode-se produzir gráficos referentes aos valores de  $N_{SPT}$  x profundidade dos furos de sondagem e, para o estudo das provas de carga realizadas, plotou-se um gráfico com os resultados dos ensaios de sondagem dos 30 furos realizados nos 9 empreendimentos presente na Figura 7.

Figura 7 – Distribuição dos valores de  $N_{SPT}$  para cada prova de carga analisada.



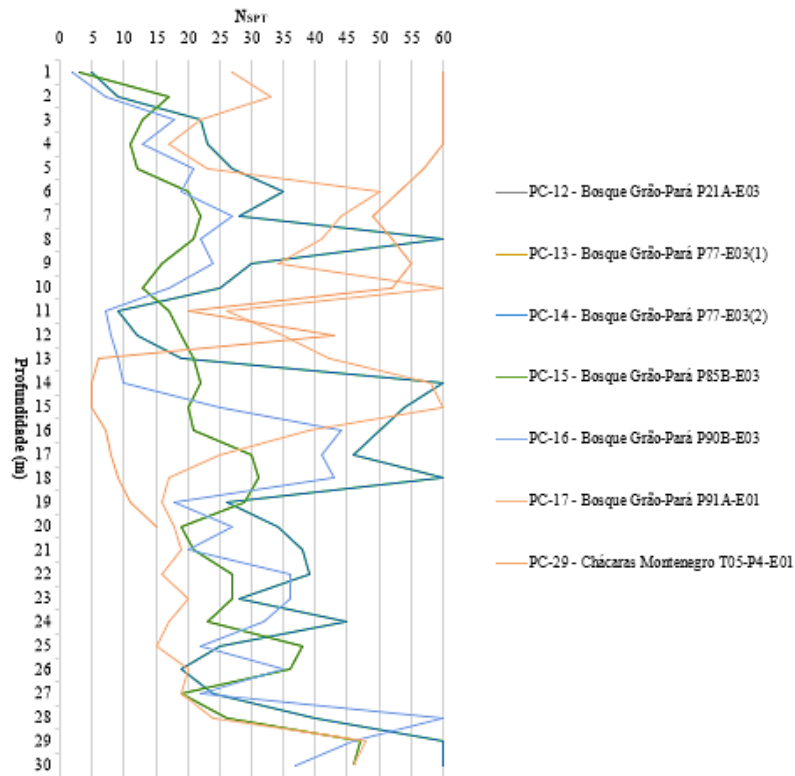
Além do gráfico geral da Figura 7, também foram desenvolvidos 3 gráficos para 3 setores da RMB de acordo com a distribuição e proximidade geográfica dos empreendimentos. Assim, a Figura 8 apresenta os resultados de  $N_{SPT}$  da região mais central de Belém (Setor 1 – empreendimentos Miami Garden, R. City Bay, C. Torre Salazzo, Fator Incorporadora, R. The One e R. Work), a Figura 9 apresenta os resultados na região aos redores da Rodovia Augusto Montenegro, nos bairros do Mangueirão e Parque Verde (Setor 2 – empreendimentos S. B. Grão Pará e C. Chácaras Montenegro) e, por fim, a Figura 10, apresentando os resultados obtidos ao longo da Rodovia BR 316 nos municípios de Ananindeua e Marituba (Setor 3 – empreendimentos S. Metr pole e BRT Metropolitano).

Figura 8 – Distribui o dos valores de  $N_{SPT}$  para o Setor 1.



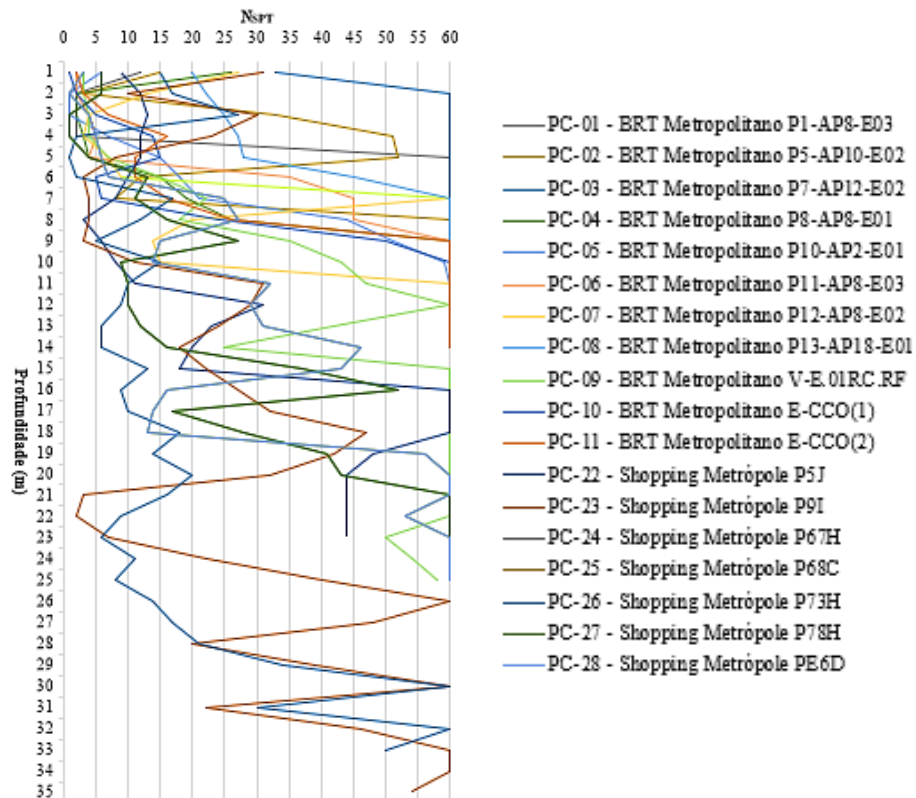
Fonte: CRUZ (2018); Autora (2024).

Figura 9 – Distribuição dos valores de NSPT para o Setor 2.



Fonte: CRUZ (2018); Autora (2024).

Figura 10 – Distribuição dos valores de NSPT para o Setor 3.



Fonte: CRUZ (2018); Autora (2024).

Com base na análise dos solos encontrados, foi possível elaborar a Tabela 10 com a taxa percentual para cada tipo de solo e a Tabela 11, que contém os solos mais frequentes encontrados nos ensaios.

Tabela 10 – Estratigrafia encontrada nos 30 furos de sondagem realizados.

<b>Tipos de Solo</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Estratigrafia (%)</b>
Areia	72	13,74
Areia siltosa	165	31,49
Areia silto argilosa	11	2,10
Areia argilosa	6	1,15
Silte arenoso	82	15,65
Silte areno argiloso	23	4,39
Silte	1	0,19
Silte argilo arenoso	5	0,95
Argila arenosa	44	8,40
Argila siltosa	102	19,47
Argila	13	2,48
<b>Somatório</b>	<b>524</b>	<b>100,00</b>

Fonte: Autora (2024).

Tabela 11 – Principais tipos de solo encontrados nos 30 furos de sondagem realizados.

<b>Tipos de Solo</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Estratigrafia (%)</b>
Areia Siltosa	165	31,49
Argila Siltosa	102	19,47
Silte Arenoso	82	15,65
Areia	72	13,74
Argila Arenosa	44	8,40
<b>Somatório</b>	<b>421</b>	<b>88,75</b>

Fonte: Autora (2024).

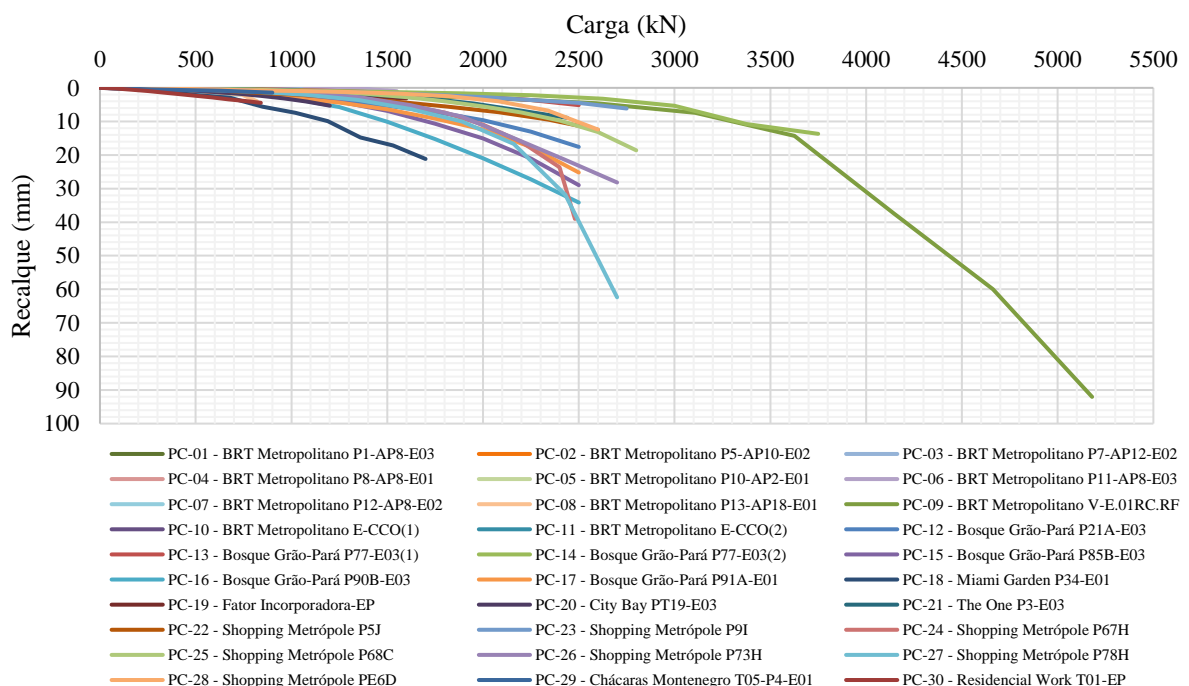
Em relação às profundidades dos pontos em que realizaram ensaios SPT, verificou-se uma variação entre 10 e 35 metros, sendo a profundidade de 30 metros, a mais frequente com 7 ensaios realizados nessa profundidade (23,33% do total de ensaios). Avaliando as profundidades atingidas em faixas de 5 metros, as taxas foram bastante equilibradas sendo

divididas entre as faixas de 10 a 15 metros com 10 ensaios realizados (33,33%), de 20 a 25 metros com 11 ensaios (36,67%) e de 30 a 35 metros com 9 ensaios (30,00%).

Ao analisar estes resultados e relacioná-los com os tipos de solos encontrados em casa camada, é possível traçar um perfil estratigráfico para os locais analisados na Região Metropolitana de Belém. Como exposto na Tabela 11, para os ensaios realizados, os principais solos encontrados são compostos predominantemente por camadas de solos de areia siltosa e argila siltosa, 31,49 e 19,47%, respectivamente, seguido por proporções menores de solos silte arenoso (15,65%), areia (13,74%) e argila arenosa (8,40%). Essas 5 classificações de solo tendo suas proporções somadas, totalizam 88,75% de todo o solo analisado através dos ensaios de sondagem. Ademais, verifica-se que, como material único, a areia é predominante aos solos do tipo silte (0,19%) e argila (2,48%).

Com base nos resultados obtidos nas provas de carga, foram delimitadas as curvas carga x recalque das 30 provas de carga analisadas (Figura 11). Os ensaios de carregamento atingiram valores de resistência das fundações que variaram entre 527 e 5180 kN. Já com relação aos valores de recalques obtidos, a variação foi entre 0,25 e 11,51% do diâmetro. Ao analisar as curvas carga x recalque pode-se constatar que a maioria dos carregamentos aplicados nas estacas não foram suficientes para gerar deslocamentos expressivos, de forma que não foi possível identificar a ocorrência da carga última do sistema estaca-solo. Em decorrência disso, para a determinação das cargas de ruptura interpretadas, faz-se necessária a extrapolação das curvas carga-recalque.

Figura 11 – Resultado das 30 provas de carga.



Para o cálculo da capacidade de suporte das estacas foram utilizadas 9 metodologias distintas sendo estas Aoki & Velloso (1975) [A&V], Décourt & Quaresma (1978) [D&Q], Antunes & Cabral (1996) [A&C<sub>máx</sub>], Alonso (SP) (1996) [Alo-SP], Monteiro (1997) [Mro], Alonso (ES) (2000) [Alo-ES], Gotlieb et al. (2000) [Gtb], Anjos I ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) (2020) [Anj I] e Anjos II ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) (2020) [Anj II]. A Tabela 12 apresenta os valores calculados das cargas de ruptura para as estacas ensaiadas através dos métodos supracitados.

Tabela 12 – Cargas limite calculadas pelas distintas metodologias.

<b>Nome</b>	<b>V.d.V<sub>5%D</sub></b> (kN)	<b>A&amp;V</b> (kN)	<b>D&amp;Q</b> (kN)	<b>A&amp;C<sub>máx</sub></b> (kN)	<b>Alo-SP</b> (kN)	<b>Mro</b> (kN)	<b>Alo-ES</b> (kN)	<b>Gtb</b> (kN)	<b>Anj I</b> (kN)	<b>Anj II</b> (kN)
PC – 01	1158,9	5051	2104	3040	2726	2369	3038	2407	2264	1842
PC – 02	727	1932	1420	2030	2023	1526	2210	2130	1746	2016
PC – 03	1455,7	5927	2536	3579	3091	2354	3406	2788	2003	2360
PC – 04	1050	4680	1336	1738	1782	1738	2115	1488	1405	1352
PC – 05	949,8	4653	1450	1799	2027	1884	2377	1657	1416	1362
PC – 06	1549,5	4654	1334	1736	2005	1808	2361	1581	1153	1264
PC – 07	781,1	921	596	1104	862	820	995	945	745	737
PC – 08	819,8	2417	1660	2430	2354	1470	2613	2491	1663	2536
PC – 09	5180	8939	4068	5789	5833	5188	6906	5400	4375	4340
PC – 10	960	3448	1949	2831	2845	2039	3163	3200	2321	2493
PC – 11	960	3446	2061	2939	2981	2116	3322	3325	2371	2847
PC – 12	2730	2999	2640	3868	3544	2753	4238	3460	3263	3403
PC – 13	2735	4068	4381	5630	5670	3865	6380	5845	4089	5317
PC – 14	3932	4068	4381	5630	5670	3865	6380	5845	4089	5317
PC – 15	2507	2999	2640	3868	3544	2753	4238	3460	3263	3403
PC – 16	2369	3207	2672	3845	3765	2705	4418	3762	3156	3209
PC – 17	2569	3772	4662	5442	5724	3809	6453	5825	3789	5320
PC – 18	1791	6083	2645	2900	3560	2858	4185	2954	2264	3074
PC – 19	2738	3463	1684	2679	2451	2290	2861	2459	2261	2134
PC – 20	1426	3293	1533	1798	1860	1783	2233	1517	1766	1402
PC – 21	2662	1645	1894	1984	2448	2466	2909	2481	2120	2014
PC – 22	3009	9322	5244	6510	6811	5981	7831	5819	4079	4944
PC – 23	3042	9812	5278	6573	6492	5069	7582	5604	4816	4439
PC – 24	2451	8526	2529	2955	3178	2519	3827	2532	2546	2255
PC – 25	2886	2691	2377	3428	3203	2757	3739	3309	2429	2134
PC – 26	2709	1284	1477	1591	1615	1292	1922	1556	2018	1332
PC – 27	2471	8526	2529	2955	3178	2519	3827	2532	2546	2255
PC – 28	2636	2699	2323	3426	3191	2727	3727	3305	2400	2113
PC – 29	1880	5279	2820	3785	3396	2587	3661	3171	2013	2547
PC – 30	2139	3021	1705	2195	2319	2136	2776	1903	1563	1385

Fonte: Autora (2024).

---

## 4 ANÁLISE DE DADOS

---

### 4.1 Análise comparativa das diferentes metodologias

A partir de ferramentas estatísticas como o *Ranking Distance*, Coeficiente de Determinação ( $r^2$ ), Probabilidade LogNormal (P\_In), Probabilidade Normal (P), Índice de Performance e outros foi possível quantificar pontuações para os métodos analisados e classificá-los quanto a sua adequabilidade de aplicação em cálculo de fundações do tipo estaca hélice contínua monitorada para solos da RMB. Estes dados foram ordenados em ordem crescente de acordo com os valores de soma, valor obtido ao analisar a pontuação do método nos critérios estatísticos utilizados. Assim, foi possível classificar os métodos quanto ao nível de segurança para facilitar a análise de seus resultados.

Os resultados para estacas hélice contínua determinados através das metodologias de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Alonso (SP) (1996), Monteiro (1997), Alonso (ES) (2000), Gotlieb et al. (2000), Anjos I ( $\alpha, \beta, \gamma$ ) (2020) e Anjos II ( $\alpha, \beta$ ) (2020) constam na Tabela 13. Ao analisar os métodos anteriores, em sua forma original, foram delimitadas as suas respectivas pontuações e ordenadas abaixo.

Tabela 13 – Classificação das metodologias.

<b>Ordem</b>	<b>Método</b>	<b>Soma</b>
1	Anjos I ( $\alpha, \beta, \gamma$ ) (2020)	1416
2	Monteiro (1997)	2037
3	Décourt & Quaresma (1978)	2306
4	Anjos II ( $\alpha, \beta$ ) (2020)	2684
5	Alonso (SP) (1996)	2871
6	Gotlieb et al. (2000)	2874
7	Antunes & Cabral (máx) (1996)	2898
8	Alonso (ES) (2000)	2918
9	Aoki & Velloso (1975)	3060

Fonte: Autora (2024).

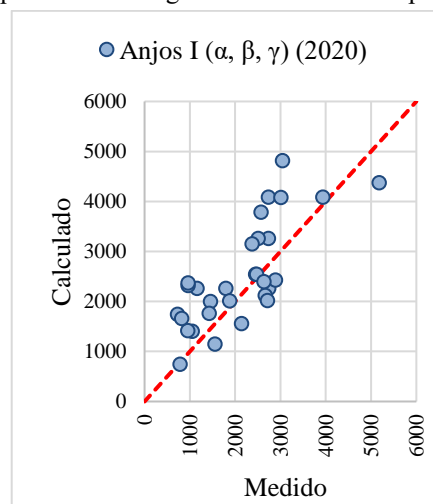
Analisando a classificação exposta na tabela anterior, pode-se inferir que o método Anjos I apresentou a melhor classificação obtendo pontuação de 1416, seguido de Monteiro e Décourt & Quaresma, com 2037 e 2306 pontos, respectivamente. Entretanto, esses valores são

considerados extremamente elevados, o que faz com que os métodos não sejam perfeitamente adequados para aplicação na RMB.

A classificação continua com Anjos II (Soma = 2684), seguido dos métodos Alonso (SP), Gotlieb et al. e Antunes & Cabral que tiveram pontuações bastante próximas, com diferenças apenas nas casas de unidades e dezenas. A metodologia Aoki & Velloso foi que apresentou o pior resultado dentre todas as analisadas, com pontuação de aproximadamente 2,16 vezes maior que a pontuação de Anjos I. Todos os 9 métodos analisados obtiveram valores bastante elevados, o que os tornam pouco precisos.

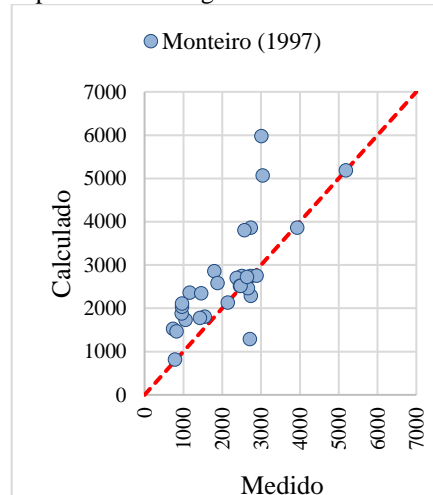
Os gráficos abaixo relacionam os valores das capacidades de carga medidos através dos ensaios de carregamento e os valores calculados pelos métodos para cada metodologia analisada, assim temos os gráficos demonstrativos do desvio e menor precisão a partir dos cálculos não melhorados, sendo apresentados na ordem da primeira classificação (Tabela 13).

Figura 12 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos I ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ) (2020).



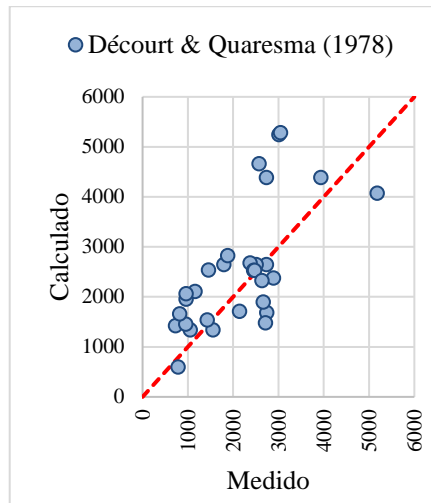
Fonte: Autora (2024).

Figura 13 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Monteiro (1997).



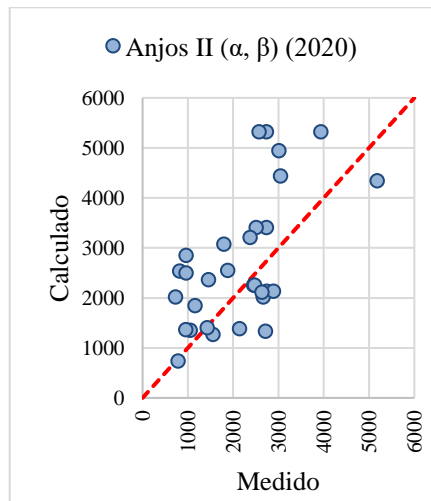
Fonte: Autora (2024).

Figura 14 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Décourt & Quaresma (1978).



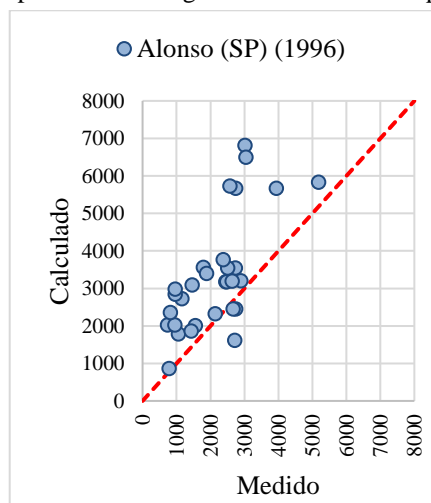
Fonte: Autora (2024).

Figura 15 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos II ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) (2020).



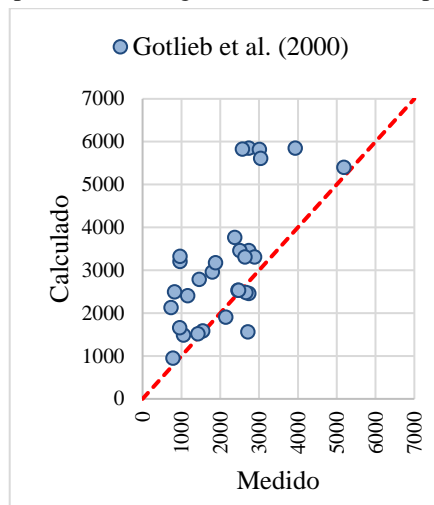
Fonte: Autora (2024).

Figura 16 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (SP) (1996).



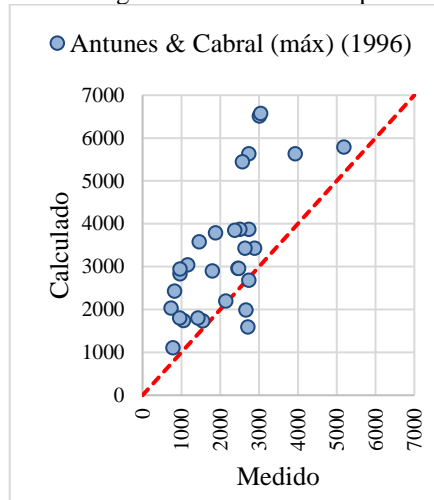
Fonte: Autora (2024).

Figura 17 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Gotlieb et al. (2000).



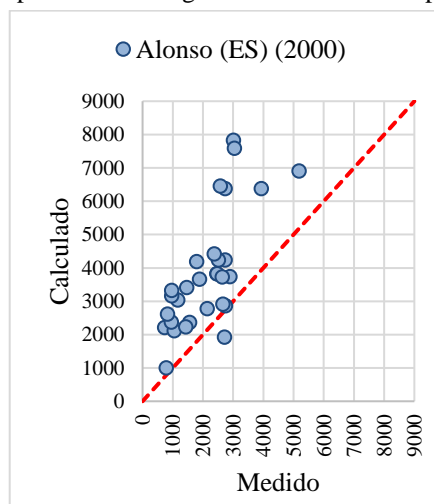
Fonte: Autora (2024).

Figura 18 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Antunes & Cabral (máx) (1996).



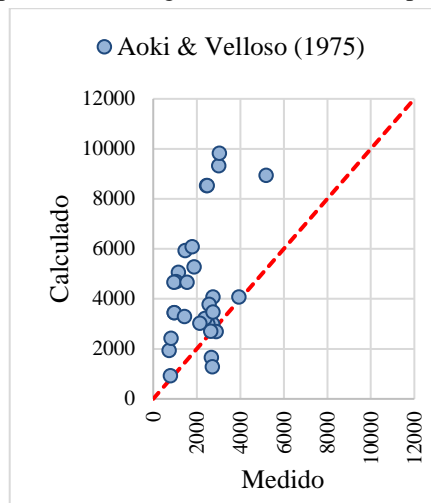
Fonte: Autora (2024).

Figura 19 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (ES) (2000).



Fonte: Autora (2024).

Figura 20 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Aoki &amp; Velloso (1975).



Fonte: Autora (2024).

Por conta disto, sugere-se que os métodos passem por estudos de melhoria para melhor acurácia e precisão. Desse modo, em cada método foi implementado um coeficiente ( $\alpha$ ) que multiplicará o resultado calculado pelo método original, possibilitando uma melhora das pontuações finais dos métodos, as quais quanto menores forem, maior a precisão do método. Os coeficientes alfa foram determinados a partir do uso da ferramenta *Solver* (Excel) a fim de minimizar o somatório de pontos dos métodos.

Assim, após o processamento dos dados e a determinação dos coeficientes alfa, foi possível aferir as novas pontuações, e conseqüentemente, a nova classificação dos métodos. Tais dados estão presentes na Tabela 14 abaixo.

Tabela 14 – Metodologias analisadas com o uso do coeficiente  $\alpha$ .

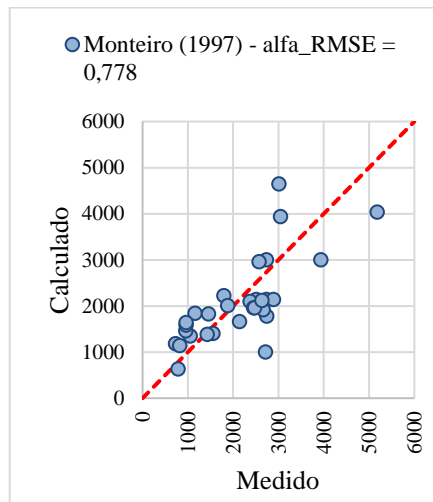
Ordem	Método	$\alpha$	Soma
1	Monteiro (1997)	0,778	312
2	Anjos I ( $\alpha, \beta, \gamma$ ) (2020)	0,798	348
3	Alonso (ES) (2000)	0,514	639
4	Alonso (SP) (1996)	0,589	1102
5	Antunes & Cabral (máx) (1996)	0,603	1211
6	Décourt & Quaresma (1978)	0,756	1481
7	Gotlieb et al. (2000)	0,630	1653
8	Anjos II ( $\alpha, \beta$ ) (2020)	0,737	2159
9	Aoki & Velloso (1975)	0,327	2697

Fonte: Autora (2024).

Ao analisar os novos valores obtidos após o processamento de dados, observa-se que o método Monteiro, com  $\alpha = 0,778$ , obteve soma de 312 pontos, enquanto Anjos I ( $\alpha = 0,798$ ), a soma foi de 348. Além disso, nota-se uma inversão nas classificações dos métodos Anjos I e Monteiro,

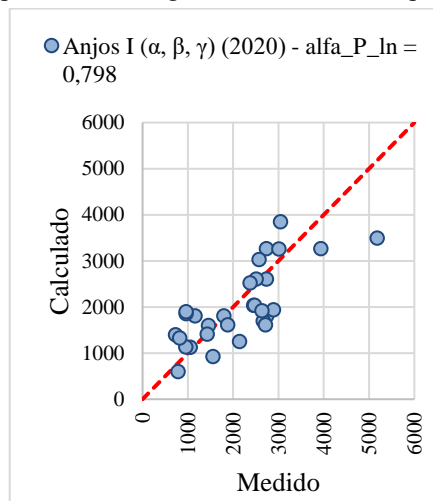
que antes ocupavam a primeira e a segunda colocação, respectivamente. Entretanto, mesmo com essa inversão, os métodos apresentaram coeficientes alfa bastante próximos, com diferença de apenas 0,02, sendo estatisticamente equivalentes. Os valores das somas de cada método, diminuíram consideravelmente, aumentando a acurácia de ambos, o que pode ser verificado também nos gráficos de capacidade de carga medidas x calculadas após a proposta de melhoramento pelo coeficiente  $\alpha$ .

Figura 21 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Monteiro para  $\alpha = 0,778$ .



Fonte: Autora (2024).

Figura 22 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Anjos I para  $\alpha = 0,798$ .

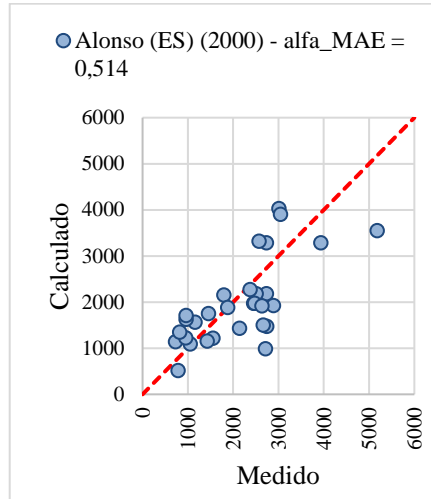


Fonte: Autora (2024).

Seguindo a análise dos métodos, a metodologia Alonso (ES), cujo alfa foi igual a 0,514, ficou em terceiro lugar. O valor de alfa obtido é aproximadamente o valor do coeficiente de segurança para fundações do tipo estaca, ou seja, 2. Sendo assim, o valor para Alonso (ES) com  $\alpha = 0,514$ , oferece valores aproximados às cargas de trabalho das fundações. O método Alonso

(SP) mesmo tendo coeficiente  $\alpha = 0,589$ , próximo ao terceiro colocado, sua pontuação ainda assim foi considerada alta e distante 463 pontos de Alonso (ES).

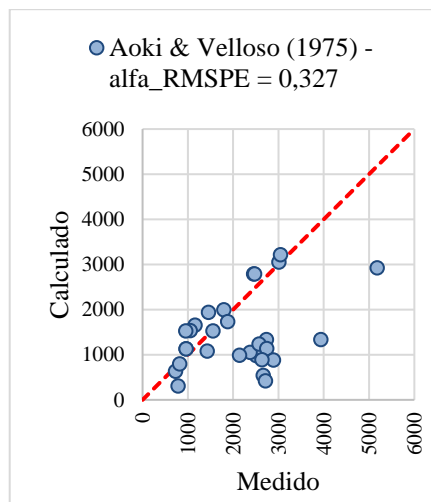
Figura 23 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Alonso (ES) para  $\alpha = 0,514$ .



Fonte: Autora (2024).

O método Aoki & Velloso, mesmo após melhoramento, manteve-se na última posição, apresentando um elevado valor de soma (2697 pontos), mesmo com um coeficiente alfa igual a 0,327. Esses resultados indicam que o método permanece caracterizado por baixa acurácia e precisão, demonstrando-se como o menos adequado, entre os métodos analisados, para cálculos de fundações do tipo estaca hélice contínua monitorada executadas na RMB.

Figura 24 – Relação capacidade de carga medida e calculada por Aoki & Velloso para  $\alpha = 0,327$ .



Fonte: Autora (2024).

---

## 5 CONCLUSÕES

---

O presente trabalho analisou as diferentes metodologias existentes para cálculo da capacidade de carga total para estacas hélice contínua monitorada, os resultados obtidos através da realização de ensaios de provas de carga estática e dinâmica e as condições dos solos da Região Metropolitana de Belém. Com o auxílio de ferramentas estatísticas foi possível definir uma classificação dos métodos de acordo com suas adequabilidades de aplicação na RMB.

Inicialmente, os resultados evidenciaram pontuações elevadas de todos os 9 métodos analisados, indicando limitações destes para aplicação direta em fundações da RMB, sendo necessária adaptação por meio de coeficiente. Os métodos Anjos I (2020), Monteiro (1997) e Décourt & Quaresma (1978) ocuparam as primeira, segunda e terceira classificações iniciais, respectivamente, embora ainda apresentassem valores de soma bastante elevados, sendo todos acima dos 1400 pontos.

Após o aprimoramento e implementação de coeficiente alfa, calculado com o auxílio da ferramenta estatística *Solver* (Excel), houve redução considerável das pontuações, de forma a melhorar a adequabilidade de todos os métodos e alterando suas classificações. Assim, a nova ordem foi composta pelo método Monteiro ( $\alpha = 0,778$ ) em primeiro lugar, Anjos I ( $\alpha = 0,798$ ) em segundo lugar, invertendo a classificação anterior e tendo valores de alfa extremamente próximos ( $\Delta\alpha = 0,02$ ). Em terceiro lugar, o método Alonso (ES) obteve coeficiente alfa igual a 0,514, indicando que o coeficiente de segurança resultante é aproximadamente 2 (fator de segurança) resultando em valores aproximados aos da carga de trabalho das fundações.

Com relação ao método Aoki & Velloso (1975), um aspecto relevante identificado foi de ter sido classificado em último em ambas as análises, apresentando resultados de soma elevadíssimos tanto em sua forma original quanto após ajustes, com coeficiente alfa de 0,327. Sendo assim, tal método foi o menos indicado para aplicação em cálculo de estacas hélice contínua, considerando as particularidades regionais dos solos da RMB analisados neste trabalho.

Portanto, pode-se inferir que os ajustes propostos nas metodologias analisadas representam uma alternativa viável para aprimoramento dos métodos de cálculo, aumentando a acurácia e a precisão destes. Ademais, ressalta-se ainda a importância do aumento do banco de dados de ensaios de sondagem, resultados de provas de carga em estacas e de outras validações experimentais adicionais para consolidar a eficácia dos coeficientes alfas ajustados. Dessa forma, a aplicação dos métodos estudados torna-se mais segura e eficiente na RMB.

---

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- 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, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação. Rio de Janeiro, 2020.
- ALONSO, U. R. **Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT**. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 1996, São Paulo, 2: 141 – 151.
- ALONSO, U.R. **Projeto e Desempenho das Fundações (Retrospectiva da Experiência Brasileira)**, In: SEFE V, 2004, São Paulo, SP, 2: 1-34.
- ANJOS, G. J. M. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 2006. 341 f. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Distrito Federal, 2006.
- ANJOS, G. J. M., ANDRADE, M. S., PEREIRA, A. M. **Sobre métodos de capacidade de carga geotécnica para estaca raiz usando ferramental estatístico e RNA**. In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2024. Balneário Camboriú, SC. 8p.
- AOKI, N. (1976). **Considerações Sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas**. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho, RJ, 44p.
- AOKI, N., LOPES, F. R. (1975). **Estimating Stress and Settlements Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity, Proceedings**, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, 1: 377-386.
- CHIN, F. K. (1970). **Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure**. 2nd Southeast conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 91-92.
- CHIN, F. K. (1971). **Discussion, Pile Tests – Arkansas River Project**, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 97, SM6.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. (1999). **Carga Admissível em Fundações Profunda**, Ed Rima, São Carlos. 61p.

CRUZ, W. S. **Análise de provas de carga à compressão de estacas hélice contínua em Belém e Região Metropolitana**. 2018. 48 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 2018.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H. & CINTRA, J. C. A. (1996). **Análise e Projeto 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, pp. 265-327.

DÉCOURT, L., NIYAMA, S. **Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils**. *In: XIII ICSMFE, 1994, New Delhi, 3: 477-486.*

FRANKE, E. (1985). **Discussion on the Behaviour of Large Diameter Piles**. Proc. XI International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, RJ, 2725-2726.

GOTLIEB, M., PENNA, A. S. D., ROMANO JR., R., RODRIGUES, L. H. B. (2000). **Um Método Simples para a Avaliação da Tensão Admissível no Topo de Estacas Tipo Hélice Contínua**. IV Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol. 01 p(312-319).

GOTLIEB, M., PENNA, A.S.D., ROMANO JR., R., RODRIGUES, L. H. B. (2002). **Comprimimentos adequados para as estacas tipo hélice contínua**. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1375 – 1381.

JAMIOLKOWSKI, M. (2003). **Soil Parameters Relevant to Bored Pile Design from Laboratory and in Situ Tests**. *In: 4rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles*. Ghent: pp. 145-152.

LONG, J. H., WY SOCKEY, M. H. **Accuracy of methods for predicting axial capacity of deep foundations**. *In: OTRC '99 Conference: Analysis, Design, Construction, and Testing of Deep Foundation*, Reston. 1999. Proceeding. ASCE. v. 1, p 190-195.

KLOSINSKI, B., RYCHLEWSKI, P. (2003). **Analisis of Bearing Capacity and Settlement of CFA Piles**. *In: 4rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Bélgica, 153-155.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2005.

ORR, T. L., CHERUBINI, C. (2003). **Use of the Ranking Distance as an Index for Assessing the Accuracy and Precision of Equations for the Bearing Capacity of Piles and At-Rest Earth Pressure Coefficient**. *In: Canadian Geotec. Journal*, Volume 40, Number 6, 1 pp. 1200-1207(8).

PINTO, C. E. S., **Análise estatística de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga aplicados a estacas hélice contínua monitorada no município de Fortaleza**. *In: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. 2024. Balneário Camboriú, SC. 8p.

SACOMAN, M. A. R. **Otimização de projetos utilizando GRG, Solver e Excel.** In: XL Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia. Belém, PA. 2012. 12p.

TOMLINSON, M. J. (1994). **Foundation Design and Construction**, 6th edn, Longman.

VAN DER VEEN, C. (1953). **The Bearing Capacity of a Pile.** 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.

VAN IMPE, W. F. (1994). **Developments in Pile Design.** IV Internacional DFI Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, 727-758. Balkema.

VAN WEELE, A. F. (1988). **Cas-in-situ Piles – Installation Methods, Soil Disturbance and Resulting Pile Behaviour.** Internacional Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored Pile and Auger Piles, 1st, Ghent-Belgium, Róterdam, A.A. Balquema.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. (2002). **Fundações.** Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.

VIANNA, A. P. F. & CINTRA, J. C. A. (2000). **Aplicabilidade do método de Van der Veen para extrapolação de curvas carga x recalque.** 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 85 – 92.