

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

EDUARDA MENDES FREITAS

PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA:
Desempenho de Estacas Hélice Contínua Monitorada

GOIÂNIA, GO

2025



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Eduarda Mendes Freitas.

Matrícula: 20201011050152.

Título do Trabalho: Provas de Carga Estática e Dinâmica - Desempenho de Estacas Hélice Contínua Monitorada.

Autorização - Marque uma das opções

1. ☒ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso aberto);
2. ☐ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____ (Embargo);
3. ☐ Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso restrito).

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

- ☐ O documento está sujeito a registro de patente.
☐ O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
☐ Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais incluídos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 26/08/2025.

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

EDUARDA MENDES FREITAS

PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA:

Desempenho de Estacas Hélice Contínua Monitorada

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação de Engenharia Civil do Instituto
Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de
Goiás, Campus Goiânia, como parte dos
requisitos necessários para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos de Oliveira

Coorientador: Prof. Me. Eduardo Silva Ferreira

Goiânia, GO

2025

F866p Freitas, Eduarda Mendes.
Provas de carga estática e dinâmica: desempenho de estacas hélice contínua monitorada /
Eduarda Mendes Freitas. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de
Goiás, Câmpus Goiânia, 2025.
87 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos de Oliveira.
Coorientador: Prof. Me. Eduardo Silva Ferreira.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Bacharelado em Engenharia Civil, Departamento
de Áreas Acadêmicas III, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás,
Câmpus Goiânia.

1. Estacas hélice contínua monitorada (HCM). 2. Fundações profundas. 3. Ensaio em
fundações. I. Oliveira, João Carlos de (orientador). II. Ferreira, Eduardo Silva (coorientador). III.
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia. IV. Título.

CDD 624.15

Ficha catalográfica elaborada pelo Bibliotecário Alisson de Sousa Belthodo Santos CRB1/ 2.266
Biblioteca Professor Jorge Félix de Souza,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Na presente data realizou-se a sessão pública de defesa do Trabalho de Conclusão de Curso intitulada **PROVAS DE CARGA ESTÁTICA E DINÂMICA: Desempenho de Estacas Hélice Contínua Monitorada**, sob orientação de Joao Carlos de Oliveira, apresentada pela aluna **Eduarda Mendes Freitas (20201011050152)** do Curso **Bacharelado em Engenharia Civil (Câmpus Goiânia)**. Os trabalhos foram iniciados às **09:00** do dia **15/08/2025** pelo Professor presidente da banca examinadora, constituída pelos seguintes membros:

- **Joao Carlos de Oliveira** (Presidente)
- **Giovane Batalione** (Examinador Interno)
- **Wesley Pimenta de Menezes** (Examinador Externo)

A banca examinadora, tendo terminado a apresentação do conteúdo do Trabalho de Conclusão de Curso, passou à arguição da candidata. Em seguida, os examinadores reuniram-se para avaliação e deram o parecer final sobre o trabalho apresentado pelo aluno, tendo sido atribuído o seguinte resultado:

☒ Aprovado

☐ Reprovado

Nota : 10,0

Observação / Apreciações:

Proclamados os resultados pelo presidente da banca examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, eu **Joao Carlos de Oliveira** lavrei a presente ata que assino juntamente com os demais membros da banca examinadora.

Documento assinado eletronicamente por:

- **Wesley Pimenta de Menezes** (624.313.071-15), em **20/08/2025 23:45:54** com chave **f56d7a067e3811f093d5005056a537a4**.
- **Joao Carlos de Oliveira** (375.217.561-34), em **20/08/2025 15:31:52** com chave **f121ea947df311f093d5005056a537a4**.
- **Giovane Batalione** (359.761.011-00), em **25/08/2025 13:10:15** com chave **fc63539281cd11f086b4005056a537a4**.

Este documento foi emitido pelo SUAP. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QrCode ao lado ou acesse https://suap.ifg.edu.br/comum/autenticar_documento/ e informe os dados a seguir.

Tipo de Documento: Ata de Projeto Final

Data da Emissão: 25/08/2025

Código de Autenticação: 3190c8



AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que auxiliaram na realização deste trabalho de alguma forma, especialmente:

Ao Professor João Carlos de Oliveira, pela orientação desde a época de iniciação científica e monitorias até a conclusão deste trabalho, pela dedicação, pela paciência e pela confiança.

Ao Professor Eduardo Silva Ferreira, por todo conhecimento e experiências compartilhadas acerca dos ensaios de carregamento e por todo suporte ao longo do desenvolvimento do trabalho.

À Sete Engenharia, pelo fornecimento de todos os dados que tornaram o estudo desenvolvido possível.

À minha mãe, por todo amor, apoio e cuidado incondicional.

À minha amiga e colega de profissão Amanda Cristine, por acreditar em mim e não permitir que eu desistisse do meu sonho.

RESUMO

Nas últimas décadas, a engenharia geotécnica tem enfrentado novas demandas relacionadas ao controle do desempenho de fundações, impulsionadas pela crescente exigência das normas técnicas e pela execução de projetos de maior porte e complexidade. Nesse cenário, surgiram tecnologias que permitiram a execução de fundações com maior precisão e controle, como as estacas hélice contínua monitorada (HCM), que oferecem monitoramento em tempo real de parâmetros como profundidade, consumo de concreto e torque aplicado durante a execução. Paralelamente, a NBR 6122 (ABNT, 2022) reforçou a necessidade da realização de ensaios de comprovação de desempenho. Diante desse contexto, esta pesquisa tem como objetivo principal compreender a metodologia, analisar os resultados e comparar ensaios estáticos e dinâmicos aplicados a estacas HCM, com o intuito de avaliar a compatibilidade e as limitações entre os métodos. Para isso, foram analisados 04 Ensaios de Carregamento Estáticos (PCE) e 12 Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD), com foco na comparação das curvas carga x deslocamento. As análises comparativas possibilitaram concluir que os ensaios estáticos e dinâmicos possuem boas correlações em termos de capacidade de carga e deslocamento, validando o método dinâmico. Ambos os ensaios de campo apresentaram divergências em relação a capacidade de carga estimada por métodos semiempíricos, reforçando a necessidade de realização de provas de carga para validação de projetos.

Palavras-Chave: Provas de carga em estacas HCM; Prova de Carga Estática; Prova de Carga Dinâmica; Curva Carga x Deslocamento.

ABSTRACT

In recent decades, geotechnical engineering has faced new demands related to foundation performance control, driven by the increasing requirements of technical standards and the execution of larger and more complex projects. In this context, technologies have emerged that allow for greater precision and control in foundation execution, such as Continuous Flight Auger (CFA) piles, which provide real-time monitoring of parameters such as depth, concrete consumption, and applied torque during installation. At the same time, NBR 6122 (ABNT, 2022) has reinforced the need for performance verification tests. Given this scenario, this research aims to understand the methodology, analyze the results, and compare static and dynamic tests applied to CFA piles, in order to assess the compatibility and limitations of these methods. To this end, 04 Static Load Tests (SLT) and 12 Dynamic Load Tests (DLT) were studied, focusing on the comparison of load vs. displacement curves. The comparative analyses made it possible to conclude that the static and dynamic tests have good correlations in terms of load capacity and displacement, validating the dynamic method. Both field tests showed discrepancies in relation to the load capacity estimated by semi-empirical methods, reinforcing the need for performing load tests for project validation.

Keywords: Load testes on CFA piles; Static Load Test; Dynamic Load Test; Load Settlement Curve.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Prova de carga em sapata no edifício Martinelli em São Paulo, no ano de 1928. ...	22
Figura 2 – Histórico de Fundações e Provas de Carga.	23
Figura 3 – Equipamento usual para execução de estacas HCM.	27
Figura 4 – Extração da haste e limpeza do solo.	28
Figura 5 – Processo executivo de estacas HCM.	29
Figura 6 – Relatório de execução de estaca tipo hélice contínua.	30
Figura 7 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.	31
Figura 8 – Fluxograma de ensaio tipo PCE.	39
Figura 9 – Vista Superior do sistema de reação em vigas.	40
Figura 10 – Corte do sistema de reação em vigas.	40
Figura 11 – Sistema de reação para ensaio PCE.	41
Figura 12 – Curva carga x deslocamento - (a) ruptura nítida e (b) ruptura física.	43
Figura 13 – Curva carga x deslocamento - ruptura convencional.	44
Figura 14 – Equipamento PDA atual.	48
Figura 15 – Sinal típico obtido no equipamento PDA.	48
Figura 16 – Vista superior do posicionamento dos transdutores em estaca de seção circular.	49
Figura 17 – Vista lateral do posicionamento dos transdutores em estaca de seção circular.	49
Figura 18 – Transdutor de deformação específica (esquerda) e acelerômetro (direita).	50
Figura 19 – Inserção das características da estaca ensaiada no PDA.	50
Figura 20 – Gráfico fornecido pelo PDA durante a aplicação do golpe.	51
Figura 21 – Fluxograma do funcionamento da metodologia CAPWAP.	52
Figura 22 – Comparação da força medida com a força calculada.	52
Figura 23 – Comparação da força medida e velocidade.	53
Figura 24 – Força (kN) x Deslocamento (mm).	53
Figura 25 – Fluxograma das etapas da pesquisa.	55
Figura 26 – Planta locação geral dos ensaios executados.	58
Figura 27 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios PCE.	63
Figura 28 – Extrapolação NBR 6122 – Torre A (profundidade aproximada de 20 m)	65
Figura 29 – Extrapolação NBR 6122 – Torre B (profundidade aproximada de 15 m)	66
Figura 30 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios ECD para Torre A.	70
Figura 31 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios ECD para Torre B.	74
Figura 32 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios PCE e ECD (Torre A).	76

Figura 33 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios PCE e ECD (Torre B).	78
Figura 34 – Comparativo capacidade de carga entre as Torres A e B.....	79
Figura 35 – Comparativo capacidade de carga entre pontos próximos.	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de estacas.....	25
Tabela 2 – Ensaio de campo sugeridos para execução de fundações profundas.	26
Tabela 3 – Ensaio de laboratório sugeridos para execução de fundações profundas.	26
Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α	33
Tabela 5 – Valores de F_1 e F_2	33
Tabela 6 – Coeficiente característico do solo C.	34
Tabela 7 – Valores do fator A em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	35
Tabela 8 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	35
Tabela 9 – Características de ensaios para fundações.	36
Tabela 10 – Resumo dos tipos de carregamentos para ensaios de prova de carga estática.	42
Tabela 11 – Valores típicos para características de transmissão de ondas.	47
Tabela 12 – Valores N_{SPT} para os furos de sondagem da Torre A.	59
Tabela 13 – Valores N_{SPT} para os furos de sondagem da Torre B.	60
Tabela 14 – Capacidade de carga pelo método Aoki Velloso.	60
Tabela 15 – Capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma.	61
Tabela 16 – Principais dados relacionados aos ensaios PCE.	61
Tabela 17 – Leituras do ensaio de PCE da estaca PA5-E.	62
Tabela 18 – Leituras do ensaio de PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F.	62
Tabela 19 – Leituras do ensaio de PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F (Continuação).	63
Tabela 20 – Leituras durante o ensaio PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F.	64
Tabela 21 – Principais dados relacionados aos ensaios ECD.....	67
Tabela 22 – Principais dados relacionados aos ensaios ECD (Continuação).....	68
Tabela 23 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-1.	69
Tabela 24 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-2.	69
Tabela 25 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-3.	69
Tabela 26 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-4.	69
Tabela 27 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-5.	70
Tabela 28 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-1.....	71
Tabela 29 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-2.....	72
Tabela 30 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-3.....	72
Tabela 31 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-4.....	72
Tabela 32 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-5.....	72

Tabela 33 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-6.....	73
Tabela 34 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-7.....	73
Tabela 35 – Comparativo de desempenho por tipo de ensaio (Torre A).....	77
Tabela 36 – Comparativo de desempenho por tipo de ensaio (Torre B).....	78
Tabela 37 – Comparativo capacidade de carga.	79
Tabela 38 – Comparativo capacidade de carga entre pontos próximos	81

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE	Associação Brasileira de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CFA	<i>Continuous Flight Auger</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
DLT	<i>Dynamic Load Tests</i>
DMX	Deslocamento Máximo da Estaca
ECD	Ensaio de Carregamento Dinâmico
EMX	Energia Máxima do Golpe
FMX	Força Máxima de Impacto
HCM	Hélice Continua Monitorada
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCCL	Prova de Carga Estática com carregamento cíclico lento
PCCR	Prova de Carga Estática com carregamento cíclico rápido
PCE	Prova de Carga Estática com carregamento lento
PCM	Prova de Carga Estática com carregamento misto – lento seguido de rápido
PCR	Prova de Carga Estática com carregamento rápido
PDA	<i>Pile Driving Analyser</i>
SLT	<i>Static Load Tests</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

α e β	Coeficientes relacionados ao tipo de solo e fundação (Aoki e Velloso)
A	Coeficiente relacionado ao tipo de solo e fundação (Décourt e Quaresma)
Δ_L	Comprimento do segmento da estaca
ξ	Fator que varia de 1 a 2
ρ	Recalque de ruptura convencional
A_p	Área da seção transversal
C	Coeficiente característico do solo
D ou $\emptyset$	Diâmetro da estaca
D_{EA}	Deslocamento médio final do estágio
D_L	Deslocamento médio da leitura atual
D_{La}	Deslocamento médio da leitura anterior
E	Módulo de elasticidade do concreto da estaca
ef	Eficiência do martelo
F_1 e F_2	Fatores de correção, representados na Tabela 5
h	Altura de queda do martelo
J_s	Coeficiente de amortecimento do solo
K	Coeficiente que depende do tipo do solo, especificado na Tabela 4
N_L	Índice de penetração médio na camada de solo analisada
N_p	Índice de penetração médio na cota de apoio da ponta da estaca
P	Carga de ruptura convencional
r_p	Resistência de Ponta (tensão)
r_L	Resistência por atrito lateral (tensão)
R	Capacidade de Carga
R_d	Resistência da parcela dinâmica
R_L	Resistência por atrito lateral (força)
R_p	Resistência de ponta (força)
R_t	Resistência a penetração da estaca
R_u	Resistência da parcela elástica
S	Nega da estaca

U	Perímetro do fuste
W	Peso do martelo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Problema	19
1.2	Objetivos	20
1.2.1	Objetivo Geral	20
1.2.2	Objetivos Específicos	20
1.3	Justificativa	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	22
2.1	Histórico de Fundações Profundas	22
2.2	Definição e classificação das fundações	23
2.3	Investigações Geológicas-geotécnicas e Ensaios para fundações	25
2.4	Fundações tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM).....	27
2.5	Capacidade de Carga de Estacas.....	30
2.5.1	Método Aoki e Velloso (1975).....	32
2.5.2	Método Décourt e Quaresma (1978 e 1982)	33
2.6	Desempenho dos elementos de fundação	35
2.7	Prova de Carga Estática	37
2.7.1	Ensaio com carregamento lento (PCE).....	38
2.7.2	Outros tipos de carregamento	41
2.7.3	Interpretação de resultados	42
2.8	Prova de Carga Dinâmica	44
2.8.1	Método Numérico de Smith (1960).....	45
2.8.2	Aparelhagem.....	47
2.8.3	Execução.....	48
2.8.4	Interpretação de resultados	51
3	METODOLOGIA.....	54
3.1	Local de Estudo	55
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	57
4.1	Estimativa da Capacidade de Carga pelos Métodos Semiempíricos	57
4.2	Análise Individual do Desempenho em Provas de Carga Estática (PCE)	61
4.2.1	Determinação da Carga de Ruptura a partir dos Ensaios de Campo	65
4.3	Análise Individual do Desempenho em Provas de Carga Dinâmica (ECD).....	66
4.3.1	Determinação da Carga de Ruptura.....	75

4.4	Análise Comparativa das Curvas Carga x Recalque (PCE e ECD).....	75
4.5	Comparativo e Análise das Estimativas de Carga	79
5	CONCLUSÕES.....	83
	REFERÊNCIAS	85

1 INTRODUÇÃO

Fundações são elementos estruturais responsáveis por transmitir ao terreno subjacente, seja solo ou rocha, as cargas provenientes das obras. A classificação desses elementos ocorre em dois grandes grupos: fundações rasas e fundações profundas. Fundações rasas são empregadas em terrenos superficiais capazes de suportar as cargas aplicadas, com os esforços sendo transmitidos por meio da base. Fundações profundas, por outro lado, são utilizadas em situações onde as camadas de solo superficial não possuem capacidade para resistir as cargas impostas, sendo necessária projetá-la para alcançar a estabilidade por meio de atrito lateral e/ou ponta (Velloso e Lopes, 2011).

As Estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM) pertencem ao grupo das fundações profundas, baseando-se na mobilização de atrito lateral e, em algumas situações, também da resistência de ponta. A aplicabilidade dessa solução de fundação ocorre em função da versatilidade, eficiência e capacidade de execução em diferentes tipos de solo, com resistência variável e presença de lençol freático.

A resistência de um elemento de fundação profunda deve ser obtida como um valor característico, podendo ser determinado por métodos analíticos, semiempíricos ou por meio de provas de carga. A capacidade de carga pode ser avaliada utilizando métodos semiempíricos, baseados em ensaios do tipo *Standard Penetration Test* (SPT) ou do tipo *Cone Penetration Test* (CPT). Conforme a Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6122 – Projeto e execução de fundações (ABNT, 2022), a execução de provas de carga se torna necessária para a validação e uma opção para a possível verificação e redução dos coeficientes globais de segurança.

A verificação de desempenho de estacas hélice contínua monitorada através de provas de carga estáticas se torna obrigatória em pelo menos 1% das estacas, para obras com estacas submetidas a tensão superior a 5,0 MPa. Os ensaios dinâmicos podem atuar de maneira a substituir totalmente os ensaios estáticos, desde que sejam realizados no mínimo 05 provas de carga dinâmicas para cada prova de carga estática, para obras com até 200 estacas. Para os casos com quantidade de elementos de fundação superiores ao número mencionado, se torna obrigatória a execução de pelo menos uma prova de carga estática (ABNT, 2022).

A substituição ou complementação de ensaios estáticos por ensaios dinâmicos tem sido discutido amplamente na literatura técnica e mercado da construção civil atual, uma vez que os ensaios dinâmicos apresentam vantagens em termos de custo e tempo de execução. Entretanto ainda existem questionamentos em relação a compatibilidade dos ensaios.

Provas de Carga Estática (PCE) são normatizadas pela norma NBR 16903 – Solo – Prova de Carga estática em fundação profunda (ABNT, 2020), sendo definidas como aplicação de esforços e respectivo registro dos deslocamentos correspondentes, tendo como resultado uma curva carga x deslocamento, que pode apresentar a carga e ruptura da estaca (se houver).

O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) é normatizado pela norma NBR 13208 – Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico (ABNT, 2007), sendo capaz de fornecer resultados além da curva carga x deslocamento, sendo eles: módulo de elasticidade da estaca; resistência mobilizada (atrito e ponta); tensão máxima de compressão e tração; integridade do elemento de fundação, entre outros.

Diante desse contexto, este trabalho tem como objetivo principal comparar o desempenho de estacas HCM por meio de ensaios PCE e ECD, com base nas curvas de carga x deslocamento, visando identificar a compatibilidade entre os métodos e os parâmetros críticos que influenciam as divergências observadas nos ensaios PCE e ECD realizados na mesma obra. A pesquisa busca contribuir para o aprimoramento das correlações entre ensaios estáticos e dinâmicos.

A relevância deste estudo reside na sua aplicação prática para a engenharia geotécnica, uma vez que a escolha do método de ensaio adequado pode impactar diretamente a segurança, a durabilidade e a viabilidade econômica de projetos de fundações profundas. Além disso, a análise comparativa entre os métodos pode auxiliar na otimização de processos, reduzindo custos e prazos sem comprometer a qualidade das fundações.

1.1 Problema

O presente trabalho aborda a análise e comparação de ensaios estáticos e dinâmicos, conforme normatizado respectivamente pela NBR 16903 (ABNT, 2020) e NBR 13208 (ABNT, 2007), realizados em estacas tipo HCM. Os ensaios estáticos são tradicionalmente utilizados para aferir a capacidade de carga das fundações de maneira direta, enquanto os ensaios dinâmicos oferecem uma alternativa rápida e por vezes econômica, medindo propriedades mecânicas e resistências através de análises de propagação de ondas. Dessa forma, surge a necessidade de avaliar os resultados obtidos entre PCE e ECD, realizados sob condições semelhantes (mesma obra e região), com objetivo de analisar e comparar os resultados de cada ensaio, conforme as exigências da NBR 6122 (ABNT, 2022).

1.2 Objetivos

Neste tópico, serão apresentados o objetivo geral e objetivos específicos de maneira detalhada.

1.2.1 Objetivo Geral

Como objetivo geral tem-se a análise e comparação dos resultados das curvas de carga x deslocamento de provas de carga estáticas e dinâmicas para fundações tipo estacas HCM.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são apresentados abaixo:

- Realizar um estudo teórico, sobre investigações geológico-geotécnicas, fundações, provas de carga estáticas e dinâmicas, aplicadas a projetos e execuções de fundações;
- Acompanhar a realização dos ensaios e analisar os resultados obtidos em 04 PCE e 12 ECD, descrevendo a interpretação dos valores fornecidos.
- Comparar os resultados dos ensaios analisados, utilizando gráficos de Carga x Deslocamento;
- Comparar os resultados de capacidade de carga calculada a partir de métodos semiempíricos e ensaios de campo;
- Identificar os parâmetros que influenciam o desempenho das estacas em cada tipo de ensaio, como atrito lateral, a resistência de ponta, a carga aplicada, a altura de queda do martelo e o tempo de estabilização dos recalques.

1.3 Justificativa

A opção por este tema foi motivada pela observação de que, apesar da vasta aplicação dos ensaios de prova de carga estática e dinâmica, persistem dúvidas quanto à metodologia mais eficaz, a compatibilidade, a equivalência e a correlação entre os ensaios.

Pesquisas atuais apresentam diversas abordagens para ensaios estáticos e dinâmicos de maneira individual, porém, não totalmente esclarecida para uma abordagem comparativa. Assim, a pesquisa propõe contribuir para elucidar as lacunas relacionadas ao tema, oferecendo uma análise detalhada das metodologias, resultados, limitações e vantagens de cada método de ensaio.

Do ponto de vista teórico, a relevância do tema reside na sua contribuição para o aprimoramento das correlações semiempíricas entre ensaios estáticos e dinâmicos, integrando conhecimentos da mecânica dos solos, fundações e ensaios geotécnicos. Em termos práticos, a pesquisa é importante para a indústria da construção civil, onde a escolha, dimensionamento e monitoramento correto de fundações profundas são essenciais para a segurança, durabilidade e viabilidade econômica de projetos infraestrutura e de edificações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Essa seção tem por finalidade descrever os principais conceitos relacionados a fundações, com ênfase nas estacas HCM e nas provas de carga estáticas e dinâmicas.

2.1 Histórico de Fundações Profundas

O uso de fundações profundas é identificado a partir do século VI a.C, durante a expansão do Império Romano, período em que tecnologias pioneiras da engenharia civil começaram a se desenvolver significativamente. Nesta época, o calcário começou a ser utilizado para produção de concreto aplicado a estruturas, e a fundações profundas. Paralelamente, a utilização de estacas de madeira cravadas foi facilitada pelo advento de máquinas, permitindo maior agilidade e eficiência (Nápoles Neto, 2019).

Os ensaios estáticos de carga tiveram seu provável início em 1928, com a execução da primeira prova de carga em sapata, com sistema do tipo cargueira, na cidade de São Paulo (SP), como pode-se visualizar na Figura 1.

A partir de 1930 tem-se os primeiros registros de provas de carga em estacas, realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) (Massad, 1985, *apud* Carvalho; Albuquerque, 2024).

Figura 1 – Prova de carga em sapata no edifício Martinelli em São Paulo, no ano de 1928.



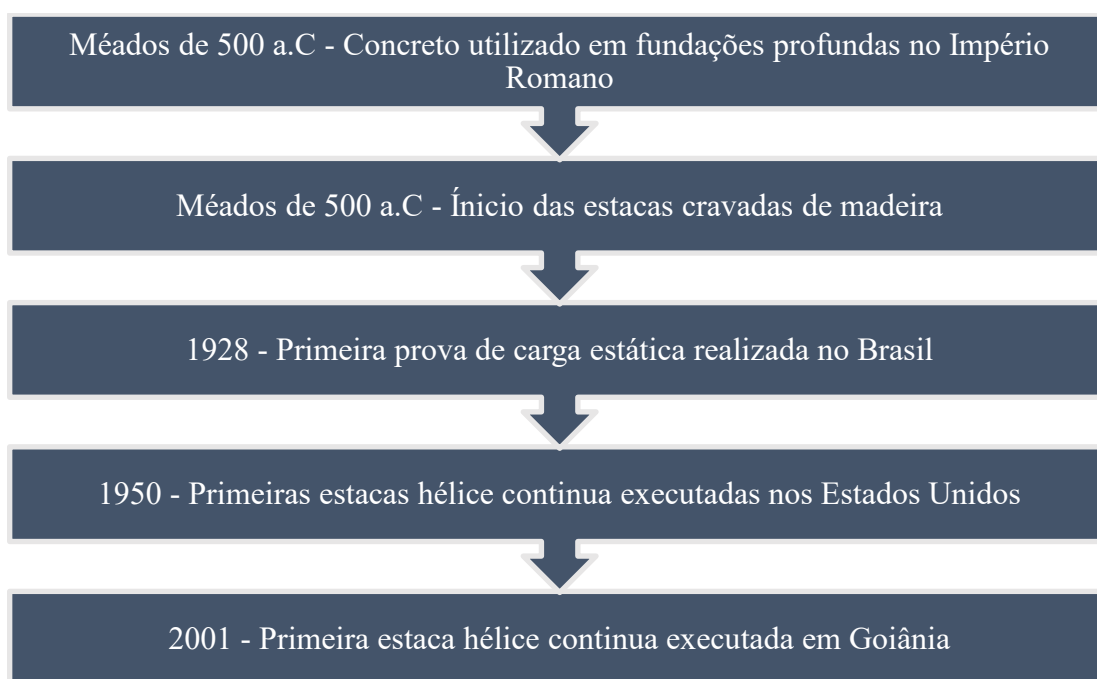
Fonte: Falconi, 2008.

As estacas hélice continua tiveram seu início nos Estados Unidos, na década de 50, sendo sua tecnologia difundida na década de 80 por toda a Europa (Magalhães, 2005). De acordo com Caputo *et al.* (1997) as estacas HCM começaram a ser utilizadas no Brasil em 1987, sendo mais difundidas a partir de 1993.

Conforme citado por Sales *et. al.* (2002, *apud* Magalhães, 2005) na capital Goiânia (GO), as primeiras fundações com estacas tipo hélice continua foram executadas em 2001.

A Figura 2, apresenta um fluxograma resumido do histórico de fundações e provas de carga apresentado nesse tópico.

Figura 2 – Histórico de Fundações e Provas de Carga.



Fonte: Autor, 2025.

2.2 Definição e classificação das fundações

A classificação das fundações, conforme descrito por Caputo *et. al* (2015), divide-se em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou rasas) e fundações profundas. As fundações rasas são típicas para casos em que as camadas de solo imediatamente abaixo da estrutura possuem capacidade adequada de suporte as cargas transmitidas. As fundações profundas são aplicadas quando as camadas superficiais de solo não apresentam resistência adequada para suportar as cargas, exigindo que as forças sejam transmitidas a profundidades maiores, onde é possível garantir estabilidade.

Por definição da NBR 6122 (ABNT, 2022), tem-se que fundações profundas são:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se estacas e os tubulões (ABNT, 2022, p. 5).

Conforme apresentado por Campos (2015), as estacas são tipicamente classificadas em dois grandes grupos: estacas pré-moldadas e estacas moldadas *in loco*. Essa distinção se baseia no processo executivo dos elementos de fundação, onde as estacas pré-moldadas são produzidas antecipadamente e transportadas até o local da obra para posterior cravação, enquanto as estacas moldadas *in loco* são executadas diretamente no solo, através de processos de escavação seguidos pelo preenchimento em concreto e colocação de armadura.

Velloso e Lopes (2011) apresentam uma abordagem de classificação complementar, classificando as estacas em: de substituição, de deslocamento e sem deslocamento, conforme apresentado na Tabela 1. As estacas de deslocamento durante sua cravação, deslocam o solo horizontalmente. Por outro lado, as estacas de substituição são executadas através da remoção de solo e posterior preenchimento do espaço com concreto, esses tipos de estacas redistribuem às tensões horizontais geostáticas durante o processo executivo, ocasionando em uma menor capacidade do elemento de fundação. As estacas intermediárias às definições anteriores, são as denominadas sem deslocamento, uma vez que, durante o processo de escavação não proporcionam remoção do solo e durante sua concretagem tomam-se medidas para restabelecer as tensões geostáticas.

Tabela 1 – Classificação de estacas.

Processo Executivo	Tipo de Estaca	Tipo de deslocamento
Pré-moldada	Madeira	de deslocamento
	Concreto	
	Metálica	
Moldada <i>in loco</i>	Broca	de substituição
	Strauss	
	Franki	de deslocamento
	Raíz	sem deslocamento
	Hélice	de substituição
	Escava com lama	

Fonte: Campos, 2015.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) caracteriza as estacas hélice contínua monitorada como elementos de fundação que são moldados *in loco*. Esses elementos são executados mediante a inserção de um trado helicoidal contínuo e de diâmetro constante, operando por meio de rotação. Durante a retirada do trado, ocorre paralelamente a injeção de concreto através da haste central. Imediatamente após a concretagem, a armadura é inserida na estaca, completando o processo de instalação.

2.3 Investigações Geológicas-geotécnicas e Ensaios para fundações

A NBR 6122 (ABNT, 2022) especifica a obrigatoriedade de investigações geológicas para projeto e execução de fundações profundas. A Tabela 2 relaciona os ensaios de campo recomendados pela norma.

Tabela 2 – Ensaio de campo sugeridos para execução de fundações profundas.

Ensaio de Campo	Norma de Referência
Sondagem a percussão com ensaio SPT	ABNT NBR 6484
Sondagens mistas e rotativas	ASTM D2113-14
Ensaio de cone	ASTM D2435/D2435M e ASTM D5778
Ensaio de palheta (<i>vane test</i>)	ABNT NBR 10905
Ensaio pressiométrico	ASTM D4719-07
Ensaio dilatométrico	ASTM D6635
Ensaos sísmicos	ABGE 201/2023
Ensaos de permeabilidade	ABGE 107/2024
Ensaio de perda d'água sob pressão em rocha	ABGE 109/2024

Fonte: Autor, 2022.

Investigações complementares de laboratório também são sugeridas pela NBR 6122 (ABNT, 2022), sendo apresentadas de forma resumida na Tabela 3.

Tabela 3 – Ensaio de laboratório sugeridos para execução de fundações profundas.

Ensaio de Laboratório	Norma de Referência
Granulometria	ABNT NBR 7181
Umidade natural	ABNT NBR 6457
Limite de liquidez	ABNT NBR 6459
Limite de plasticidade	ABNT NBR 7180
Peso específico real dos grãos	ABNT NBT 6458
Ensaio de cisalhamento direto	ASTM D3080
Ensaio Triaxial – CD, CU e UU	ASTM D7181, ASTM D4764 e ASTM D2850
Ensaio de adensamento	ASTM D2435/D2435M
Ensaos para caracterização de expansibilidade	DNIT 160/2012
Ensaio de colapsibilidade	ASTM D5333
Ensaio de permeabilidade	NBR 13292 e NBR 14545

Fonte: Autor, 2022.

2.4 Fundações tipo Hélice Contínua Monitorada (HCM)

O processo de perfuração para instalação de estacas HCM (Figura 3) envolve a cravação do trado helicoidal no solo até a profundidade especificada em projeto, com mínimo desconfinamento de solo possível, aplicando-se um torque adequado para superar a resistência do solo (Antunes e Tarozzo, 2019).

Figura 3 – Equipamento usual para execução de estacas HCM.



Fonte: Autor, 2024.

A perfuratriz, antes de iniciar a operação, deve ser corretamente posicionada e nivelada para assegurar que a estaca mantenha a centralização e verticalidade necessárias. É essencial que, ao início de cada dia de trabalho, a tubulação de concretagem, desde o cocho até o trado helicoidal, esteja completamente preenchida com concreto para evitar inclusões de ar e inconsistência no material, conforme prescrito pela NBR 6122 (ABNT, 2022).

Conforme Antunes e Tarozzo (2019), o processo de perfuração é realizado de maneira contínua, sem a retirada da hélice do terreno, para evitar o alívio significativo do terreno, tornando assim possível sua execução em solos não coesivos ou na presença de lençol freático.

Para que não ocorra a entrada de solo ou água na haste principal, onde ocorre a saída do concreto, existe uma tampa metálica provisória na face interior da hélice, que é expulsada durante o processo de concretagem por conta da pressão (Neto, 2002).

Atingida a profundidade prevista, o concreto é bombeado através do tubo central contido dentro do trado helicoidal, preenchendo o espaço deixado pela hélice simultaneamente a retirada do trado (ABNT, 2022). Cada estaca deve ser monitorada eletronicamente, tendo a velocidade de subida do trado, pressão de injeção e volume de concreto registrados.

Durante o processo executivo, se o trado for levantado sem a correspondente injeção do concreto sob pressão na ponta, pode ocorrer o desmoronamento das paredes do furo, ocasionando em espaços vazios ou concreto misturado a solo. Esse problema executivo é descrito como “ponta suja” ou “*soft toe*”, que impacta diretamente na resistência de ponta da estaca (NHI, 2018).

A limpeza do solo contido entre as pás (Figura 4) pode ser executado manualmente ou com limpador de acionamento hidráulico, durante o processo de extração da hélice (Neto, 2002).

Figura 4 – Extração da haste e limpeza do solo.

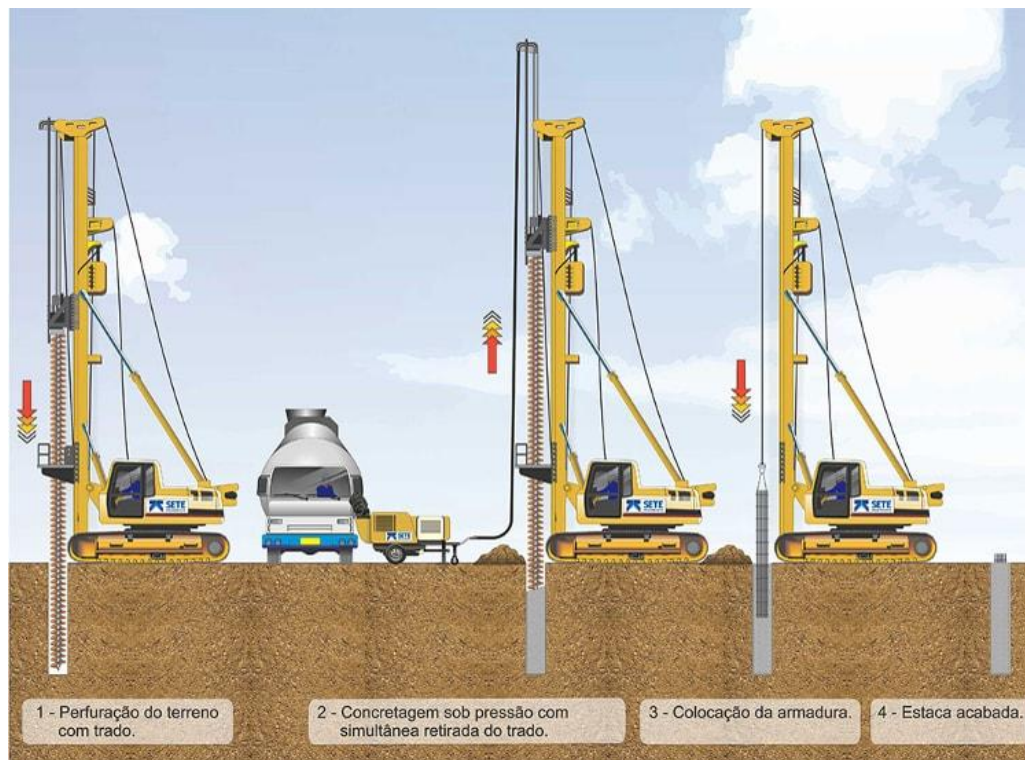


Fonte: Autor, 2024.

Segundo Antunes e Tarozzo (2019), a colocação da armadura ocorre após a execução da concretagem, sendo a centralização realizada por meio de espaçadores tipo roletes, que garantem o cobrimento mínimo especificado pela NBR 6118.

A Figura 5, ilustra de maneira simplificada o processo executivo de estacas HCM.

Figura 5 – Processo executivo de estacas HCM.



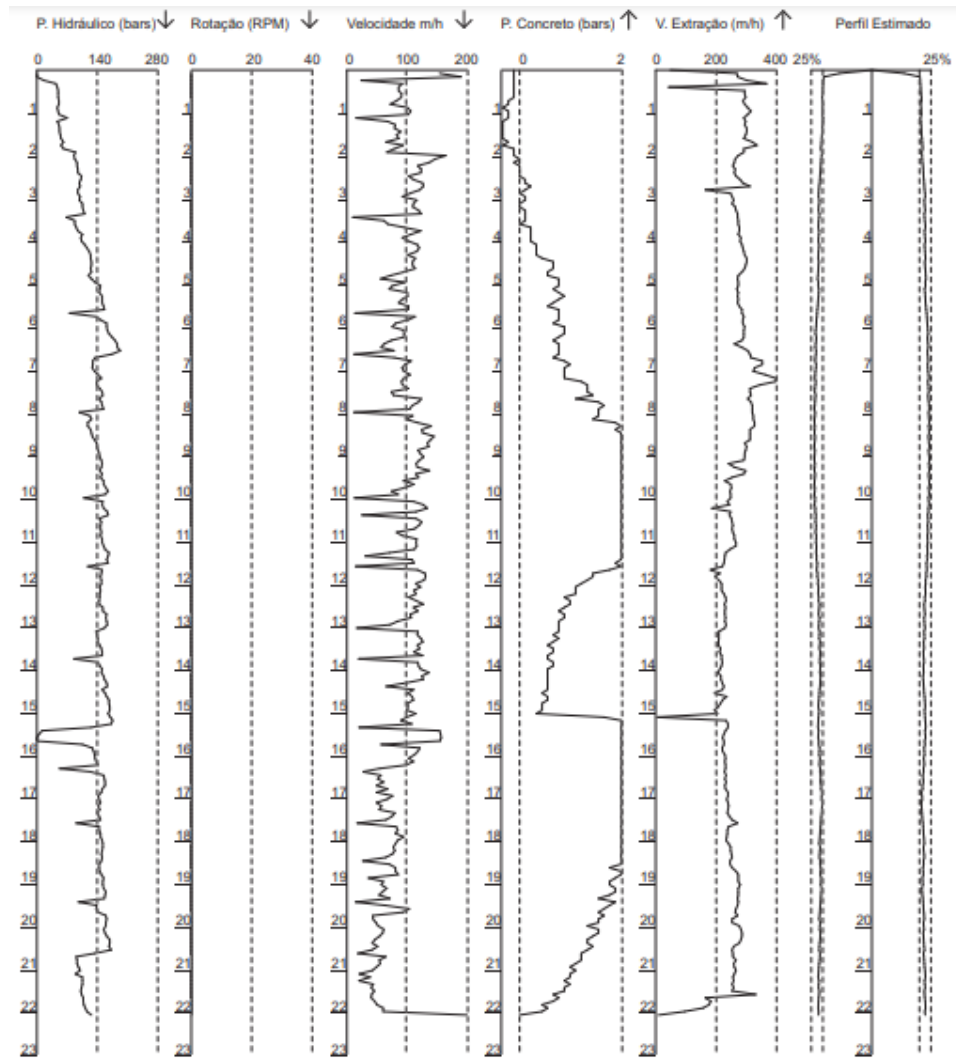
Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Os equipamentos executivos possuem computadores capazes de controlar e monitorar a execução, através de fatores como cota da ponta, pressão de injeção do concreto, rotação, inclinação, torque, volume de concreto e sobreconsumo (Barros, 2012).

A Figura 6 apresenta um relatório de execução de estaca tipo hélice contínua, onde é possível visualizar:

1. Pressão Hidráulica, em bars (1 Bar = 100 kPa);
2. Rotações por minuto;
3. Velocidade, em m/h;
4. Pressão de Concreto, em bars;
5. Velocidade de Extração do trado, em m/h;
6. Perfil Estimado, onde é possível verificar anomalias como estrangulamento ou alargamento do fuste.

Figura 6 – Relatório de execução de estaca tipo hélice contínua.



Fonte: SETE Engenharia, 2025.

2.5 Capacidade de Carga de Estacas

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca, é definida por:

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

Onde:

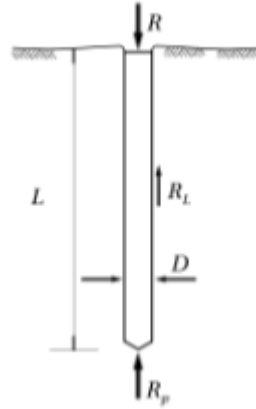
R é a capacidade de carga, em kN;

R_L é a resistência por atrito lateral, em kN

R_P é a resistência de ponta, em kN.

As parcelas de força descritas estão apresentadas na Figura 7.

Figura 7 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

A parcela de resistência da ponta (R_p) é definida por Cintra e Aoki (2010):

$$R_p = r_p \times A_p \quad (2)$$

Onde:

r_p é a resistência de ponta, em MPa;

A_p é a área da seção transversal da ponta da base da estaca, em m².

A parcela de resistência por atrito lateral (R_L) para cada segmento da estaca, conforme apresentado por Cintra e Aoki (2010) é:

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (3)$$

Onde:

U é o perímetro do fuste, em m;

r_L é a resistência lateral, em MPa;

Δ_L é o comprimento do segmento da estaca, em m.

A determinação da capacidade de carga de um elemento de fundação profunda pode ser determinada a partir de métodos analíticos ou semiempíricos, conforme descrito pela NBR 6118 (2023).

Os métodos analíticos ou fórmulas teóricas apresentam dificuldade de utilização, por conta do ajuste de modelos físicos e matemáticos a questão de ruptura de fundações, tornando esses métodos de uso restrito (Cintra e Aoki, 2010).

Os métodos semiempíricos são baseados em correlações de ensaios *in situ* de penetração, CPT e SPT (Velloso e Lopes, 2011). São exemplos de alguns métodos:

- Correlação CPT – De Beer, Helyman e Bustamante-Geaneselli;
- Correlação SPT – Meyerhof, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Velloso, Teixeira, Vorcara-Velloso, Antunes-Cabral, etc.

2.5.1 Método Aoki e Velloso (1975)

O método Aoki e Velloso (1975) apresenta uma abordagem semiempírica para determinação da capacidade de carga de estacas, desenvolvido a partir de um amplo estudo comparativo entre resultados de provas de carga e ensaios sondagem a percussão SPT realizados em diversos estados do Brasil.

Conforme descrito pelo método, temos que a capacidade de um elemento de fundação é dada pela equação 4.

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad (4)$$

Onde:

K é um coeficiente, que depende do tipo de solo, está apresentado na Tabela 4;

N_p é o índice de penetração na cota de apoio na ponta da estaca;

F_1 e F_2 são fatores de correção, estão apresentados na Tabela 5;

N_L é o índice de penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L .

Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Tabela 5 – Valores de F_1 e F_2 .

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0
Raíz, Hélice Continua e Ômega	2,0	4,0

Fonte: Adaptados de Aoki e Velloso, 1975.

2.5.2 Método Décourt e Quaresma (1978 e 1982)

O método Décourt e Quaresma (1978) também determina a capacidade de carga de estacas a partir de ensaios SPT. Segundo o método, a resistência de ponta é estimada pela equação (5).

$$R = C \times N_p \quad (5)$$

Onde:

N é o índice de penetração na cota de apoio na ponta da estaca, obtido a partir de três valores, o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

C é o coeficiente característico do solo, apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Coeficiente característico do solo C .

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso*	200
Silte Arenoso*	250
Areia	250
* alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

A resistência lateral apresentada por Décourt e Quaresma (1982), estimada pela equação (6).

$$R_L = \frac{N_L}{3} + 1 \quad (6)$$

Onde:

N_L é o índice de penetração médio ao longo do fuste.

A capacidade de carga é estimada por Décourt (1996), conforme a equação (7).

$$R = A \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \times U \times L \quad (7)$$

Onde:

A e β são coeficientes relacionados ao tipo de estaca e solo, apresentados respectivamente nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 – Valores do fator A em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				Injetada sob altas pressões
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice Contínua	Raíz	
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*
* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis					

Fonte: Décourt, 1996.

Tabela 8 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				Injetada sob altas pressões
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice Contínua	Raíz	
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,0*	3,0*
* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis					

Fonte: Décourt, 1996.

2.6 Desempenho dos elementos de fundação

A verificação desempenho de fundações, é obrigatório de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) para os seguintes casos:

- Estruturas com carga variável significativa, como silos e reservatórios;
- Estruturas com mais 55,0 m de altura;
- Relação altura/largura superior a 4;
- Fundações e estruturas não convencionais.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) especifica que a partir de 100 estacas HCM se torna obrigatória a execução de provas de carga estática em pelo menos 1% do estaqueamento. Para tensões de trabalho superiores a 5,0 MPa se torna obrigatória a execução de prova de carga, independentemente do número de estacas.

A NBR 16903 (ABNT, 2020) estabelece que para comprovação de desempenho, os ensaios de carregamento dinâmico podem ser substituídos na proporção de cinco provas de carga dinâmicas para cada prova de carga estática.

Conforme apresentado pela NBR 6122 (ABNT, 2022) a substituição dos ensaios estáticos por dinâmicos pode ser total para obras com fundações em estaca hélice contínua com até 200 elementos de fundação. Para obras com quantidade superior a especificada anteriormente se torna obrigatória a execução de pelo menos uma prova de carga estática.

Rajagopal *et. al* (2012) apresentaram que os ensaios estáticos e dinâmicos possuem resultados compatíveis quando a carga aplicada é pequena, tornando-se os critérios comparativos imprecisos para cargas elevadas. Dessa forma, sugerem a utilização de ensaios dinâmicos calibrados por pelo menos uma prova de carga estática para cada obra.

Hölshcer e Tol (2009) evidenciam as principais diferenças entre o ensaio de prova de carga estática com carregamento lento e prova de carga dinâmica (Tabela 9), onde se torna clara a diferença na duração do ensaio e no rendimento.

Tabela 9 – Características de ensaios para fundações.

Tipo de Ensaio	Estático	Dinâmico
Duração do ensaio	16 horas	7 minutos
Número de ensaios realizados por dia	1	8
Reação mobilizada (porcentagem de capacidade de carga)	100%	2%
Tempo necessário para resultados	Imediato	4,0 horas
Tensão de tração na estaca	Não	Possível
Tipo de carregamento no solo	Estático	Dinâmico
Confiabilidade	Alta	Razoável

Fonte: Adaptado de Hölshcer e Tol, 2009.

A duração e número de ensaios realizados por dia apresentados na Tabela 9 podem variar, para mais ou menos. Ambos os ensaios sofrem influência direta das condições da obra,

solo, climáticas, entre outras. A duração total dos ensaios estáticos varia de acordo com o tempo necessário para estabilização em cada estágio, como será explicado no tópico 2.7. A quantidade de ensaios dinâmicos realizados por dia irá depender de condições climáticas e logísticas, uma vez que a etapa que requer mais tempo em todo o processo é o posicionamento do equipamento com martelo.

2.7 Prova de Carga Estática

A NBR 16903 (ABNT, 2020) apresenta que o princípio da prova de carga estática para elementos de fundações profundas consiste em aplicar esforços, dividido em estágios e registrar seus respectivos deslocamentos, para cada etapa.

Cintra *et. al* (2013) explicam que a aplicação gradativa da carga no topo do elemento de fundação causa a mobilização da resistência, composta pelas parcelas de resistência de atrito lateral e de ponta.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) apresenta que é obrigatória a execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento para obras em fundações em estaca hélice com trado segmentado e monitoradas, desde que o número total de estacas da obra seja superior a 100. Caso a tensão de trabalho seja superior a 5,0 MPa, se torna obrigatória a execução de provas de carga em pelo menos 1% do número total de estacas executadas.

Para o caso das provas de carga estáticas executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto, é necessário que o ensaio seja levado até uma carga de no mínimo duas vezes a carga admissível de projeto (ABNT, 2022)

Conforme apresentado por Carvalho e Albuquerque (2024) os principais aspectos a serem levados em conta durante o planejamento e execução de ensaios estáticos são a segurança da equipe técnica envolvida e o sucesso na obtenção de resultados para o ensaio. Os autores apresentam que os principais fatores relacionados ao fracasso na execução são:

Inúmeros ensaios não atingiram seus objetivos, por motivos como: instabilização do sistema de reação; esgotamento da capacidade de carga do sistema de reação, esgotamento do êmbolo do macaco hidráulico; mau funcionamento do macaco hidráulico/bomba hidráulica; baixa resolução do manômetro de leitura; vibrações excessivas na obra; intempéries, entre outros (Carvalho; Albuquerque, 2024, p. 47).

De acordo com a NBR 16903 (ABNT, 2020) para a execução da PCE podem ser utilizadas quatro metodologias de carregamento, sendo elas: lento (PCE); rápido (PCR), misto – lento seguido de rápido (PCM); cíclico – lento (PCCL) ou rápido (PCCR).

2.7.1 Ensaio com carregamento lento (PCE)

Segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020) o ensaio de carregamento estático lento (PCE) é realizado em estágios iguais e sucessivos, onde cada estágio não pode superar 20% da carga de trabalho prevista e deve ter a carga mantida até estabilização dos deslocamentos no mínimo por 30 min.

A prova de carga tipo PCE possui similaridade a verdadeira grandeza dos carregamentos reais da construção, sendo possível verificar uma resposta das fundações as cargas (Almeida e Bahia, 2024).

A estabilização dos deslocamentos ocorre quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponde a no máximo 5% do deslocamento no estágio, conforme a equação 8 (ABNT, 2020).

$$0,05 \geq \frac{D_L - D_{LA}}{D_L - D_{EA}} \quad (8)$$

Onde:

D_L é o deslocamento médio da leitura atual, em mm;

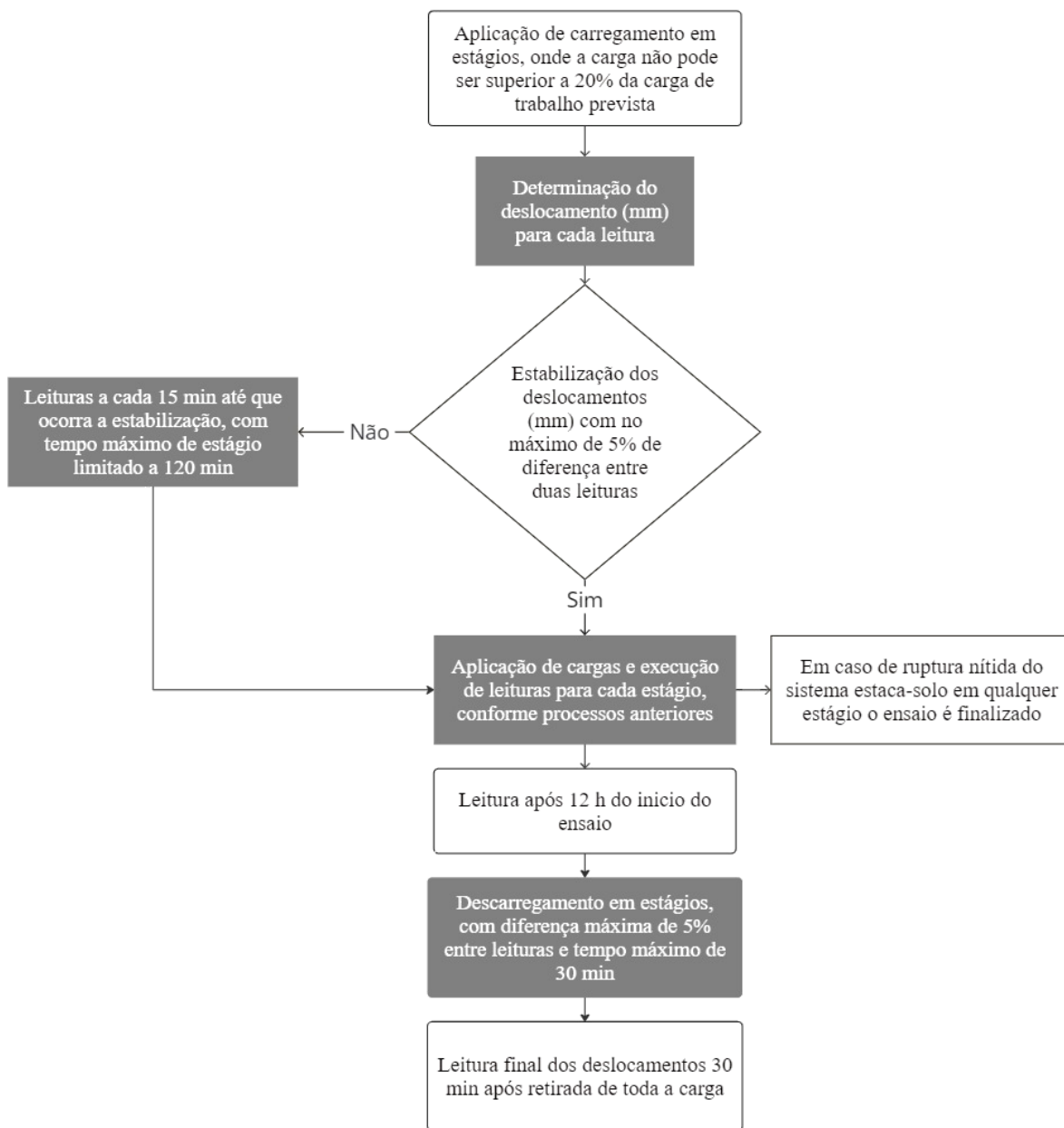
D_{LA} é o deslocamento médio da leitura anterior, em mm;

D_{EA} é o deslocamento médio final do estágio, em mm.

Durante o ensaio PCE, as leituras dos deslocamentos são realizadas a cada 5, 10, 15 e 30 min em cada estágio de carga. Caso os deslocamentos não se estabilizem em 30 minutos, continuam-se as leituras a cada 15 minutos, até um limite de 120 minutos por estágio. Após o último estágio, é realizada uma leitura após 12 horas, caso não ocorra ruptura nítida do sistema estaca-solo. A verificação dos deslocamentos é realizada conforme apresentado na equação 8, e após a remoção de toda carga de ensaio, uma leitura final é feita após 30 minutos (ABNT, 2020).

De modo simplificado, a Figura 8 apresenta um fluxograma da ordem das etapas de execução do ensaio PCE.

Figura 8 – Fluxograma de ensaio tipo PCE.



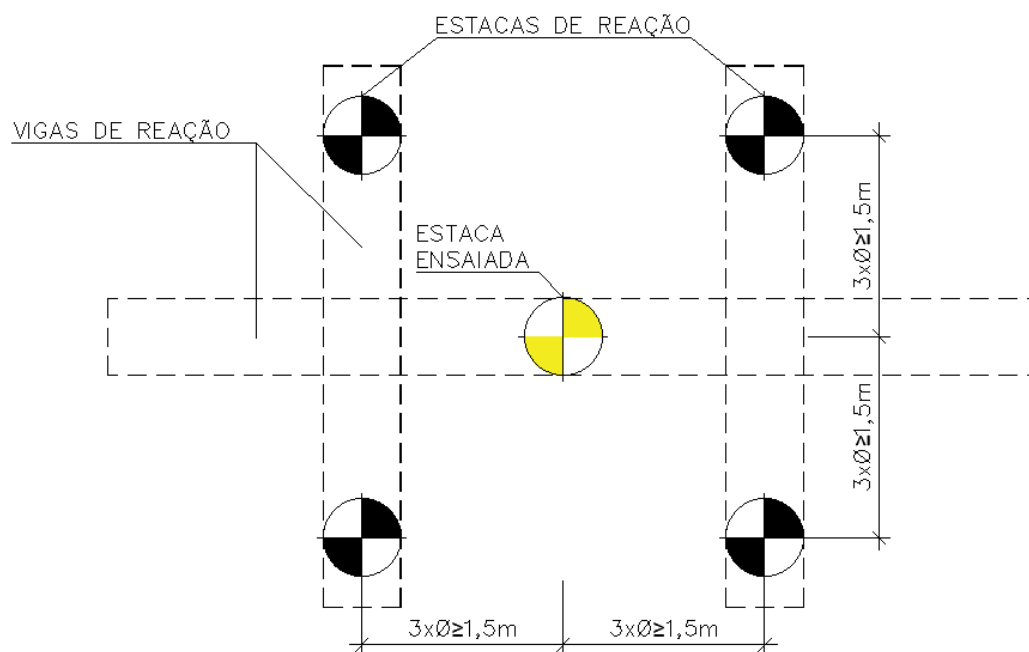
Fonte: Autor, 2025.

A aplicação das cargas é realizada por meio de um macaco hidráulico, que atua contra um sistema de reação. De acordo com Cintra *et. al* (2013) os sistemas de reação mais utilizados são:

- Cargueira – Caixaão preenchido com material de obra não utilizado, como areia ou solo;
- Estacas de reação – Geralmente verticais, projetadas para resistir a tração, instaladas ao redor da viga e fixadas por meio de vigas metálicas (Figuras 9 e 10);

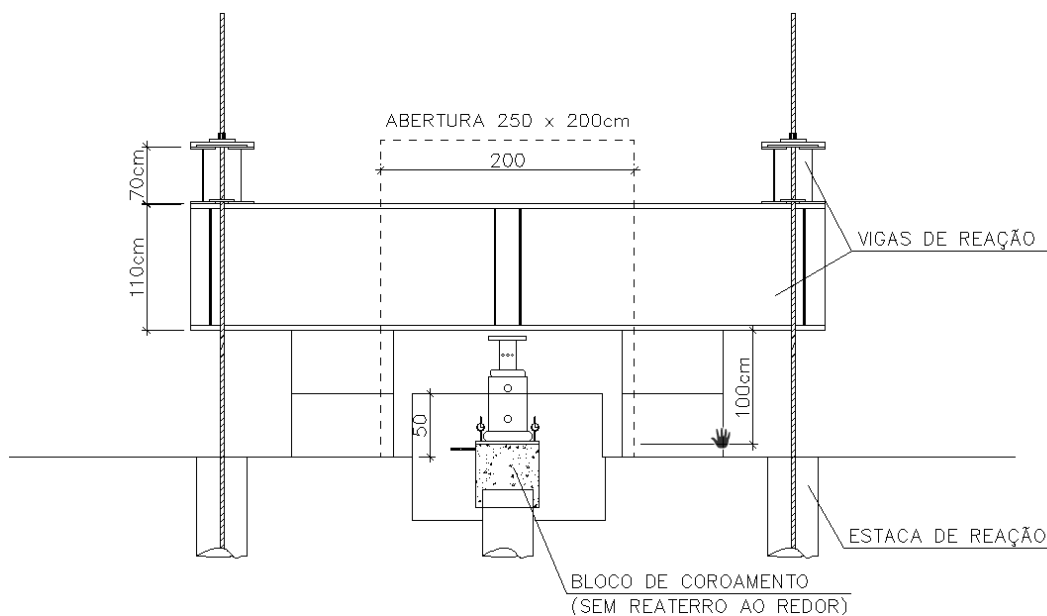
- Tirantes – Geralmente inclinados, ancorados no maciço rochoso ou solo, o que possibilita cargas superiores a 5.000 kN.

Figura 9 – Vista Superior do sistema de reação em vigas.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 10 – Corte do sistema de reação em vigas.



Fonte: Autor, 2025.

A Figura 11 apresenta a montagem de sistema para ensaio PCE em estaca metálica, constituído por um sistema de reação com 4 estacas, fixadas por meio de vigas metálicas.

Figura 11 – Sistema de reação para ensaio PCE.



Fonte: SETE Engenharia, 2025.

Os resultados são expressos sob a forma de curva de carga x recalque, sendo o máximo deslocamento em cada estágio, onde os recalques são medidos em relação ao topo da estaca no início da aplicação da carga (Marchezini, 2013).

2.7.2 Outros tipos de carregamento

A NBR 16903 (ABNT, 2020) estabelece que o ensaio de carregamento rápido (PCR) deve ser realizado em estágios iguais e sucessivos, em que a carga de trabalho não seja superior a 10% da carga de trabalho, sendo mantida durante 10 min, independente da estabilização de deslocamentos. Finalizado o último estágio de carregamento, antes de iniciar o descarregamento, devem ser realizadas leituras adicionais de 30 min, 60 min, 90 min e 120 min.

A Tabela 10 apresenta de maneira resumida o tipo de incremento de carga e tempo mínimo para estabilização de cada ensaio de carregamento estático previsto pela NBR 16903 (ABNT, 2020).

Tabela 10 – Resumo dos tipos de carregamentos para ensaios de prova de carga estática.

Ensaio	Incremento de carga em cada estágio	Tempo mínimo para estabilização dos deslocamentos durante a fase de carregamento (min)
Lento (PCE)	até 20% da carga de trabalho da estaca-teste	30*
Rápido (PCR)	até de 10% da carga de trabalho da estaca-teste	10**
Misto (lento seguido de rápido (PCM))	20% de incremento até 1,2 vez a carga de trabalho da estaca teste	30
	após 1,2 vez a carga de trabalho, poderá adotar no máximo 10% da carga de trabalho	10
Cíclico lento (PCCL)	até 20% da carga de trabalho da estaca-teste	30
Cíclico rápido (PCCR)	até 10% da carga de trabalho da estaca-teste	10
* Caso a estabilização não seja atingida, o tempo mínimo para cada estágio passa a ser 60 min. Caso não atingida a estabilização em nenhum momento, o tempo máximo de cada estágio é 120 min		
** Em casos especiais o tempo pode ser reduzido para 5 min, como é o caso de torres e linhas de transmissão		

Fonte: Autor, 2025.

2.7.3 Interpretação de resultados

Segundo Vargas (1977 *apud* Niyama *et. al*, 2019) o gráfico carga x recalque resultante do ensaio de prova de carga estática pode ser dividido em 3 regiões, sendo elas:

- Primeira região – utilizada para a determinação do coeficiente entre carga e recalque, onde a relação carga x recalque se aproxima da proporcionalidade entre a carga aplicada e o recalque resultante, essa relação de proporcionalidade é definida como o comportamento elástico do conjunto;

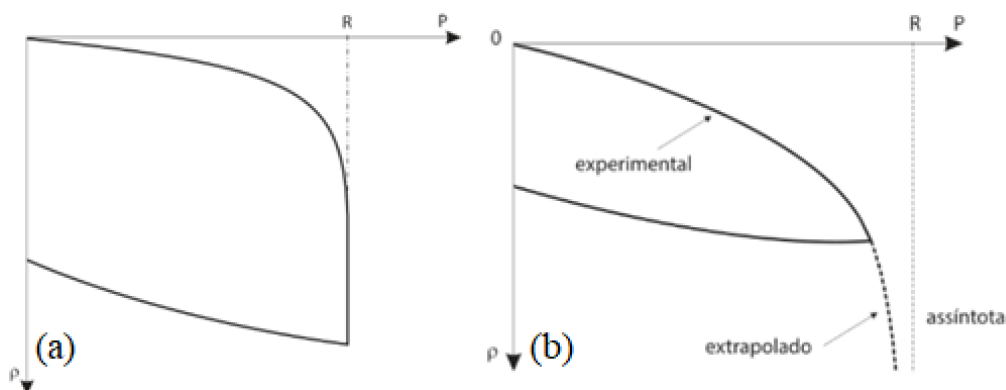
- Segunda região – onde ocorre a deformação viscoplástica, onde a velocidade de carregamento influencia a intensidade dos recalques;
- Terceira região – ocorrência de ruptura, onde o recalque aumenta com pouco ou nenhum acréscimo de carga.

A ruptura convencional de um elemento de fundação constituído por estaca é arbitrada por Terzaghi (1942 *apud* Cintra *et. al*, 2013) como a carga em que ocorre um recalque correspondente a 10% do diâmetro da estaca.

Cintra *et. al* (2013) apresentam dois tipos de ruptura frequentemente observados, a ruptura nítida e a ruptura física. A ruptura nítida (Figura 13) ocorre quando é atingida a máxima capacidade de carga do sistema, fazendo com que ocorra a verticalização da curva carga x deslocamentos antes do 10º estágio, o que impede a continuidade do ensaio por conta dos recalques incessantes.

A ruptura física (Figura 12) ocorre quando o valor da capacidade de carga não pode ser atingido, mesmo com recalques elevados. O gráfico apresenta que quando mais próximo da ruptura, mais elevados os recalques se apresentam (Cintra *et. al*, 2013).

Figura 12 – Curva carga x deslocamento - (a) ruptura nítida e (b) ruptura física.



Fonte: Cintra *et. al*, 2013.

A realização de um ensaio de prova de carga não garante a ocorrência de ruptura nítida, o que ocorre quando a carga de ruptura é superior à carga máxima aplicada ou quando os recalques apresentados são elevados, mesmo sem caracterizar ruptura nítida (ABNT, 2022).

Como critério de ruptura convencional, estabelecido para casos em que não ocorre a ruptura nítida, a NBR 6122 (ABNT, 2022) propõe que a carga de ruptura pode ser aquela correspondente à interseção da curva x recalque com a reta da equação 9.

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P \times L}{A \times E} \quad (9)$$

Onde:

ρ é o recalque de ruptura convencional, em m;

P é a carga de ruptura convencional, em N;

L é o comprimento da estaca, em m;

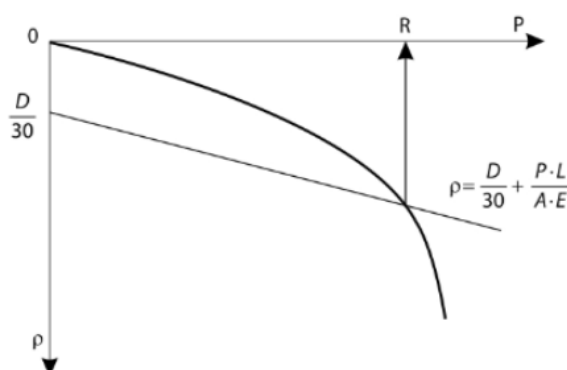
A é a área da estaca, em m²;

E é o módulo de elasticidade do concreto utilizado na estaca, em Pa;

D é o diâmetro da estaca, em m;

A Figura 13 apresenta graficamente o ponto na curva carga x deslocamento em que pode ser determinado o valor de ruptura, para os casos de ruptura convencional, como explicado anteriormente.

Figura 13 – Curva carga x deslocamento - ruptura convencional.



Fonte: Cintra *et. al.*, 2013.

2.8 Prova de Carga Dinâmica

O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), normatizado no Brasil pela ABNT NBR 13208 (ABNT, 2007), é um método de investigação do comportamento de estacas que se baseia na teoria da equação da onda, originalmente proposta por Smith (1960). O ensaio consiste em aplicar um impacto de curta duração no topo da estaca e medir sua resposta em termos de força e aceleração. Conforme a norma, o objetivo principal do método é a "avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, eficiência do sistema de impacto, tensões de compressão

e de tração ao longo da estaca, integridade estrutural e características dinâmicas do sistema solo-estaca

A NBR 13208 (ABNT, 2007) define como objetivos do ensaio de carregamento dinâmico:

O ensaio de carregamento dinâmico visa à avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, eficiência do sistema de impacto, tensões de compressão e de tração ao longo da estaca, integridade estrutural e características dinâmicas do sistema solo-estaca (ABNT, 2007, p. 1).

2.8.1 Método Numérico de Smith (1960)

O método numérico de Smith (1960) considera que a resistência a penetração de uma estaca possui uma parcela estática e dinâmica, conforme a equação 10.

$$R_t = R_u + R_d \quad (10)$$

Onde:

R_t é a resistência a penetração da estaca, em kN;

R_u é a parcela estática, em kN;

R_d é a parcela dinâmica, em kN.

De acordo com Cintra *et. al* (2013), a parcela estática é admitida com comportamento elastoplástico, dessa forma, quando a resistência estática alcança seu valor máximo (R_u) ocorre a ruptura plástica. De maneira análoga, a resistência dinâmica representa uma resistência adicional decorrente do amortecimento do solo.

Conforme proposto por Smith (1960), a resistência dinâmica é determinada pela equação 11.

$$R_d = J_s \times v \times R_u \quad (11)$$

Onde:

J_s é o coeficiente de amortecimento do solo, em kN/m;

v é a velocidade da partícula, em m/s.

Aoki (1996, *apud* Cintra *et. al*, 2013) apresenta que a parcela estática é dada pela equação 12.

$$R_u = \frac{\xi \times EMX}{S + DMX} \quad (12)$$

Onde:

ξ fator proposto por Aoki (1996), que varia de 1 a 2;

EMX é a energia cinética máxima, em kN.m;

S é a nega (deslocamento permanente), em mm;

DMX é o deslocamento máximo no topo da estaca, em mm.

A energia cinética máxima é determinada conforme a equação 13.

$$EMX = ef \times W \times h \quad (13)$$

Onde:

ef é a eficiência do martelo, em porcentagem;

W é o peso do martelo, em kN;

h é a altura de queda do martelo, em m.

A NBR 13208 (ABNT, 2007) especifica que o módulo de elasticidade é determinado pela equação 14.

$$E = \rho \times c^2 \quad (14)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade dinâmico, em MPa;

ρ é o peso específico do material, em N/m³;

c é a velocidade da onda, em m/s.

Os valores do módulo de elasticidade e velocidade de propagação da onda são obtidos pelo método Case, variando de acordo com a estaca (Cintra *et. al*, 2013).

Para estacas de concreto, as velocidades típicas de propagação da onda em ensaios de integridade variam de 3500 a 4300 m/s (Kormann, 2002). Valores típicos de módulo de massa específica e velocidade de propagação da onda são apresentados por Nakao (1981), conforme a Tabela 11.

Tabela 11 – Valores típicos para características de transmissão de ondas.

Material	ρ (kg/m³)	c (m/s)
Madeira	650 – 980	4.150 – 3.230
Concreto	2.450 – 3.350	3.385 – 3.350
Aço	8.000	5.150

Fonte: Nakao, 1981.

2.8.2 Aparelhagem

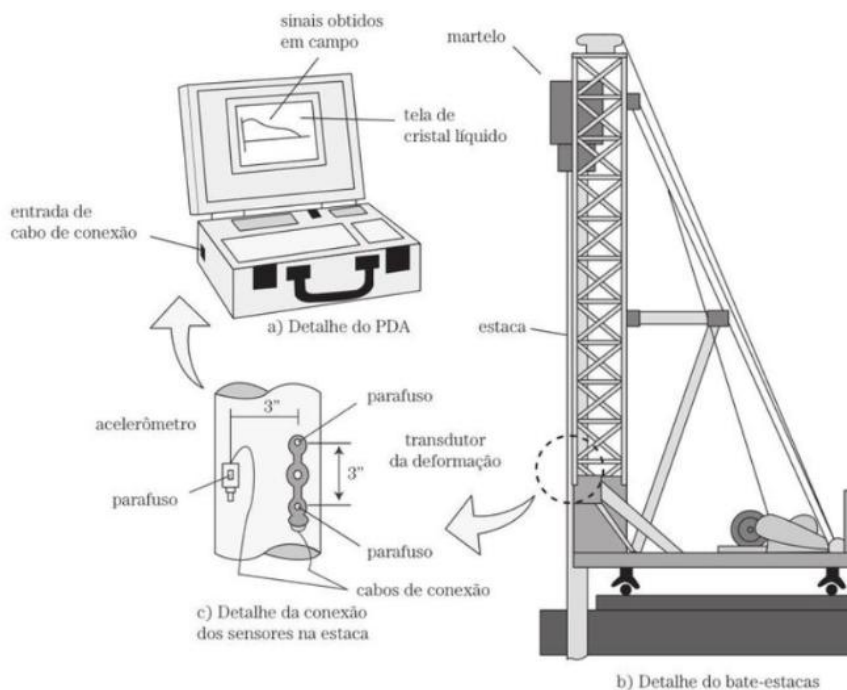
De acordo com a NBR 13208 (ABNT, 2007) os equipamentos necessários para realização do ensaio são:

- Sistema de aplicação do impacto (martelo) – pode ser do tipo queda livre, diesel e hidráulico;
- Transdutores – de deformação específica e acelerômetros;
- Equipamento para aquisição, registro e processamento de dados.

Para aquisição, registro e processamento de dados do ensaio é utilizado o equipamento portátil designado como *Pile Driving Analyser* (PDA). Conforme apresentado por Cintra *et. al* (2013), o equipamento emprega a teoria de propagação da onda para obter resultados de força máxima de impacto (FMX), energia máxima no golpe (EMX), resistência mobilizada (RMX), deslocamento máximo da estaca (DMX), integridade da estaca, tensões máximas na estaca e eficiência do equipamento de cravação.

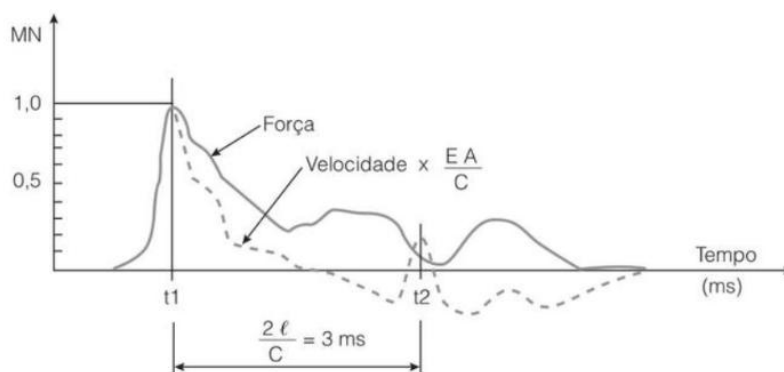
Alonso (2019) expõe que o PDA é um circuito eletrônico que processa os sinais de aceleração e da deformação específica como dados de entrada, fornecendo os sinais de velocidade e força. A Figura 14 apresenta a esquematização simplificada dos equipamentos utilizados durante o ECD e a Figura 15 o sinal típico obtido no aparelho PDA.

Figura 14 – Equipamento PDA atual.



Fonte: Alonso, 2019.

Figura 15 – Sinal típico obtido no equipamento PDA.



Fonte: Alonso, 2019.

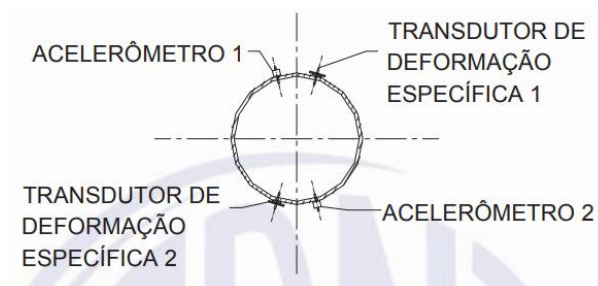
2.8.3 Execução

A NBR 13208 (ABNT, 2007) descreve a metodologia de execução do ensaio, apresentada de maneira resumida abaixo:

1. Preparo do topo da estaca – deve estar plano e orientado perpendicularmente ao seu eixo;

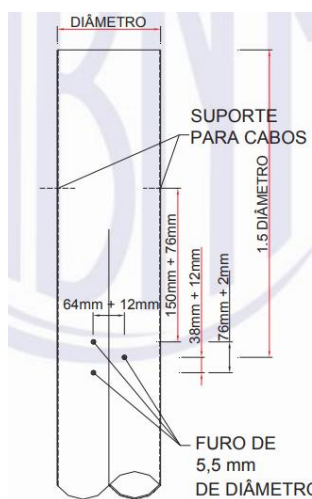
2. Instalação dos transdutores (Figuras 16 e 17) - instalados a uma distância de 1,5 vez o diâmetro do topo da estaca, em posições diametralmente opostas em relação ao eixo;
 - a. Transdutores de deformação específica – no mínimo quatro, a cada 90°;
 - b. Acelerômetros – no mínimo dois, a cada 180°.
3. Conexão com o sistema processador de dados (PDA) e colocação dos dados de entrada (Figura 19);
4. Aplicação dos golpes com o martelo (Figura 20);
5. Finalização do ensaio e retirada dos equipamentos;
6. Processamento dos dados via software.

Figura 16 – Vista superior do posicionamento dos transdutores em estaca de seção circular.



Fonte: ABNT, 2007.

Figura 17 – Vista lateral do posicionamento dos transdutores em estaca de seção circular.



Fonte: ABNT, 2007.

Os transdutores devem ser fixados de modo a impedir o deslocamento em relação a estaca durante o ensaio, sem afetar suas características de funcionamento (ABNT, 2007). A Figura 18 apresenta transdutores instalados.

Figura 18 – Transdutor de deformação específica (esquerda) e acelerômetro (direita).



Fonte: Autor, 2025.

Figura 19 – Inserção das características da estaca ensaiada no PDA.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 20 – Gráfico fornecido pelo PDA durante a aplicação do golpe.



Fonte: Autor, 2025.

As condições de paralisação do ensaio de carregamento dinâmico, de acordo com a NBR 13208 (ABNT, 2007) são:

- a. Ruptura do sistema na interface estaca-solo/rocha;
- b. Obtenção de níveis de tensões dinâmicas compressivas e de tração próximas às resistências características do material que constitui as estacas;
- c. Obtenção de fator de segurança preconizado NBR 6122 (ABNT, 2022) em relação à carga de trabalho especificado em projeto;
- d. Iminência da possibilidade de dano estrutural ou constatação do mesmo;
- e. Condições de segurança insatisfatórias que não permitam a continuidade dos ensaios.

2.8.4 Interpretação de resultados

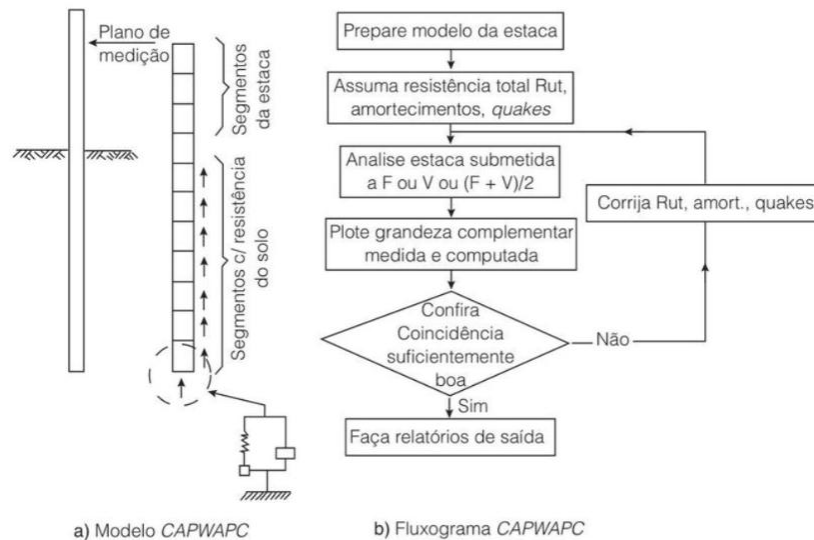
A interpretação de resultados de ECD pode ser realizada através do método simplificado CASE, que fornece apenas uma estimativa da resistência estática através da interpretação dos valores de propagação da velocidade da onda (Cintra *et. al*, 2013).

O método CAPWAP permite uma análise completa dos dados, fornecendo resultados como atrito lateral, resistência de ponta, carga de ruptura, recalques, entre outros. A análise é realizada de maneira computacional, comparando o sinal da força medida pelos sensores com o sinal calculado, buscando obter o melhor ajuste entre as curvas. Dessa forma, os resultados

podem variar de acordo com o operador que executa e realiza a análise do ensaio (Murakami, 2015).

A Figura 21, apresenta de maneira simplificada o procedimento de cálculo do método CAPWAP.

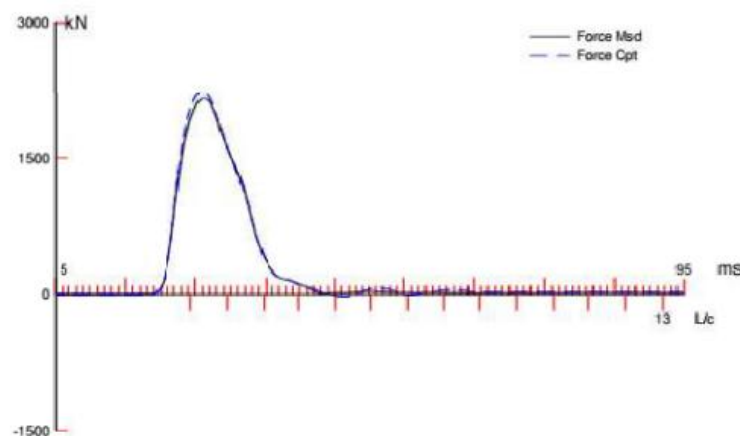
Figura 21 – Fluxograma do funcionamento da metodologia CAPWAP.



Fonte: Alonso, 2019.

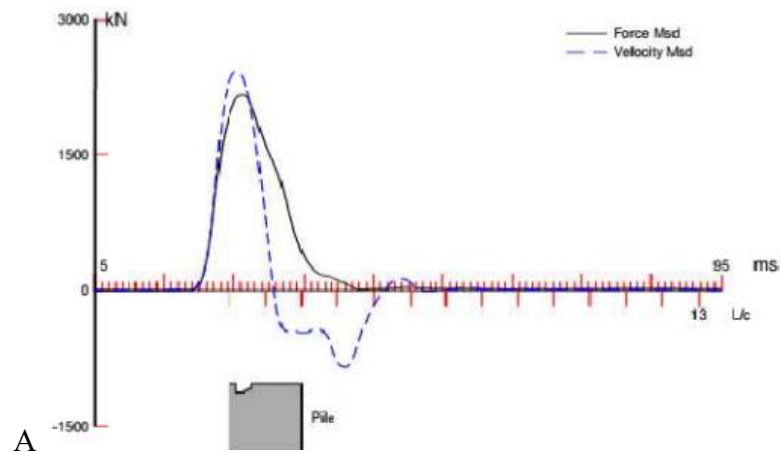
A análise entre a força medida (linha contínua) e força calculada (linha pontilhada), ambas em kN, é obtida por gráficos, conforme o exemplo da Figura 22. Outro resultado obtido por meio do CAPWAP está representado na Figura 23, sendo o comparativo entre a força medida (kN) e a velocidade medida.

Figura 22 – Comparação da força medida com a força calculada.



Fonte: SETE Engenharia, 2025.

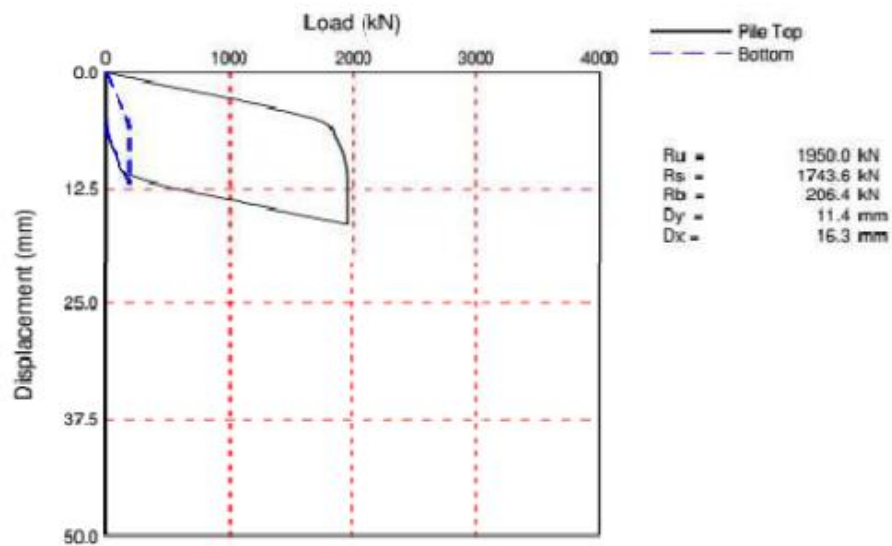
Figura 23 – Comparação da força medida e velocidade.



Fonte: SETE Engenharia, 2025.

O principal gráfico obtido através da análise CAPWAP é o gráfico curvas de carga x recalque, representado na Figura 24. A linha contínua representa os esforços no topo da estaca e a tracejada na ponta. Além disso, a análise fornece valores da Parcela Estática (R_U) e deslocamento no topo da estaca (D_x).

Figura 24 – Força (kN) x Deslocamento (mm).



Fonte: SETE Engenharia, 2025.

3 METODOLOGIA

Esta pesquisa visa comparar os resultados obtidos de capacidade de carga e deslocamento, de estacas tipo HCM, através de valores apresentados em provas de carga estáticas e dinâmicas, sobre as mesmas condições. A primeira parte da pesquisa constituiu-se de uma análise teórica aprofundada sobre fundações e estacas tipo HCM, bem como sobre os métodos desenvolvidos para a determinação da capacidade de carga em estacas, incluindo os processos executivos e a interpretação de resultados de ensaios estáticos e dinâmicos.

Os critérios para delimitação dos dados escolhidos foram:

- Ensaios PCE e ECD executados locais em próximos e em uma mesma obra;
- Homogeneidade do solo verificada a partir dos perfis de sondagem para os locais das estacas comparadas;
- Estacas de mesmo material, profundidade, cota de rasamento e método executivo;
- Disponibilidade de informações complementares, como por exemplo, gráfico de execução da estaca, perfis de sondagens próximas e projeto.

Considerando os critérios apresentados anteriormente, escolheu-se um empreendimento com 04 PCE e 12 ECD executadas, com homogeneidade do terreno verificada pelas sondagens, proximidade entre as estacas descritas em projeto e profundidade garantida pelos gráficos gerados no momento da execução pelo aparelho contido no equipamento de HCM.

A comparação entre os resultados ocorreu na proporção de 2 PCE para 5 ECD para a torre A e 2 PCE para 7 ECD para a torre B, sendo coletados valores de carga x deslocamento, apresentados por meio de tabelas e gráficos.

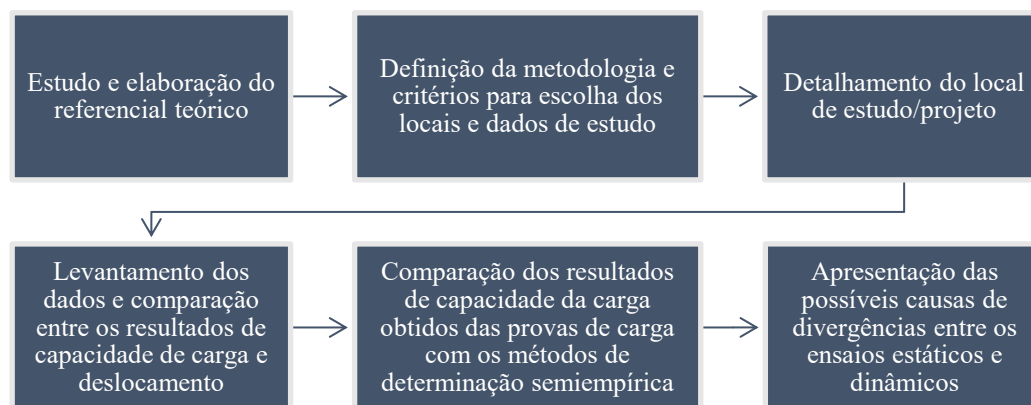
Os principais resultados apresentados foram os comparativos nos deslocamentos e capacidade de carga entre os ensaios de campo realizados.

Além disso, a capacidade de carga foi estimada através dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1982), sendo esses resultados comparados com os obtidos nos ensaios estáticos e dinâmicos.

Para abordar possíveis causas de divergências nos resultados de carga x deslocamento, como erros potenciais, variações na energia de ensaio, tempo de *set-up* e heterogeneidade não identificada no solo, a pesquisa aprofundou-se na interpretação comparativa dos resultados.

A pesquisa foi realizada conforme as etapas apresentadas anteriormente, podendo ser resumida no fluxograma apresentado na Figura 25.

Figura 25 – Fluxograma das etapas da pesquisa.



Fonte: Autor, 2025.

3.1 Local de Estudo

O estudo de caso para este trabalho foi realizado com base nos dados de ensaios de campo de um empreendimento residencial, localizado na cidade de Anápolis (GO).

Geologicamente, o município de Anápolis está inserido no contexto do complexo Anápolis-Ituaçu, uma unidade composta por rochas metamórficas como gnaisses e ortogranulitos (Baêta Júnior, 2001). O perfil de solo encontrado na obra é, portanto, resultante do intemperismo dessas rochas, dando origem a um solo residual. Uma característica marcante desses solos residuais é a sua heterogeneidade entre camadas, pois eles frequentemente preservam estruturas e variações minerais da rocha-mãe, que podem resultar em variações significativas de resistência e compressibilidade em pequenas camadas de solo.

O projeto de fundações da obra compreendeu um total de 653 estacas do tipo HCM, sendo 255 com diâmetro de 40 cm e 398 com diâmetro de 50 cm, distribuídas em duas estruturas principais, denominadas Torre A e Torre B.

Para a presente análise comparativa, foram selecionados os dados de ensaios realizados exclusivamente nas estacas de 50 cm de diâmetro. O conjunto de dados contempla 4 Provas de Carga Estática (PCE) e 12 Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD), divididos da seguinte forma:

- Torre A: 2 ensaios PCE e 5 ensaios ECD em estacas com comprimentos de aproximadamente 20 m e diâmetro igual a 50 cm;
- Torre B: 2 ensaios PCE e 7 ensaios ECD em estacas com comprimentos de aproximadamente 15 m e diâmetro igual a 50 cm.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

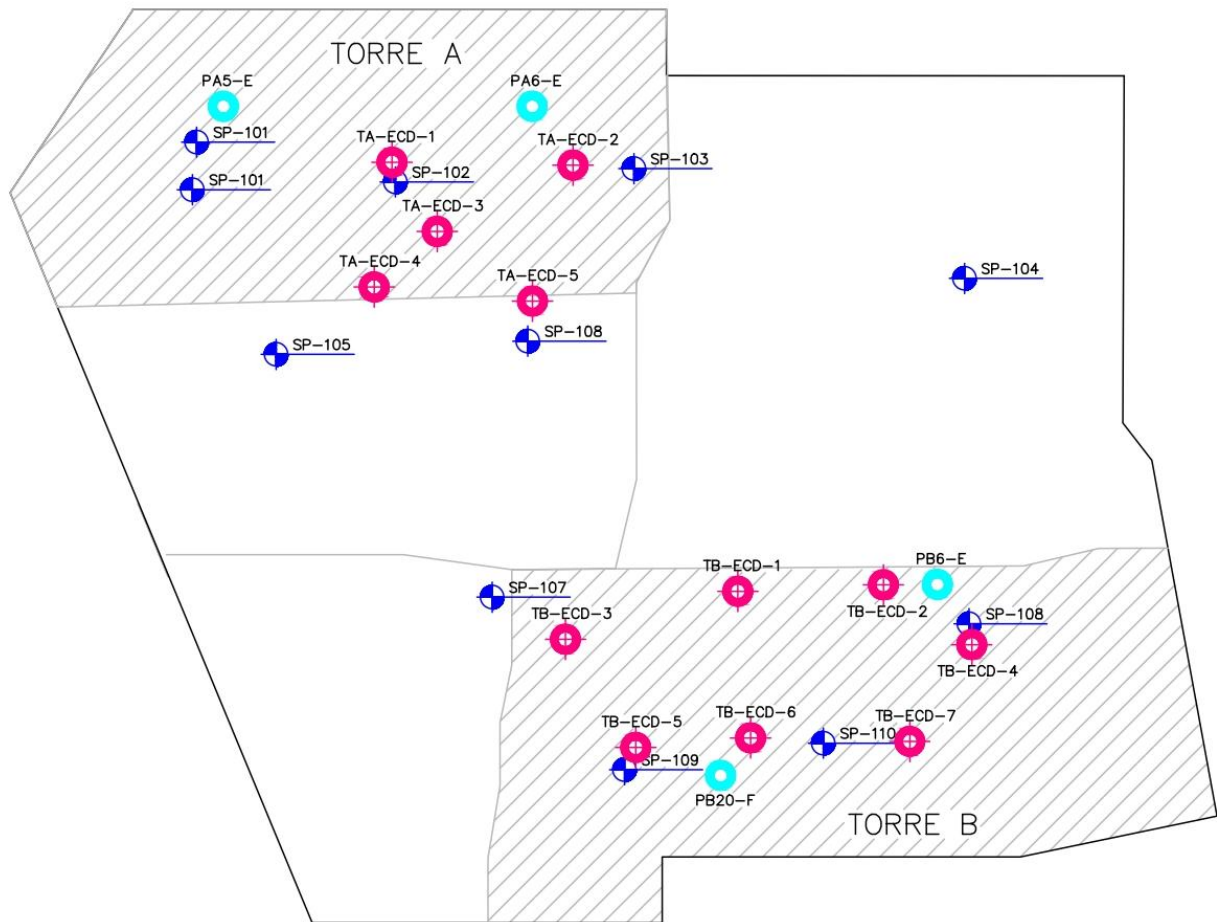
Esta seção tem por finalidade abordar análises individuais e conjuntas dos dados relacionados ao desempenho das estacas HCM da obra escolhida por meio de estimativas de capacidade de carga através de métodos semiempíricos, ensaios PCE e ensaios ECD.

4.1 Estimativa da Capacidade de Carga pelos Métodos Semiempíricos

Neste tópico, apresenta-se a estimativa da capacidade de carga das estacas utilizando os dois principais métodos semiempíricos abordados ao longo do trabalho: o método de Aoki e Velloso (1975) e o de Décourt e Quaresma (1982).

Para a aplicação dos métodos, os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir dos boletins de sondagem SPT específicos para cada área da obra. Para as estacas da Torre A (profundidade de aproximadamente 20 m), foi estabelecido um perfil de solo representativo a partir da média dos valores de NSPT das sondagens SP-101, SP-102, SP-103, SP-105 e SP-106, conforme apresentado na Figura 24. De forma análoga, para a Torre B (profundidade de aproximadamente 15 m), o perfil representativo foi obtido pela média das sondagens SP-107 a SP-110, conforme apresentado na Figura 24. É importante ressaltar que, para ambas as análises, os primeiros 3 m dos perfis de sondagem foram desconsiderados, a fim de ajustar os dados à cota de arrasamento das estacas, que se encontravam em um nível inferior ao do terreno natural no momento da realização das sondagens.

Figura 26 – Planta locação geral dos ensaios executados.



Fonte: Autor, 2025.

O perfil geotécnico do local de estudo, sintetizado a partir dos boletins de sondagem SP-101 a SP-110, apresenta um subsolo predominantemente argiloso e siltoso. A camada superficial, que se estende até profundidades entre 8 e 13 m, é composta por silte-argiloso, cuja consistência varia de mole (N_{SPT} 2-4) para rija ($N_{SPT} > 15$).

Abaixo das primeiras camadas, encontra-se argila-siltosa, de consistência muito rija a dura (N_{SPT} 20-45), estendendo-se até a profundidade média de 19 m. A partir dessa profundidade, o solo é caracterizado predominantemente por silte-arenoso, compacto a muito compacto ($N_{SPT} > 30$). O nível d'água encontra-se na profundidade média de 10 a 11 m. As Tabelas 12 e 13 detalham os valores médios de N_{SPT} para cada metro, por furo de sondagem.

Tabela 12 – Valores N_{SPT} para os furos de sondagem da Torre A.

Profundidade (m)	SP-101	SP-102	SP-103	SP-105	SP-106
1	1	3	2	2	2
2	1	2	2	1	5
3	2	3	2	3	5
4	3	5	3	7	6
5	4	9	3	8	13
6	18	12	24	16	23
7	22	15	36	11	19
8	23	21	23	14	20
9	16	17	23	11	38
10	19	20	15	17	27
11	17	26	20	16	26
12	16	29	9	19	15
13	26	23	13	16	11
14	26	29	19	22	20
15	34	34	24	24	28
16	47	26	13	31	19
17	37	30	17	50	23
18	44	17	32	50	19
19	15	17	42	50	24
20	17	12	11	50	22
21	25	13	14	42	27
22	28	14	37	50	27
23	29	13	50	-	36
24	33	24	50	-	22
25	31	24	45	-	24

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 13 – Valores N_{SPT} para os furos de sondagem da Torre B.

Profundidade (m)	SP-107	SP-108	SP-109	SP-110
1	2	3	3	2
2	3	1	3	1
3	3	2	2	2
4	7	4	3	2
5	12	15	6	5
6	8	20	20	8
7	11	28	28	28
8	20	25	36	13
9	23	13	16	18
10	8	14	22	14
11	17	7	17	17
12	17	14	22	8
13	5	19	27	12
14	7	16	33	11
15	15	20	23	12
16	18	18	24	12
17	45	18	41	13
18	50	20	50	45
19	50	19	22	41
20	50	42	28	50

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Para a estimativa da capacidade de carga teórica, foram aplicados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1982), cujas formulações foram detalhadas nas secções 2.5.1 e 2.5.2. Utilizando os perfis de sondagem representativos para as estacas de 15 m e 20 m, com diâmetro igual a 50 cm, foram calculadas as capacidades de carga para cada método. Os resultados obtidos para o método de Aoki e Velloso estão apresentados na Tabela 14, enquanto os resultados para o método de Décourt e Quaresma são apresentados na Tabela 15.

Tabela 14 – Capacidade de carga pelo método Aoki Velloso.

Estacas	Lateral (kN)	Ponta (kN)	Total (kN)
Torre A - 20 m	1.442,25	1.114,48	2.556,73
Torre B - 15 m	814,17	456,16	1.270,33

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 15 – Capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma.

Estaca	Lateral (kN)	Ponta (kN)	Total (kN)
Torre A - 20 m	2.288,13	303,95	2.592,08
Torre B - 15 m	1.491,21	149,29	1.640,50

Fonte: Autor, 2025.

As estimativas apresentadas foram calculadas considerando o comportamento de um elemento de fundação do tipo estaca trabalhando de forma isolada, que é a abordagem principal dos métodos semiempíricos descritos. Análises mais complexas, que avaliam o efeito grupo em um sistema, como por exemplo em radier estaqueado, não estão contempladas nos resultados apresentados.

4.2 Análise Individual do Desempenho em Provas de Carga Estática (PCE)

Neste tópico, apresentam-se os dados das PCE, seguidos pela interpretação e discussão das curvas carga x recalque e recuperação elástica para cada estaca.

Os principais dados relacionados às PCE executadas estão listados na Tabela 16.

Tabela 16 – Principais dados relacionados aos ensaios PCE.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de ensaio prevista (tf)	Profundidade (m)	Datas da execução do ensaio	Deslocamento máximo (mm)
PA5-E	50	240	20,16	11/03 e 12/03/2024	4,24
PA6-E	50	240	20,16	14/03 e 15/03/2024	14,34
PB6-E	50	240	14,00	24/01 e 25/01/2024	10,46
PB20-F	50	240	15,00	17/01 e 18/01/2024	10,26
Observação: A sigla relacionada à estaca se trata de uma nomenclatura de projeto.					

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

O deslocamento médio em cada um dos 13 estágios de carregamento realizados na estaca PA5-E está representado na Tabela 17.

Tabela 17 – Leituras do ensaio de PCE da estaca PA5-E.

Etapa	Estágio	Carga (tf)	Deslocamento Médio
			(mm)
Carregamento	0	0	0,00
	1	17	0,09
	2	25	0,33
	3	33	0,68
	4	50	1,13
	5	66	1,33
	6	75	1,86
	7	100	1,86
	8	120	1,87
	9	144	2,14
	10	168	2,50
	11	192	2,93
	12	216	3,65
Descarregamento	13	240	4,24
	1	180	4,49
	2	120	4,15
	3	60	3,62
	4	0	1,95
	5	0	1,93

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

As estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F foram ensaiadas com 10 estágios e seus respectivos deslocamentos médios estão apresentados nas Tabelas 19 e 20.

Tabela 18 – Leituras do ensaio de PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F.

Etapa	Estágio	Carga (tf)	Deslocamento Médio		
			PA6-E	PB6-E	PB20-F
Carregamento	0	0	0,00	0,00	0,00
	1	24	0,29	0,33	0,46
	2	48	1,20	0,67	1,10
	3	72	1,83	1,62	1,57
	4	96	2,89	2,24	2,07
	5	120	3,91	3,02	2,78
	6	144	5,17	4,23	3,65
	7	168	6,51	4,42	4,43
	8	192	8,26	6,16	5,59
	9	216	10,37	8,39	7,06
	10	240	14,34	10,46	10,26

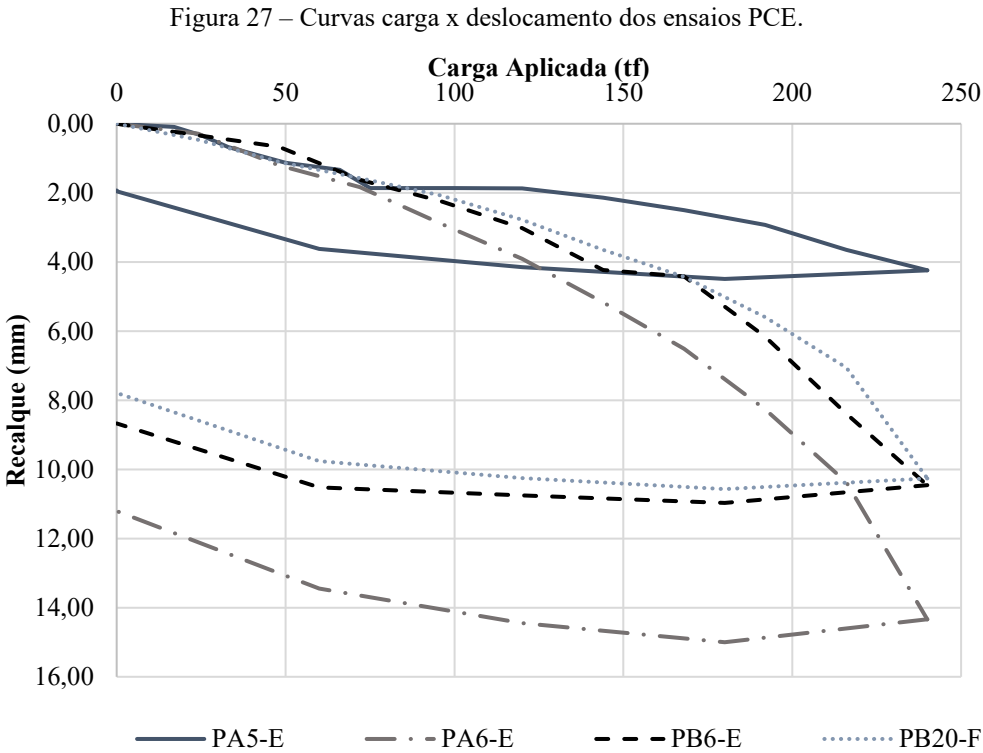
Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 19 – Leituras do ensaio de PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F (Continuação).

Etapa	Estágio	Carga (tf)	Deslocamento Médio (mm)		
			PA6-E	PB6-E	PB20-F
Descarregamento	1	180	15,00	10,97	10,57
	2	120	14,45	10,75	10,25
	3	60	13,45	10,52	9,76
	4	0	11,21	8,67	7,79
	5	0	11,18	8,67	7,78

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

A representação gráfica dos dados apresentados nas Tabelas 17 a 19 está indicada na Figura 27.



Fonte: Autor, 2025.

A partir da Figura 25 pode-se verificar os seguintes fatores:

- Deslocamentos aproximados até 75 tf;
- As estacas PA5-E e PA6-E, ambas com mesmo diâmetro e profundidade, apresentaram grande distinção no padrão das curvas e recalques máximos com diferença de 10,10 mm;

- As estacas PB6-E e PB20-F, ambas de mesmo diâmetro e profundidades similares apresentaram o mesmo padrão de curva carga x deslocamento, com recalque máximo com diferença de apenas 0,20 mm;
- A estaca PA5-E apresentou maior recuperação elástica, visto que maior parte do recalque é desfeito com a retirada total da carga;
- As estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F apresentam menor recuperação elástica, recuperando apenas uma pequena parcela do recalque.

A ocorrência de recalques semelhantes até a carga de 75 tf pode ser explicada pela hipótese dos recalques para essa carga se encontrarem no regime elástico, conforme definição apresentada no item 2.7.3 deste trabalho.

Nos estágios iniciais de carregamento, as tensões aplicadas são relativamente baixas, dessa forma o sistema estaca-solo está trabalhando no seu sistema predominante elástico, sendo seus deslocamentos pequenos e proporcionais à carga (Vargas, 1977, *apud* Niyama *et. al*, 2019).

O elevado deslocamento apresentado pela PA6-E em comparação com as outras estacas pode indicar desuniformidade no local de execução ou problemas executivos. No que tange aos problemas executivos, a provável causa seria a “ponta suja” ou eventual redução do fuste em alguma profundidade da estaca.

Outra possível explicação para a diferença entre o desempenho das estacas PA5-E e PA6-E é a heterogeneidade característica dos solos residuais do complexo Anápolis-Itauçu. É considerável supor que a estaca PA5-E tenha encontrado uma região menos intemperizada, com fragmentos da rocha original, resultando em um material mais competente e menos deslocável.

A Tabela 20 apresenta de maneira resumida o recalque máximo, o recalque permanente, a recuperação elástica e a porcentagem de recuperação elástica para cada estaca.

Tabela 20 – Leituras durante o ensaio PCE das estacas PA6-E, PB6-E e PB20-F.

Estaca	Recalque máximo (mm)	Recalque permanente (mm)	Recuperação Elástica (mm)	Recuperação Elástica (%)
PA5-E	4,24	1,93	2,31	54,48
PA6-E	14,34	11,18	3,16	22,04
PB6-E	10,46	8,67	1,79	17,11
PB20-F	10,26	7,78	2,48	24,17

Fonte: Autor, 2025.

Conforme apresentado na Tabela 20, o alto valor da taxa de recuperação elástica da estaca PA5-E sugere que ao longo do ensaio, o comportamento do sistema estaca-solo foi predominantemente elástico. As demais estacas apresentaram baixa taxa de recuperação elástica, indicando assim maior predominância do regime plástico na deformação do sistema estaca-solo.

4.2.1 Determinação da Carga de Ruptura a partir dos Ensaio de Campo

As PCEs realizadas não foram capazes de atingir ruptura geotécnica do sistema estaca-solo, por mais que a carga máxima de 240 tf tenha sido atingida, os deslocamentos mantiveram-se controlados e com tendência a estabilização, conforme apresentado na Seção 4.2.

Para estimar a carga de ruptura, foi avaliado o critério de extrapolação gráfica NBR 6122 (ABNT, 2022), conforme apresentado no tópico 2.7.3. Foram realizadas tentativas de aplicação do critério de ruptura convencional, traçando-se a reta definida pela Equação 9. No entanto, para todas as estacas, a curva carga x recalque experimental se mostrou significativamente mais rígida que a reta normativa, não havendo interseção entre as duas dentro do intervalo de cargas aplicado, conforme pode ser observado nas Figuras 28 e 29.

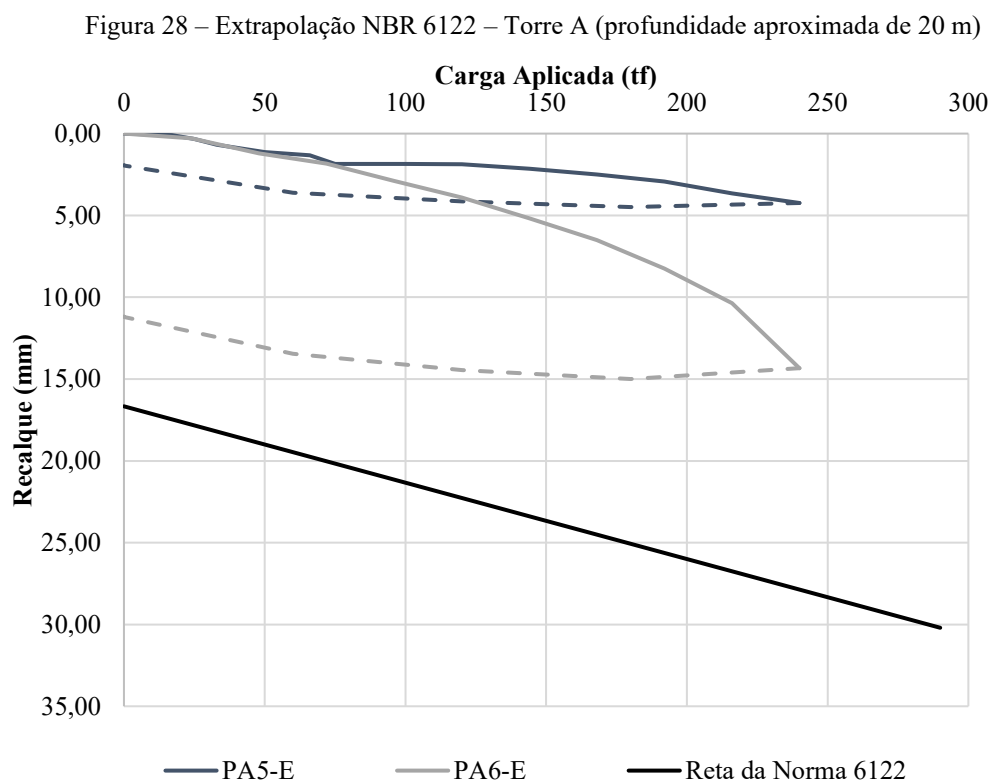
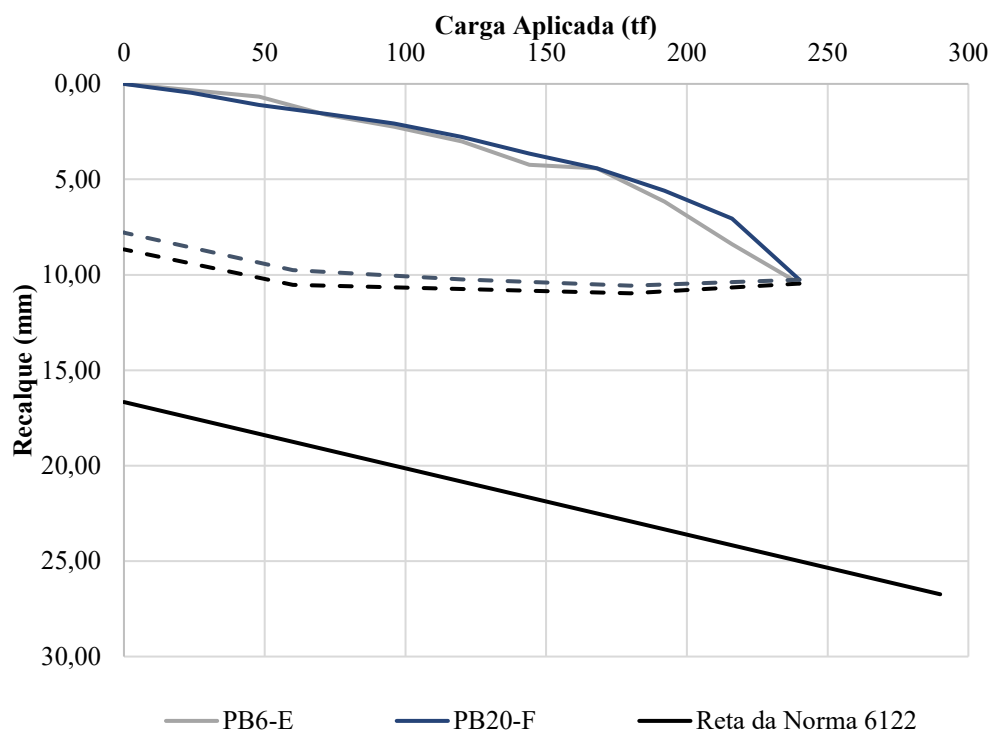


Figura 29 – Extrapolação NBR 6122 – Torre B (profundidade aproximada de 15 m)



Fonte: Autor, 2025.

Diante da não ocorrência de ruptura apresentada nas Figuras 26 e 27, a carga de 240 tf não pode ser definida como a carga de ruptura, mas na verdade como uma carga à qual a estaca resistiu com segurança e com deslocamentos admissíveis. Esse resultado valida que a capacidade carga geotécnica última das estacas é, com segurança, superior a 240 tf (aproximadamente 2.400 kN), atendendo aos requisitos de ensaio.

4.3 Análise Individual do Desempenho em Provas de Carga Dinâmica (ECD)

Neste tópico, apresentam-se os dados dos ECD, seguidos pela interpretação e discussão das curvas carga x recalque.

Os principais dados relacionados as ECD executados estão listadas na Tabela 21.

Tabela 21 – Principais dados relacionados aos ensaios ECD.

Estaca	Resistência (kN)			Diâmetro	Profundi- dade (m)	CAPWAP		Método Case
	Total	Lateral	Ponta			DY (mm)	DX (mm)	DMX (mm)
TA-ECD-1	1950	1744	206	50	19,10	11,40	16,30	16,07
TA-ECD-2	2650	2339	311	50	19,20	23,40	30,40	20,72
TA-ECD-3	2229	2031	199	50	19,10	13,70	16,70	23,50
TA-ECD-4	2100	1920	180	50	19,10	8,30	11,30	23,33
TA-ECD-5	2350	2125	225	50	19,10	13,70	17,70	16,56
TB-ECD-1	2428	2185	253	50	15,00	12,40	16,40	17,44
TB-ECD-2	2384	2076	308	50	14,00	31,40	47,30	24,62
TB-ECD-3	2355	2076	279	50	15,00	7,30	10,30	16,47
TB-ECD-4	2178	1872	306	50	14,10	11,40	14,10	18,69
TB-ECD-5	2404	2094	310	50	15,10	9,70	12,70	17,48
TB-ECD-6	2522	2227	295	50	15,10	11,40	15,30	11,45
TB-ECD-7	3306	2899	407	50	15,10	13,70	15,70	18,75

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

As estacas acompanhadas do prefixo TA se encontram na Torre A, possuindo profundidade média na ordem de 19,00 m, enquanto as de prefixo “TB” apresentam profundidades em torno de 15,00 m.

Os resultados extraídos a partir da análise CAPWAP são DY e DX, que se referem respectivamente ao deslocamento total permanente na ponta da estaca e ao atrito lateral mobilizado. O método Case apresenta o DMX que se refere ao deslocamento total do topo da estaca durante o golpe.

A Tabela 22 apresenta a continuação dos principais dados relacionados aos ensaios PCD, como data da execução do ensaio, tempo até a realização do ensaio, altura de queda do martelo, Energia Cinética Máxima (EMX) e a Eficiência do Martelo (calculada a partir da dedução da equação 13).

Tabela 22 – Principais dados relacionados aos ensaios ECD (Continuação).

Estaca	Data do Ensaio	Tempo até o ensaio (dias)	Peso do Martelo (t)	Altura de queda do martelo (cm)	EMX máx. (kN.m)	Eficiência do Martelo (%)
TA-ECD-1	06/10/2023	32	5	30, 60, 90, 120, 150, 180	49,02	54,47
TA-ECD-2	06/10/2023	32	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	76,75	73,10
TA-ECD-3	06/10/2023	32	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	70,45	67,09
TA-ECD-4	06/10/2023	32	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	66,99	63,80
TA-ECD-5	06/10/2023	32	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300	70,40	67,04
TB-ECD-1	06/10/2023	35	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	62,98	59,98
TB-ECD-2	05/10/2023	33	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240	71,51	71,51
TB-ECD-3	05/10/2023	34	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	58,10	55,33
TB-ECD-4	05/10/2023	33	5	30, 60, 90, 120, 150, 180	53,45	59,39
TB-ECD-5	05/10/2023	34	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	59,80	56,95
TB-ECD-6	05/10/2023	31	5	30, 60, 90, 120, 150, 180	61,16	67,96
TB-ECD-7	05/10/2023	33	5	30, 60, 90, 120, 150, 180, 210	72,01	68,58

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Os deslocamentos durante os estágios ensaiados para as estacas TA-ECD-1 a TA-ECD-5, localizadas na torre A, todas com profundidades próximas à 19,00 m estão apresentados da Tabela 23 a 27.

Tabela 23 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-1.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	847	84,70	3,07
3	1685	168,50	5,66
4	1959	195,90	8,78
5	1632	163,20	11,62
6	1785	178,50	14,69
7	2278	227,80	16,07

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 24 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-2.

Golpe	RMX (KN)	RMX (tf)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	1065	106,50	3,33
3	1810	181,00	5,53
4	2264	226,40	8,44
5	2408	240,80	10,68
6	2459	245,90	13,04
7	2502	250,20	17,02
8	2578	257,80	20,72

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 25 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-3.

Golpe	RMX (KN)	RMX (tf)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	1341	134,10	4,39
3	1989	198,90	6,71
4	2233	223,30	9,78
5	2009	200,90	11,83
6	1817	181,70	19,03
7	1925	192,50	22,22
8	2494	249,40	23,50

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 26 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-4.

Golpe	RMX (KN)	RMX (tf)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	1054	105,40	3,12
3	1909	190,90	6,09
4	2091	209,10	8,73
5	2081	208,10	11,41
6	2014	201,40	15,56
7	2318	231,80	20,64
8	2841	284,10	23,33

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

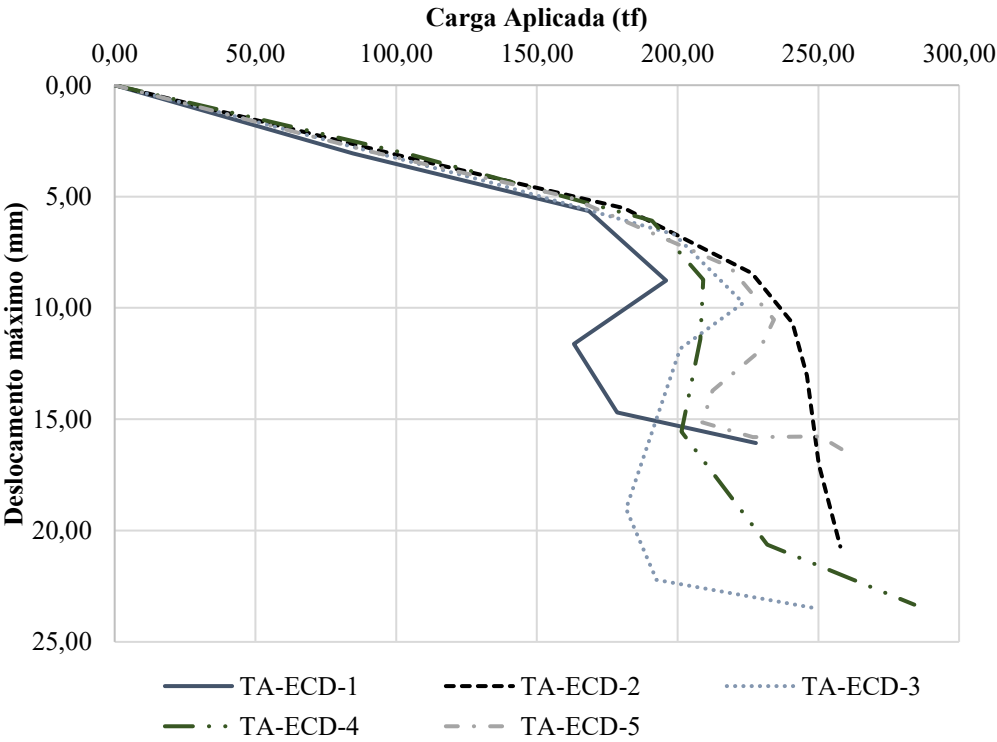
Tabela 27 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TA-ECD-5.

Golpe	RMX (KN)	RMX (tf)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	914	91,40	2,99
3	1617	161,70	5,04
4	2185	218,50	8,16
5	2342	234,20	10,52
6	2287	228,70	11,99
7	2124	212,40	13,72
8	2087	208,70	15,14
9	2267	226,70	15,81
10	2506	250,60	15,78
11	2611	261,10	16,56

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

A representação gráfica das informações apresentadas nas Tabelas 23 a 27 está contida na Figura 30.

Figura 30 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios ECD para Torre A.



Fonte: Autor, 2025.

A partir da Figura 28 pode-se verificar os seguintes fatores:

- Deslocamentos semelhantes até 175 tf;
- As estacas TA-ECD-1 e TA-ECD-5 apresentaram os menores deslocamentos;

- As estacas TA-ECD-3 e TA-ECD-4 apresentaram os maiores deslocamentos, indicando comportamento menos rígido em relação as demais estacas;
- Comportamento geral das curvas apresentam uma dispersão moderada, indicando consistência no desempenho das estacas.

A altura de queda do martelo exerce influência direta sobre a energia de cravação, que por sua vez impactou nos resultados de desempenhos das estacas. Conforme apresentado na Tabela 21, à estaca TA-ECD-1 (6 golpes com altura máxima de queda do martelo 1,80 m) apresentou deslocamento final semelhante à estaca TA-ECD-5 (10 golpes com altura máxima de queda do martelo de 3,00 m), indicando que seria necessário maior aplicação da energia de cravação para que a estaca TA-ECD-1 atingisse desempenho satisfatório, enfatizando o comportamento heterogêneo do terreno em resposta ao ensaio.

Por outro lado, as estacas TA-ECD-3 e TA-ECD-4 foram ensaiadas com 8 golpes com altura máxima de 2,10 m, apresentando desempenhos semelhantes, porém, não satisfatórios em termos de deslocamentos quando comparados as demais estacas.

A contribuição da resistência de ponta afetou diretamente os resultados, uma vez que as estacas que apresentaram pior desempenho TA-ECD-3 e TA-ECD-4 tiveram a contribuição da resistência de ponta de 9,80% e 9,38% respectivamente, enquanto as demais encontram-se com valores superiores a 10,50%. Esses dados podem ser prováveis indicativos de “ponta suja”, problema que afeta diretamente na resistência mobilizada pela estaca conforme explicado no Item 4.2.

Os deslocamentos durante os estágios ensaiados para as estacas TB-ECD-1 à TB-ECD-7, localizadas na torre B, todas com profundidades próximas à 15,00 m, estão apresentados da Tabela 28 a 34.

Tabela 28 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-1.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	800	80,00	2,48
3	1700	170,00	3,62
4	2100	210,00	6,37
5	2300	230,00	8,89
6	2200	220,00	14,02
7	2250	225,00	17,44

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 29 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-2.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	800	80,00	2,12
3	1500	150,00	4,03
4	1700	170,00	6,53
5	2000	200,00	12,47
7	2200	220,00	17,39
8	2350	235,00	21,48
9	2400	240,00	22,34
10	2450	245,00	24,62

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 30 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-3.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	1100	110,00	2,98
3	2100	210,00	5,44
4	2200	220,00	7,64
5	2300	230,00	9,98
6	2400	240,00	12,47
7	2450	245,00	14,01
8	2500	250,00	16,47

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 31 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-4.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	1150	115,00	3,47
3	1900	190,00	5,55
4	2000	200,00	8,61
5	1950	195,00	11,39
6	2150	215,00	15,01
7	2300	230,00	18,69

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 32 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-5.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	1200	120,00	3,02
3	1950	195,00	4,12
4	2100	210,00	7,51
5	2150	215,00	9,68
6	2100	210,00	12,13
7	2200	220,00	14,59
8	2350	235,00	17,48

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

Tabela 33 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-6.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0,00	0,00	0,00
2	1074	107,40	2,67
3	2118	211,80	5,10
4	2522	252,20	8,60
5	2478	247,80	11,09
6	2617	261,70	14,06
7	2909	290,90	18,03

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

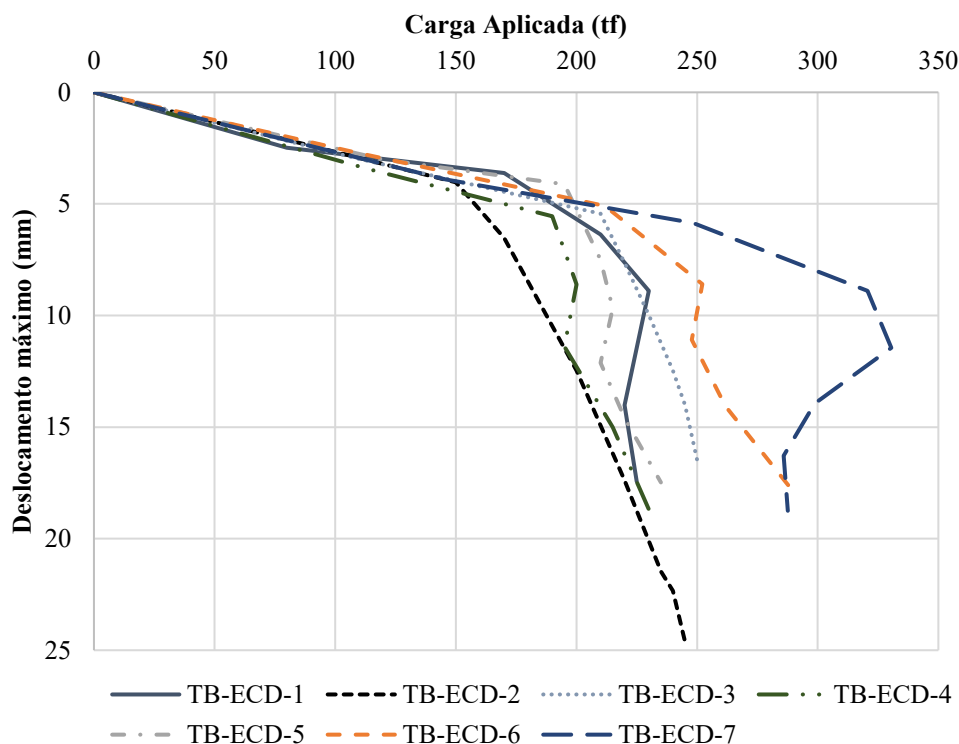
Tabela 34 – Leituras durante o ensaio ECD da estaca TB-ECD-7.

Golpe	RMX (KN)	RMX (t)	DMX (mm)
1	0	0,00	0,00
2	1458	145,80	3,90
3	2483	248,30	5,86
4	3206	320,60	8,90
5	3305	330,50	11,45
6	2988	298,80	13,95
7	2859	285,90	16,28
8	2876	287,60	18,75

Fonte: Sete Engenharia, 2025.

A representação gráfica das informações apresentadas nas Tabelas 28 a 34 está contida na Figura 31.

Figura 31 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios ECD para Torre B.



Fonte: Autor, 2025.

A partir da Figura 31 pode-se verificar os seguintes fatores:

- Deslocamentos semelhantes até 150 tf;
- A estaca TB-ECD-2 apresentou o pior desempenho, tendo o maior deslocamento mesmo atingindo apenas a carga de 245 tf.
- A estaca TB-ECD-7 apresentou melhor desempenho, tendo a maior carga mobilizada (330 tf) e um dos menores deslocamentos (11,45 mm).

O efeito *set-up* não apresentou influência sobre distinção no desempenho das estacas, uma vez que, conforme apresentado na Tabela 21, o tempo entre a execução das estacas e o ensaio foi semelhante para todas as estacas ensaiadas.

Conforme explicado por Fellenius (2023), o efeito *set-up* ocorre por qualquer método que perturbe o solo, desde estacas escavadas até estacas cravadas. Os fenômenos ocorrerão durante o processo de execução da estaca que por sua vez cisalha, remolda e desloca o solo lateralmente, ocasionando no aumento das poropressões e consequente diminuição do atrito

lateral. Após dias da execução, a poropressão gerada no processo se dissipa, promovendo o ganho da resistência de atrito lateral na estaca.

A estaca TB-ECD-2 apresentou o pior desempenho, mesmo possuindo a maior energia cinética e eficiência do martelo, sendo assim, um provável indicativo de a estaca se situa em um local de solo pouco competente quando comparado as demais estacas.

4.3.1 Determinação da Carga de Ruptura

Para os ensaios ECD a capacidade de carga é um resultado direto da análise CAPWAP. Conforme detalhado na seção 2.8.4, esta análise processa os sinais de impacto para calcular a Resistência Estática Última (R_u) da estaca, já desconsiderando os efeitos dinâmicos de amortecimento do solo. Os valores de R_u para cada estaca ensaiada foram apresentados na Tabela 21.

Os valores médios de capacidade de carga a partir dos ECD são:

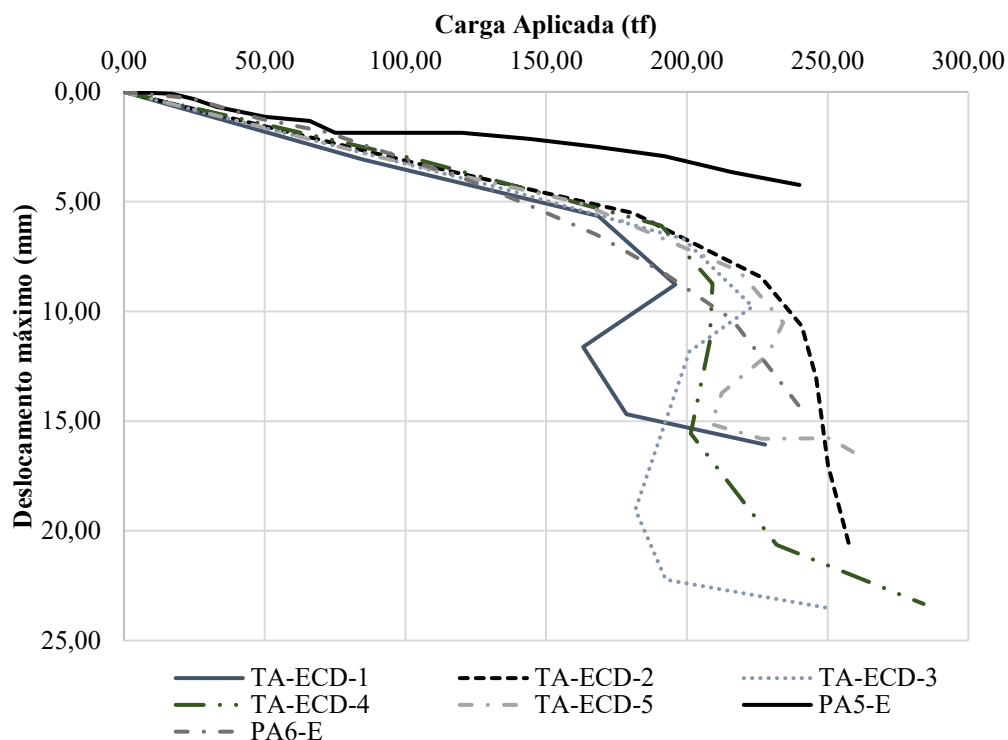
- Torre A – Estacas de 20 m – 2.255,80 kN;
- Torre B – Estacas de 15 m – 2.511,00 kN.

4.4 Análise Comparativa das Curvas Carga x Recalque (PCE e ECD)

Neste tópico são apresentadas as curvas carga x recalque comparativas entre os ensaios estáticos e dinâmicos para as Torres A e B, com avaliação do desvio padrão dos deslocamentos para a carga de serviço.

O comportamento das estacas da torre A, cuja profundidade é de aproximadamente 20 m perante os ensaios PCE e ECD estão apresentados na Figura 32.

Figura 32 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios PCE e ECD (Torre A).



Fonte: Autor, 2025.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 32, verificou-se a grande variabilidade do desempenho da estaca PA5-E em comparação com as demais. A estaca PA6-E, por mais que tenha sido ensaiada por meio de ensaios estáticos apresentou comportamento da curva e deslocamentos finais semelhantes as estacas ensaiadas por meio de ensaios dinâmicos.

O desvio padrão referentes aos deslocamentos apresentados nos ensaios realizados nas estacas do grupo A estão representados na Tabela 35, apresentado grande variação entre os ensaios PCE e pequena variação entre os ensaios ECD.

Para avaliar a variabilidade do desempenho das estacas em condições de serviço, foi realizada uma análise do desvio padrão dos deslocamentos, sendo focada nos recalques medidos até a carga de projeto de 120 tf (1.200 kN).

A justificativa para a delimitação da análise ocorre, visto que, em um projeto de fundações, o desempenho em termos de deslocamentos é verificado para a carga de serviço, neste caso definida em 120 tf. Embora os ensaios de campo sejam levados a até 2 vezes a carga de serviço, conforme especificado pela NBR 6122 (ABNT, 2022), o intuito principal é aferir a segurança à ruptura, sendo então, a comparação do desempenho quanto a deslocamentos mais precisa quando analisada somente até o carregamento previsto em projeto.

Os resultados desta análise estatística para as estacas da Torre A estão apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Comparativo de desempenho por tipo de ensaio (Torre A).

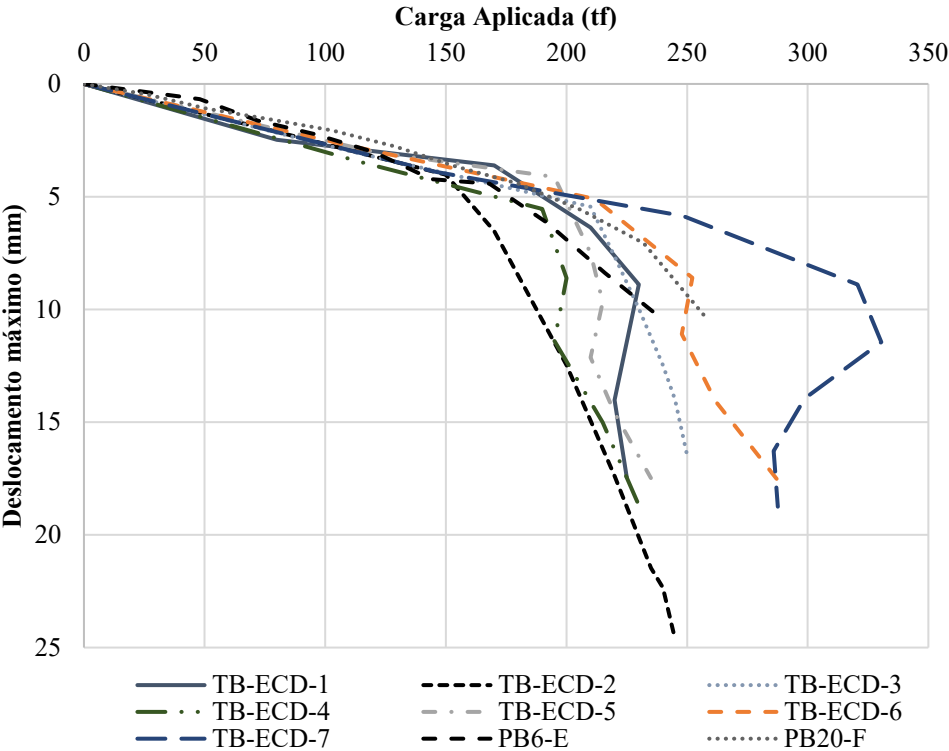
Estaca	Tipo de Ensaio	Deslocamento na carga de 120 tf (mm)	Média (mm)	Desvio Padrão (mm)
PA5-E	PCE	1,87	3,11	0,65
PA6-E		3,91		
TA-ECD-1	ECD	2,94		
TA-ECD-2		3,14		
TA-ECD-3		3,25		
TA-ECD-4		3,63		
TA-ECD-5		3,02		

Fonte: Autor, 2025.

Segundo os dados apresentados na Tabela 35, o desvio padrão demonstrou-se como uma ferramenta para análise qualitativa a respeito dos ensaios executados. O valor de 0,65 mm em relação à média de deslocamento de 3,11 mm é um indicativo da homogeneidade entre os deslocamentos nos ensaios realizados na Torre A.

O comportamento das estacas da torre B, cuja profundidade é de aproximadamente 15 m perante os ensaios PCE e ECD estão apresentados na Figura 33.

Figura 33 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios PCE e ECD (Torre B).



Fonte: Autor, 2025.

Conforme apresentado na Figura 31, as estacas apresentaram curvas semelhantes, com exceção da estaca TB-ECD-2 que obteve pior desempenho. O desvio padrão referentes aos deslocamentos apresentados nos ensaios realizados nas estacas da Torre B estão representados na Tabela 36.

A análise da variabilidade seguiu o mesmo processo executado para a Torre A, sendo utilizados somente os dados dos deslocamentos medidos até a carga de projeto de 120 tf (1.200 kN).

Tabela 36 – Comparativo de desempenho por tipo de ensaio (Torre B).

Estaca	Tipo de Ensaio	Deslocamento máximo (mm)	Média (mm)	Desvio Padrão (mm)
PB6-E	PCE	3,02	3,25	0,38
PB20-F		2,78		
TB-ECD-1	ECD	2,94		
TB-ECD-2		3,14		
TB-ECD-3		3,25		
TB-ECD-4		3,63		
TB-ECD-5		3,02		
TB-ECD-6		3,95		
TB-ECD-7		3,5		

Fonte: Autor, 2025.

Segundo os dados apresentados na Tabela 36, o desvio padrão apresentou o valor de 0,38 mm em relação à média de 3,25 mm, demonstrando assim maior homogeneidade dos resultados entre os ensaios de campo quando comparados a Torre A.

4.5 Comparativo e Análise das Estimativas de Carga

Esse tópico tem por finalidade abordar de maneira resumida a análise comparativa da capacidade de carga, considerando métodos semiempíricos e os resultados obtidos a partir dos ensaios PCE e ECD.

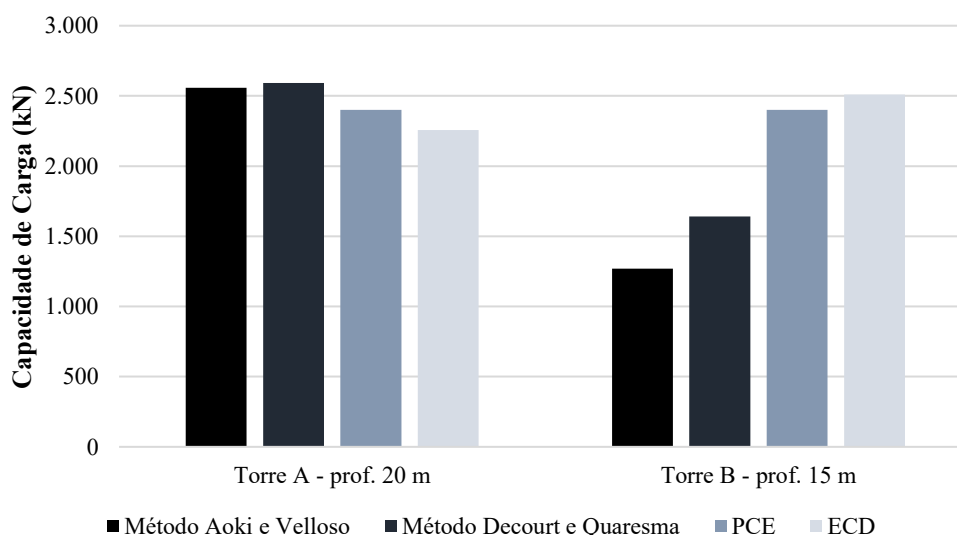
Os resultados da capacidade de carga obtidos pelos métodos semiempíricos e pelos ensaios de campo (PCE e ECD) estão consolidados na Tabela 37 e ilustrados graficamente na Figura 34.

Tabela 37 – Comparativo capacidade de carga.

Estaca	Método Aoki e Velloso	Método Decourt e Quaresma	PCE	ECD
Torre A - prof. 20 m	2.556,73	2.592,08	2.400,00	2.255,80
Torre B - prof. 15 m	1.270,33	1.640,50	2.400,00	2.511,00

Fonte: Autor, 2025.

Figura 34 – Comparativo capacidade de carga entre as Torres A e B



Fonte: Autor, 2025.

Para as estacas mais profundas (aproximadamente 20 m), observa-se que os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (2.556,76 kN) e Décourt e Quaresma (2.592,08 kN)

forneeceram estimativas de capacidade de carga muito similares entre si. No entanto, quando comparados aos resultados os ensaios de campo, os valores teóricos superestimaram a capacidade de carga até 14,12% em relação ao resultado médio do ECD (2.256 kN).

Apesar dessa superestimação, os métodos semiempíricos ainda se mostram como uma ferramenta de pré-dimensionamento válida. Considerando um fator de segurança global de 2,0 (conforme especificado pela NBR 6122), a carga admissível teórica seria de aproximadamente 1.278,36 (128 tf) para o método de Aoki e Velloso. Este valor está abaixo da capacidade mobilizada nos ensaios ECD e da carga suportada sem ruptura de 2.400 kN no ensaio PCE, validando a segurança do projeto.

Para as estacas da Torre B (aproximadamente 15 m), os métodos semiempíricos subestimaram significativamente a capacidade de carga das estacas. O método de Aoki e Velloso (1.270,33 kN) previu menos da metade da capacidade média obtida no ECD (2.511 kN), enquanto o método de Décourt e Quaresma (1.640,50 kN) também se mostrou conservador.

Esta subestimativa evidencia que, para o perfil do solo, os parâmetros de correlação do SPT não capturaram a real resistência mobilizável. A realização dos ensaios de campo foi, portanto, fundamental, pois comprovou uma capacidade de carga muito superior à prevista teoricamente, o que pode levar a uma otimização segura e econômica do projeto de fundações.

Outro resultado relevante desta pesquisa é a proximidade entre os resultados dos ensaios de campo. Para a Torre A, a capacidade média do ECD (2.255,80 kN) é compatível com a carga de prova do PCE (>2.400 kN). Para a Torre B, o resultado do ECD (2.511 kN) o resultado também é compatível e supera a carga do ensaio PCE (>2.400 kN), indicando uma capacidade de carga ainda maior.

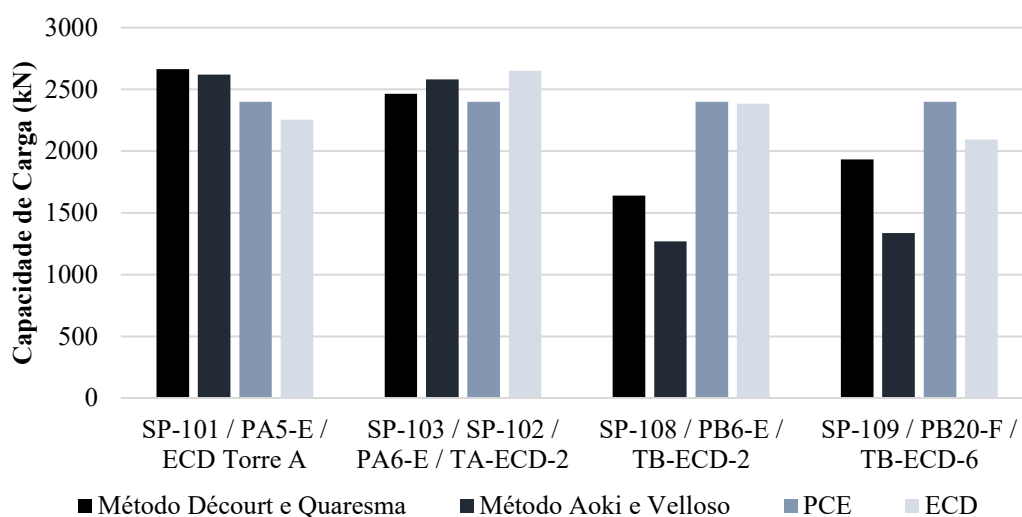
Com o objetivo de ampliar a análise, foi realizado outro comparativo de capacidade de carga em pontos específicos, comparando os resultados das PCE existentes com o ECD mais próximo e os resultados obtidos a partir dos métodos semiempíricos calculados com base na sondagem mais próxima, conforme apresentado na Tabela 38 e Figura 35.

Tabela 38 – Comparativo capacidade de carga entre pontos próximos

Sondagem	Método Aoki e Velloso (kN)	Método Décourt e Quaresma (kN)	PCE		ECD	
			Estaca	Carga (kN)	Estaca	Carga (kN)
SP-101	2619,22	2665,12	PA5-E	2400,00	Média dos valores da Torre A	2255,80
SP-103 e SP-102	2582,08	2464,06	PA6-E	2400,00	TA-ECD-2	2650,00
SP-108	1270,33	1640,50	PB6-E	2400,00	TB-ECD-2	2384,00
SP-109	1336,74	1934,22	PB20-F	2400,00	TB-ECD-6	2094,00

Fonte: Autor, 2025.

Figura 35 – Comparativo capacidade de carga entre pontos próximos.



Fonte: Autor, 2025.

Conforme apresentado na Tabela 38 e na Figura 34, temos que:

- SP-101/PA5-E/Média ECD Torre A e SP-103/SP-102/PA6-E-TA-ECD-2: A estimativa da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos superestimaram os resultados dos ensaios PCE e ECD;
- SP-103/SP-102/PA6-E-TA-ECD-2: A estimativa da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos e provas de carga apresentaram melhor compatibilidade em comparação aos demais pontos;

- SP-108/PB6-E/TB-ECD-2 e SP-109/PB-20-F/TB-ECD-6: A estimativa da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos subestimaram os ensaios PCE e ECD;
- Os resultados das PCE e dos ECD foram próximos, enfatizando a compatibilidade dos ensaios;
- A discrepância das estimativas semiempíricas reforça a necessidade de ensaios de prova de carga em campo para reajuste dos valores.

A análise final dos resultados evidencia a importância da correlação entre os métodos de ensaio. A consistência entre a capacidade de carga média determinada pelo ECD e a carga suportada sem ruptura pelo PCE serve como uma validação do método dinâmico pelo ensaio estático para as condições geotécnicas desta obra.

Esta validação é relevante, pois aumenta a confiança na aplicação do ensaio dinâmico para estacas do tipo HCM, uma prática que, embora crescente, ainda é vista com certa reserva por parte do meio técnico. A compatibilidade observada nos resultados demonstra que, uma vez "calibrado" por um ensaio estático de referência no início da obra, o ECD se torna uma ferramenta robusta e confiável para o controle de qualidade executivo.

A principal vantagem prática dessa validação reside na otimização do processo de verificação de desempenho. Dada a maior rapidez e a menor complexidade logística do ECD, que é executado em minutos e não necessita de um complexo sistema com estacas de reação, o que torna viável a avaliação de um percentual muito maior de estacas de produção. Isso não só aumenta a segurança geral do empreendimento, ao abranger uma área de análise mais ampla, como também o faz de maneira mais ágil e econômica.

5 CONCLUSÕES

O estudo teórico e o estudo prático realizado no presente trabalho, com base nos 4 ensaios PCE e 12 ensaios ECD, realizados em um estudo de caso em Anápolis-GO, permitiu extrair conclusões relevantes tanto para a prática da engenharia de fundações quanto para a interpretação de ensaios em solos residuais.

A análise dos parâmetros específicos das PCE demonstrou que a forma da curva carga x recalque é diretamente influenciada pela metodologia de aplicação da carga em estágios e pelo tempo de estabilização de recalques. Este procedimento permite uma resposta consolidada do solo, que difere fundamentalmente do comportamento sob carregamento dinâmico. Adicionalmente, evidenciou-se que, mesmo sem a determinação direta das parcelas de resistência, a curva PCE é um indicativo de falhas na mobilização da resistência de ponta, como apresentado para a estaca PA6-E.

Para os ensaios ECD, o desempenho das estacas mostrou-se ligado também à altura de queda do martelo, uma vez que, alturas menores resultam em menores energias de impacto (EMX), mobilizando, conseqüentemente uma menor parcela da capacidade de carga. A principal vantagem associada ao método dinâmico é a capacidade de diferenciar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta através da análise CAPWAP, permitindo a análise direta da contribuição de cada componente.

A primeira conclusão fundamental é a importância da realização dos ensaios de campo para a validação dos métodos de dimensionamento semiempíricos. Para as estacas de 20 m (Torre A), os métodos semiempíricos superestimaram a capacidade de carga em mais de 14,12% em relação aos ensaios de campo. Em contraste, para as estacas de 15 m (Torre B), os mesmos métodos subestimaram a capacidade real, indicando um potencial de otimização do projeto, que só foi possível identificar após a realização dos ensaios dinâmicos. Isso evidencia o risco de se basear exclusivamente em métodos semiempíricos e reforça a importância dos ensaios de campo para uma engenharia mais segura e econômica.

O estudo demonstrou uma boa correlação entre a capacidade de carga obtida pelas PCE e pelos ECD, validando o ensaio dinâmico como uma ferramenta confiável para este tipo de estaca e condição de solo. Essa calibração inicial, preconizada pela NBR 6122 (ABNT, 2022) ao estipular a necessidade de pelo menos um PCE de referência, confere a segurança necessária para a utilização do método dinâmico em larga escala para uma mesma obra. Uma vez validado, o ECD se apresenta como uma excelente alternativa, pois permite a realização de

um número maior de estacas por dia, aumentando a confiabilidade geral do projeto de fundações.

É crucial ressaltar a influência da geologia local nos resultados. O estudo foi conduzido sobre um perfil de solo residual do complexo Anápolis-Itauçu, cuja principal característica é a heterogeneidade. A dispersão de alguns resultados e a ocorrência de estacas com desempenho anômalo são, portanto, um reflexo desta condição geológica.

Por fim, vale notar que os ensaios foram realizados após um período de *set-up* superior a 30 dias, não sendo observado o fenômeno de relaxação (perda de capacidade com o tempo), que pode ocorrer em outros tipos de solo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.

ALMEIDA, Vinícius Novaes; BAHIA, Gabriela de Athayde Duboc. **Estimativa de carga de ruptura em estacas hélice a partir de ensaios de prova de carga estática utilizando machine learning**. Revista Foco, [S. l.], v. 17, n. 9, p. e6138, 2024. DOI: 10.54751/revistafoco.v17n9-065. Disponível em: <https://ojs.focopublicacoes.com.br/foco/article/view/6138>. Acesso em: 9 de fevereiro de 2025.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

ANTUNES, Willian Roberto; TAROZZO, Hélio. **Execução de Fundações Profundas: Estacas Hélice Continua e Hélice de Deslocamento**. In: FALCONI, Frederico; CORRÊA, Celso; ORLANDO, Celso; SCHIMDT, Cristina; ANTUNES, Willian Roberto; ALBUQUERQUE, Paulo; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu (Editores). **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. p 341-349.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering**, 5. 1975, Buenos Aires. V. 1, p. 367-376.

BAÊTA JÚNIOR, José Domingos Alves (Org.). **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Goiânia-Folha SE.22-X-B. Escala 1:250.000**: Estado de Goiás. Brasília, DF: CPRM - Serviço Geológico do Brasil, 2001. 1 CD-ROM.

BARROS, Nestor Benedito Fracasse de. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**. 2012. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAPUTO, Armando Negreiro; TAROZO, Hélio; ALONSO, Urbano Rodriguez; ANTUNES, William Roberto **Estacas hélice contínua: projeto execução e controle**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1997, São Paulo. ABMS, Núcleo Regional de São Paulo, 1997.

CARVALHO, David; ALBUQUERQUE, Paulo. **Prova de Carga Estática em Fundações: Realização, Interpretação, Projeto e Resultados**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2024.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros; RODRIGUES, José Martinho de Azevedo. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica da rochas, fundações e obras de terra**. 7. ed. Rio de Janeiro: Gen LTC, 2015. 261-262 p.

CINTRA, José Carlos Ângelo; AOKI, Nelson; TSUHA, Cristina Hollanda Cavalcanti; GIACHETI, Heraldo Luiz. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, José Carlos Ângelo; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DECOURT, Luciano. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez. **SEFE – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, 3. 1996, São Paulo. 1996. V. 1, p. 215-224.

DECOURT, Luciano; QUARESMA, Arthur. Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. **A construção de São Paulo**, 1982.

DECOURT, Luciano; QUARESMA, Arthur. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. CBMSEF**, 6, Anais. Rio de Janeiro, 1978. p. 45-53.

FALCONI, Frederico; PEREZ JÚNIO. Wanderley. Escavação para subsolos em edificações urbanas. Palestra, SEFE VI – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – ABEF, 2008.

FELLENIOUS, Bengt H. **Basics of Foundation Design**. Sidney, BC: Bengt H. Fellenius, 2023. Disponível em: https://www.fellenius.net/papers/400_Basics_of_Foundation_Design.pdf. Acesso em: 13 de julho de 2025.

HÖLSHCER, Paul; BRASSINGA, Henk; BROWN, Michael; MIDDENDORP, Peter; MAARTEM, Profittlinch; TOL, Frits Van. **Rapid Load Testing on Piles: Interpretation Guidelines**. CRC Press, 2009

KORMANN, Alessandro Christopher Morales. Ensaio de Integridade de Estacas (PIT) – Conceitos Básicos. **Workshop Controle de Qualidade de Fundações através de Provas de Carga Dinâmicas e Verificação de Integridade Estrutural**, Sinduscon-SP e ABMS. São Paulo, 2002

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **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, 2005.

MARCHEZINI, Silvana Fava. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. 2013. xix, 171 f., il. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MURAKAMI, Daniel Kina. **Novo Procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas**. Dissertação (Mestrado em Geotécnia) – Universidade de São Paulo, 2015.

NAKAO, Ricardo. **Aplicação da equação da onda na análise do comportamento de estacas cravadas**. 1981. Dissertação (Pós graduação) - Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1981.

NÁPOLES NETO, Antônio Dias Ferraz; VARGAS, Milton; SAYÃO, Alberto; DANZIGER, Bernadete; NUNES, Ana Laura; BARATA, Fernando. **História das fundações:** Uma breve história das fundações. In: FALCONI, Frederico; CORRÊA, Celso; ORLANDO, Celso; SCHIMDT, Cristina; ANTUNES, Willian Roberto; ALBUQUERQUE, Paulo; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu (Editores). Fundações: teoria e prática. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. p 341-349.

NETO, José Albuquerque de Almeida Neto. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos Executivos.** 2002. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE (NHI). **Drilled Shafts:** Construction Procedures and Design Methods. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 8 ed. 2018

NIYAMA, Sussumi; AOKI, Nelson; CHAMECKI, Paulo Roberto. **Qualidade:** Verificação de desempenho. In: FALCONI, Frederico; CORRÊA, Celso; ORLANDO, Celso; SCHIMDT, Cristina; ANTUNES, Willian Roberto; ALBUQUERQUE, Paulo; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu (Editores). Fundações: teoria e prática. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. p 341-349.

RAJAGOPAL, C. Solanki, C. H. Tandel, Yogendra. **Comparison os Static and Dynamic Load Test of Pile.** EJGE, vol 17, 2012.

SETE ENGENHARIA. **Banco de dados interno sobre ensaios em fundações profundas.** Goiânia, 2025. Banco de dados interno. Não publicado. Acesso em: 03 de fevereiro de 2025.

SMITH, Edward, A. L. **Pile driving analysis by the wave equation.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE), 1960. p. 35-61.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.