

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Rogério Saraiva Júnior

Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Curtas Instrumentadas em Solo de Uberlândia (MG)

Uberlândia/MG

2024

Rogério Saraiva Júnior

Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Curtas Instrumentadas em Solo de Uberlândia (MG)

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção civil, Estruturas e Geotecnia

Linha de Pesquisa: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia/MG

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

S243a
2023

Saraiva Júnior, Rogério, 1999-
Análise experimental e numérica do comportamento de estacas curtas instrumentadas em solo de Uberlândia (MG) [recurso eletrônico] / Rogério Saraiva Júnior. - 2023.

Orientador: Jean Rodrigo Garcia.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: http://doi.org/10.14393/ufu.di.2024.5246
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia Civil. I. Garcia, Jean Rodrigo, 1980-, (Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

André Carlos Francisco
Bibliotecário Documentalista - CRB-6/3408

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP 38400-902
Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br

ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 309, PPGEC				
Data:	06 de dezembro 2024	Hora de início:	14h13min	Hora de encerramento:	16h35min
Matrícula do Discente:	12222ECV007				
Nome do Discente:	Rogério Saraiva Júnior				
Título do Trabalho:	Análise Experimental e Numérica do Comportamento de Estacas Curtas Instrumentadas em Solo de Uberlândia (MG)				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Geotecnia				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Comportamento de sapatas com estaca assentes em solo tropical melhorado com cimento				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Paulo José Rocha de Albuquerque - UNICAMP, David de Carvalho - UNICAMP e Jean Rodrigo Garcia, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Jean Rodrigo Garcia, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.

Documento assinado eletronicamente por **Jean Rodrigo Garcia**, **Professor(a) do Magistério Superior**, em 06/12/2024, às 16:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

Documento assinado eletronicamente por **Paulo Jose Rocha de Albuquerque**, **Usuário Externo**, em 06/12/2024, às 16:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

Documento assinado eletronicamente por **David de Carvalho**, **Usuário Externo**, em 06/12/2024, às 16:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **5941275** e o código CRC **A11447BF**.

Referência: Processo nº 23117.080147/2024-49 SEI nº 5941275

Agradecimentos

A Deus e aos meus pais, que, sob muito Sol, me fizeram chegar até aqui, na sombra.

Ao Professor Dr. Jean Rodrigo Garcia, pelos ensinamentos, pela paciência e pelas valiosas orientações ao longo do mestrado. Sem sua sabedoria, este trabalho não teria sido possível.

Aos colegas de mestrado Alisson Lopes, Bárbara Pereira, Carlos Henrique e Marcos Lopes pelo valioso auxílio nas atividades de campo.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) e à Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

Ao Professor Dr. Felix Nannini (IG-UFU) pelas contribuições dadas à esta pesquisa.

À INCOTEP, pelo apoio nesta pesquisa.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo apoio financeiro.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo fornecimento de bolsa de estudos.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Nesta pesquisa buscou-se compreender o comportamento de fundações em estacas escavadas quando assentes em solos tropicais do Brasil, particularmente em solos com comportamento colapsível, na região de Uberlândia - MG. Para tanto, foram executadas duas estacas escavadas instrumentadas e idênticas, com comprimento útil de 6 metros e diâmetro de 25 centímetros, a fim de avaliar seu desempenho. As estacas foram submetidas à provas de carga estática e lenta (SML) a compressão e à tração, com o solo nas condições de umidade *in situ* e inundado. Posteriormente, foram realizadas análises numéricas, bidimensionais e tridimensionais, a fim de se validar um modelo numérico em elementos finitos que permitirá avançar em análises mais detalhadas da interação solo-estrutura. Adicionalmente, esses resultados foram comparados com outros resultados de estacas escavadas de outros autores, no mesmo campo experimental, de modo a estabelecer parâmetros médios consolidados, além de se avaliar a performance de métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga e recalque consolidados no meio técnico. Com base nos resultados desta pesquisa, constatou-se que o atrito lateral unitário à tração superou em mais de duas vezes o mesmo parâmetro obtido a compressão. A transferência de carga demonstrou crescente participação da ponta da estaca na capacidade de carga, conforme avanço dos estágios de carregamento, explicada pela presença de material heterogéneo na região. Além disso, aferiu-se que o processo de inundação do solo levou à quedas de, aproximadamente, 50% na capacidade de carga da estaca a compressão em relação à condição *in situ*. Quanto aos métodos de estimativa de capacidade de carga, o método de Philipponnat (1976) apresentou a melhor performance na compressão, o método de Meyerhoff (1973) apresentou a melhor performance na tração e o método de Poulos & Davis (1980) foi o mais efetivo quanto à estimativa de recalques.

Palavras-chave: Estacas escavadas, solos colapsíveis, prova de carga, instrumentação geotécnica, análise numérica, estimativas.

Abstract

In this research, the behavior of bored pile foundations when placed in tropical soils of Brazil, particularly in soils with collapsible behavior in the region of Uberlândia - MG, was investigated. For this purpose, two instrumented and identical bored piles were installed, with a useful length of 6 meters and a diameter of 25 centimeters, in order to evaluate their performance. The piles were subjected to static and slow load tests (SML) in compression and tension, with the soil under *in situ* and flooded conditions. Subsequently, two-dimensional and three-dimensional numerical analyses were performed to validate a finite element numerical model that will allow for more detailed analyses of soil-structure interaction. Additionally, these results were compared with those of other authors' bored piles in the same experimental field, in order to establish consolidated average parameters and to evaluate the performance of semi-empirical methods for estimating load capacity and settlement consolidated in the technical environment. Based on the results of this research, it was found that the unit lateral friction in tension exceeded more than twice the same parameter obtained in compression. The load transfer demonstrated an increasing participation of the pile tip in the load capacity as the loading stages advanced, explained by the presence of heterogeneous material in the region. Furthermore, it was observed that the soil flooding process led to approximately 50% decreases in the pile's load capacity in compression compared to the *in situ* condition. Regarding load capacity estimation methods, Philipponnat's method (1976) showed the best performance in compression, Meyerhoff's method (1973) showed the best performance in tension, and Poulos & Davis' method (1980) was the most effective in estimating settlements.

Keywords: Bored piles, collapsible soils, load test, geotechnical instrumentation, numerical analysis, estimates.

Lista de ilustrações

Figura 1 – Estado de tensões em um elemento de solo próximo da ponta da estaca com solos de diferentes resistências na base. 6
Figura 2 – Parte do processo executivo de estaca escavada mecanicamente. 8
Figura 3 – Solos colapsíveis estudados no Brasil. 9
Figura 4 – Típico ensaio para determinação de potencial de colapsibilidade. 10
Figura 5 – Provas de carga em estacas do tipo broca. 12
Figura 6 – Resultado das provas de carga executadas por SILVA (1990). 13
Figura 7 – Valores de N_{spt}, teores de umidade e limites de Atterberg para o solo estudado. 14
Figura 8 – Curvas carga *vs* recalque sob condições naturais e inundadas. 15
Figura 9 – Curvas carga *vs* recalque obtidas para as provas de carga a compressão (a) e à tração (b). 16
Figura 10 – Distribuição média das cargas nas estacas durante a prova de carga a compressão axial, obtidas mediante instrumentação. 17
Figura 11 – Distribuição do atrito lateral unitário sob diferentes carregamentos. (a) e (b) - Estacas à tração; (c) e (d) - Estacas à compressão. 19
Figura 12 – Geometria e condições de contorno do modelo numérico. 22
Figura 13 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e numericamente. 23
Figura 14 – Forma da ponteira do ensaio DPL. 24
Figura 15 – Capacidades de carga últimas estimadas por cada metologia de correlação. 27
Figura 16 – Tronco de cone com peso do solo. 33
Figura 17 – Coeficientes de arrancamento K_u teóricos para estacas escavadas. . . . 37
Figura 18 – Parâmetros para cálculo do recalque da estaca. 39
Figura 19 – Parâmetros para cálculo do recalque da estaca em solo mais rijo. 40
Figura 20 – Propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca. 42
Figura 21 – Modos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca. . . 44
Figura 22 – Mapa geológico da região de Uberlândia (MG). 49
Figura 23 – Valores de sucção medidos na profundidade de 30 cm. 50
Figura 24 – Valores de sucção medidos na profundidade de 65 cm. 50
Figura 25 – Rochas do tipo ferricrete encontradas no CEMSF. 51
Figura 26 – Pontos de análise da amostra de ferricrete ensaiada via MEV. 52
Figura 27 – Perfil geotécnico do CEMSF. 53
Figura 28 – Equipamento DPL utilizado nas sondagens do CEMSF. 55
Figura 29 – Detalhamento da armadura da estaca teste. 58
Figura 30 – Posicionamento da instrumentação na estaca teste - (a) Estaca à compressão; (b) Estaca à tração. 61

Figura 31 – Disposição do ensaio de prova de carga estática em estaca escavada (PC-1). 62
Figura 32 – Disposição da prova de carga da estaca teste. 63
Figura 33 – Exemplo de modelo axissimétrico 2D para a estaca teste. 65
Figura 34 – (a) Modelo MEF tridimensional da malha com destaque para densificação na região da estaca. 67
Figura 35 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e carga de ruptura convencional. 69
Figura 36 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por meio de análises numéricas axissimétricas e tridimensionais. 70
Figura 37 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e carga de ruptura convencional, para a estaca isolada à tração. 72
Figura 38 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por meio de análises numéricas axissimétricas e tridimensionais, para a EI-T. 73
Figura 39 – Cargas de ruptura nas condições in-situ e inundada para estacas a compressão. 74
Figura 40 – Módulos de elasticidade compostos para a EI-C, nas condições in-situ e inundada. 76
Figura 41 – Curvas de transferência de carga obtidas na EI-C, experimental e numericamente. 76
Figura 42 – Cargas de ruptura nas condições in-situ e inundada para estacas a compressão. 78
Figura 43 – Sondagem DPL adjacente à EI-C *vs* Sondagem DPL média do CEMSF. 79
Figura 44 – Leituras de deformação na ponta da estaca à tração. 80
Figura 45 – Comparativo das parcelas de resistência de ponta e lateral por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga. 81
Figura 46 – Comparativo das capacidades de carga última, estimadas e experimentalmente obtidas, para as estacas de 4 e 5 m de comprimento. 82
Figura 47 – Comparativo dos recalques estimados e experimental para a carga de trabalho Q_1. 85
Figura 48 – Comparativo dos recalques estimados e experimental para a carga de trabalho Q_2. 86
Figura 49 – Método Semiempírico de Aoki & Velloso (1975). 96
Figura 51 – Método Semiempírico de Teixeira (1996). 96
Figura 52 – Método Semiempírico de Berberian (2016). 97
Figura 53 – Método Semiempírico de Philipponnat (1980). 97
Figura 54 – Método de Poulos & Davis (1980). 98
Figura 55 – Método de Vésic (1969). 98
Figura 56 – Método de Randolph & Wroth (1978). 99
Figura 57 – Método de Cintra & Aoki (2010). 100

Lista de tabelas

Tabela 1 – Principais tipos de estacas executadas no Brasil. 7
Tabela 2 – Severidade de problemas a partir do Potencial de Colapsibilidade. . . . 11
Tabela 3 – Valores da carga de ruptura e atrito lateral unitário. 18
Tabela 4 – Valores de atrito lateral unitário na ruptura, em provas de carga de compressão axial. 18
Tabela 5 – Resultados compilados de capacidade de carga última de diferentes tipos de estacas escavadas em Campinas (SP). 20
Tabela 6 – Coeficientes para correlações entre ensaios DPL e SPT. 26
Tabela 7 – Valores de k e α para estacas escavadas sem uso de lama bentonítica. . 28
Tabela 8 – Valores de β e α para estacas escavadas em geral. 29
Tabela 9 – Valores do fator C. 29
Tabela 10 – Valores de α para estacas escavadas a céu aberto. 30
Tabela 11 – Coeficientes K_p *e* K_l. 30
Tabela 12 – Coeficiente α_p. 31
Tabela 13 – Coeficiente α_s. 31
Tabela 14 – Parâmetros para correlações entre ensaios CPT e SPT. 32
Tabela 15 – Valores de α obtidos por diversos autores 34
Tabela 16 – Valores sugeridos para o coeficiente C_p. 44
Tabela 17 – Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo. 53
Tabela 18 – Parâmetros de resistência mecânica e compressibilidade dos solos do CEMSF. 54
Tabela 19 – Propriedades do tirante monobarra INCO 28D. 56
Tabela 20 – Quantitativo das armaduras da estaca teste. 57
Tabela 21 – Propriedades do tirante monobarra THB 36. 57
Tabela 22 – Parâmetros mecânicos do concreto utilizado nas fundações teste. 59
Tabela 23 – Densidade das malhas dos modelos axissimétricos. 66
Tabela 24 – Parâmetros das funções aproximadoras dos modelos de Chin e Van der Veen obtidos com as curvas carga *vs* recalque das PCE. 68
Tabela 25 – Cargas de ruptura estimadas para estaca à compressão. 81
Tabela 26 – Análise de proporcionalidades entre métodos de previsão de capacidade de carga e provas de carga instrumentadas para a capacidade de carga última. 82
Tabela 27 – Parâmetros β corrigidos para as estacas ensaiadas a compressão. 83
Tabela 28 – Cargas de ruptura estimadas para a estaca à tração. 84
Tabela 29 – Proporcionalidade entre recalques estimados e experimental para a carga Q_1. 86

Tabela 30 – Proporcionalidade entre recalques estimados e experimental para a carga Q_2. 87

Lista de Siglas

CEMSF: Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações

CP: *Collapsibility Potential* (Potencial de Colapsibilidade)

CPT: *Cone Penetration Test*

DPL: *Dynamic Penetrometer Light*

EI-C: Estaca isolada ensaiada a compressão

EI-C-3D: Estaca isolada, ensaiada a compressão, em modelo numérico tridimensional

EI-C-2D: Estaca isolada, ensaiada a compressão, em modelo numérico bidimensional

EI-C-SITU: Estaca isolada ensaiada a compressão na condição *in situ*

EI-C-INUN: Estaca isolada ensaiada a compressão na condição inundada

EI-T: Estaca isolada ensaiada à tração

EI-T-3D: Estaca isolada, ensaiada à tração, em modelo numérico tridimensional

EI-T-2D: Estaca isolada, ensaiada à tração, em modelo numérico bidimensional

MEF: Método dos Elementos Finitos

N_{spt} Índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT

N_{10} Número de golpes necessários para a penetração de 10 cm da ponteira do ensaio DPL

OCR: Razão de sobreadensamento

PCE: Prova de carga estática

SML: *Slow Mantained Load*

SPT: *Standard Penetration Test*

Lista de Símbolos

A_s	Área Lateral da estaca
β	Razão entre coeficiente de empuxo modificado e coeficiente de empuxo em repouso
cm	Centímetro
c	Coesão
c_a	Adesão atuando no fuste da estaca
δ	Ângulo de Atrito da interface solo-estaca
δ'	Coeficiente de Atrito entre o solo e o fuste da estaca
E	Módulo de Elasticidade do solo
E_p	Módulo de Elasticidade da estaca
e_0	Índice de Vazios inicial
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
f_s	Atrito Lateral unitário atuando no fuste da estaca
γ	Peso Específico do solo
GPa	Gigapascal
h	horas
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
k_p	Coeficiente de Empuxo passivo
k_s	Coeficiente de Empuxo modificado
k_0	Coeficiente de Empuxo em repouso
L	Comprimento da estaca
m	Metro
μm	Micrômetro

mm	Milímetro
MPa	Megapascal
P_p	Sucção Matricial
ϕ	Diâmetro da estaca
ϕ'	Coeficiente de Atrito do solo remodelado pela inserção da estaca
Q_1 e Q_2	Cargas de trabalho para estimativa de recalques
Q_u ou Q	Capacidade de Carga última da estaca
$Q_{u,PCE}$	Capacidade de Carga última da estaca obtida em prova de carga
Q_l	Capacidade de Carga por atrito lateral da estaca
Q_p	Capacidade de Carga de ponta da estaca
q_c	Índice de Resistência por atrito lateral obtido no ensaio CPT
q_s	Tensão Normal atuando no fuste da estaca
q_v	Tensão Geostática na profundidade analisada
σ_h	Tensão Horizontal
σ_v	Tensão Vertical
s	Recalque
s_{calc}	Recalque estimado
s_{PCE}	Recalque obtido em prova de carga
tf	Tonelada-força
W	Peso Próprio da estaca

Sumário

1 INTRODUÇÃO 1
1.1 OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS 2
1.2 JUSTIFICATIVA 3

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5
2.1 ESTACAS DE FUNDAÇÃO 5
2.1.1 Estacas escavadas mecanicamente a trado 7
2.2 ESTACAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS 8
2.3 ESTACAS ESCAVADAS SUBMETIDAS À TRAÇÃO AXIAL 15
2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS 20
2.5 SONDAGEM DPL 24
2.5.1 Sondagens DPL e SPT 25
2.6 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS À COMPRESSÃO 27
2.6.1 Método de Aoki & Velloso (1975) 28
2.6.2 Método de Décourt & Quaresma (1996) 28
2.6.3 Método de Teixeira (1996) 29
2.6.4 Método de Berberian (2016) 30
2.6.5 Método de Philipponnat (1980) 30
2.6.6 Correlação entre os ensaios CPT e SPT 31
2.7 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS À TRAÇÃO 32
2.7.1 Método do Tronco de Cone (ou de Pirâmide) 32
2.7.2 Método do Cilindro de Atrito 35
2.7.3 Método de Meyerhoff (1973) 36
2.7.4 Método de Levacher & Sieffert (1984) 37
2.8 RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS 38
2.8.1 Método de Poulos & Davis (1980) 38
2.8.2 Método de Cintra & Aoki (2011) 40
2.8.3 Método de Vésic (1975) 43
2.8.4 Método de Randolph & Wroth (1978) 45
2.9 Extrapolação da curva carga *vs* recalque 46
2.9.1 Método de Van der Veen (1953) 46
2.9.2 Método de Chin (1970) 47
2.10 INSTRUMENTAÇÃO DE ESTACAS 47

3 MATERIAL E MÉTODOS 49
3.1 GEOGRAFIA E GEOLOGIA DE UBERLÂNDIA (MG) 49

3.1.1 Investigação geológica . . . 51
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL . . . 52
3.3 SONDAGENS DPL . . . 54
3.4 SISTEMA DE REAÇÃO . . . 55
3.5 FUNDAÇÕES TESTE . . . 56
3.5.1 Estaca teste à compressão . . . 56
3.5.2 Estaca teste à tração . . . 57
3.5.3 Propriedades mecânicas do concreto das fundações . . . 58
3.6 INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS TESTE . . . 60
3.6.1 Extensometria em provas de carga . . . 60
3.7 DISPOSIÇÃO DO ENSAIO . . . 62
3.8 PROVA DE CARGA . . . 63
3.9 ANÁLISE NUMÉRICA . . . 64
3.9.1 Modelo axissimétrico MEF bidimensional . . . 65
3.9.2 Modelo MEF tridimensional . . . 66

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES . . . 68
4.1 CURVAS CARGA *VS* RECALQUE . . . 68
4.1.1 Estaca Isolada a Compressão . . . 69
4.1.1.1 PCE *vs* Simulações numéricas . . . 70
4.1.2 Estaca Isolada à Tração . . . 71
4.1.2.1 PCE *vs* Simulações numéricas . . . 72
4.1.3 Resumo dos ensaios . . . 73
4.2 TRANSFERÊNCIA DE CARGA . . . 75
4.2.1 Módulos de elasticidade composto das estacas . . . 75
4.2.2 Transferência de carga - EI-C . . . 75
4.2.2.1 Análise comparativa . . . 77
4.2.2.2 Capacidade de carga: participação da ponta . . . 78
4.2.3 Transferência de carga - EI-T . . . 80
4.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA . . . 80
4.3.1 Previsão da capacidade de carga a compressão . . . 81
4.3.1.1 Métodos de previsão de capacidade de carga a compressão *vs* Prova de carga . . . 82
4.3.1.2 Proposta de ajuste de parâmetro . . . 83
4.3.2 Previsão da capacidade de carga à tração . . . 84
4.3.2.1 Avaliação do método do tronco de cone . . . 84
4.4 PREVISÃO DE RECALQUES . . . 84
4.4.1 Carga de Trabalho Q_1: Métodos de previsão de recalques *vs* prova de carga 85
4.4.2 Carga de Trabalho Q_2: Métodos de previsão de recalques *vs* prova de carga 86

5 CONCLUSÃO . . . 88

REFERÊNCIAS **91**

APÊNDICE A **96**

APÊNDICE B **98**

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Uberlândia, localizada no estado de Minas Gerais, vem, cada vez mais, notada pela expansão urbana e novas construções em locais anteriormente não habitados ou com históricos de baixa densidade populacional. Isto ocorre, pois a população da cidade está em contínuo crescimento, com uma taxa de crescimento anual estimada em 1,55% (CEPES, 2020), e este aumento crescente da população gera a demanda por novas habitações, ou seja, a construção de novos empreendimentos, de modo a atenderem essas demandas. Vale ressaltar que as exigências habitacionais trazem consigo outros tipos de necessidades que visam tornar a vida da população nestes locais possível, como pontos comerciais, industriais, serviços médicos, fornecimento de água e energia elétrica etc. Em via de satisfazer as necessidades da população, a construção civil busca, cada vez mais, aumentar seus níveis de produção e a melhoria da produtividade para conseguir suprir as demandas de mercado, sem que ocorram percas na qualidade e na funcionalidade dos novos empreendimentos.

Muitas das obras utilizam estacas escavadas moldadas in-loco *in loco* como elementos de fundação de diversos tipos de empreendimentos, principalmente as construções unifamiliares e populares, devido à facilidade de execução e adaptabilidade a diversos cenários geotécnicos, além da disponibilidade de equipamentos e mão-de-obra. Neste sentido, a aplicação destes tipos de fundações se torna ainda mais preferível em relação às fundações diretas, pois, na região da cidade, tem-se a predominância de solos tropicais lateríticos, compostos majoritariamente por areias silto-argilosas, de característica colapsível, com N_{spt} médio de 4 golpes em suas camadas superficiais. Além disso, por muitas vezes, estes solos apresentam comportamento colapsível, devido à alternância entre estações de chuva e de estiagem, a consequente queda nos níveis de sucção matricial destes solos e a sequente perda de resistência mecânica dos mesmos. Esse processo também tende à "lavar"o solo, aumentando sua porosidade devido ao aumento dos índices de vazios. Estas características inviabilizam a utilização de fundações superficiais em muitos casos, fazendo com que as fundações profundas tenham de ser utilizadas para que maiores resistências e menores efeitos de colapsibilidade sejam alcançados em camadas de solo mais profundas.

As fundações inseridas em solos de características colapsíveis foram estudadas por vários autores em diferentes épocas e cenários geotécnicos. Provavelmente, o primeiro registro histórico da ocorrência deste fenômeno (recalques por colapso) tenha sido feito por Abeleff (1938). O autor descreve o caso de uma escola ucraniana, com fundações em solo do tipo *loess* que, após um incêndio, apresentou uma inclinação acentuada, necessitando de escoramento. Após investigações, constatou-se que a água lançada pelos bombeiros

a fim de apagar o incêndio infiltrou no solo, provocou recalques por colapso de parte da construção e, consequentemente, o desaprumo da edificação. Trabalhos envolvendo fundações profundas inseridas em solos colapsíveis foram desenvolvidos por Holtz e Gibbs (1953), Abelev e Askalonov (1957), Monteiro (1985) e Mellios (1985). Todos esses autores tinham um objetivo em comum ao realizarem seus estudos: determinar o comportamento de fundações profundas, inseridas em solos de características colapsíveis, com a ocorrência do fenômeno da colapsibilidade.

Diante deste cenário, esta pesquisa objetivou compreender o comportamento de fundações em estacas escavadas assentes em solos com comportamento colapsível, de maneira experimental e numérica, a fim de contribuir para o desenvolvimento dos futuros projetos de fundações realizados na região e minimizar ou, até mesmo, eliminar a influência negativa que os solos colapsíveis desempenham no funcionamento correto das fundações das edificações. Para isto, foram executadas duas estacas escavadas idênticas, cada uma com comprimento útil de 6 m e 25 cm de diâmetro. A primeira estaca foi submetida à compressão axial por meio de prova de carga estática e lenta (PCE) nas condições *in situ* e inundada (manutenção de lâmina d'água por 24 horas). Já a segunda estaca foi submetida à tração axial por meio de prova de carga estática e lenta (PCE) na condição *in situ*. Ambas as estacas foram instrumentadas a fim de medir o comportamento de transferência de carga ao longo de seus comprimentos, sendo que, a primeira estaca foi instrumentada no topo, centro e ponta e a segunda estaca foi instrumentada somente na ponta. Posteriormente, foram realizadas simulações numéricas a partir do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando modelos 2D axissimétricos e tridimensionais, visando a validação do modelo numérico, por meio dos resultados experimentais obtidos, e a extrapolação de análises mais detalhadas da interação solo-estrutura. Esses resultados obtidos foram comparados a resultados obtidos em outras duas estacas escavadas, com comprimentos de 4 e 5 m, ensaiadas por outros autores nas mesmas condições e campo experimental. Entende-se que os resultados desta pesquisa contribuíram para os futuros dimensionamentos de fundações em estacas em solos típicos da região de Uberlândia/MG/BR, aumentando os níveis de segurança e estabilidade das construções e, consequentemente, contribuindo na otimização técnica e econômica de projetos na área de engenharia de fundações e de estruturas.

1.1 OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS

O efeito da colapsibilidade dos solos pode gerar dúvidas quanto ao comportamento das fundações assentes no mesmo. Neste contexto, analisa-se neste trabalho o efeito da colapsibilidade do solo no desempenho de duas fundações em estacas, mediante provas de carga estáticas lentas (PCE) e, posteriormente, sintetizar as características dessas fundações em modelos numéricos, a fim de validá-los e torná-los representativos quanto às situações experimentais e, assim, estender a gama de análises do comportamento da

fundação. Alguns objetivos específicos a serem destacados são:

- Analisar a assertividade de métodos de previsão de recalques e capacidade de carga para fundações em estacas;
- Determinar o comportamento da transferência de carga axial da estaca ao longo de seu comprimento, assim como a influência da colapsibilidade neste processo;
- Aplicar métodos numéricos, a fim de extrapolar o comportamento carga *vs* recalque da fundação em estaca, com a devida calibração, obtida mediante resultados experimentais. Além disso, é possível obter uma previsão da curva carga *vs* recalque através do modelo numérico, podendo ser esta última comparada à curva carga *vs* recalque obtida experimentalmente;
- Analisar o fenômeno do atrito lateral unitário em estacas testes idênticas do tipo escavada mecanicamente a trado, ensaiadas à compressão e tração;
- Comparar os modelos numéricos calibrados e analisados mediante modelo axissimétrico 2D e análise 3D, a fim de entender os níveis de representatividade adicional que um modelo 3D traz em detrimento ao modelo 2D e estender as análises não possibilitadas com os protótipos experimentais;
- Comparar a capacidade de carga e níveis de deslocamento da estaca ensaiada com estacas de diferentes comprimentos ensaiadas por outros autores no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Federal de Uberlândia (CEMSF). Com essas comparações busca-se estabelecer uma tendência de comportamento e influência do solo colapsível com o aumento dos comprimentos das estacas;
- Obter e calibrar parâmetros mecânicos e de interação do solo regional que auxiliaram no projeto de fundações profundas, através da melhoria de métodos de previsão de capacidade de carga, entre outros, de tal forma que melhor representem a estimativa de capacidade de carga e recalque realizadas por meio destes.

1.2 JUSTIFICATIVA

A presente pesquisa justificou-se no estudo e aplicação de fundações em estacas inseridas em solos com características colapsíveis, na região de Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba. A pesquisa conduzida, assim como outras já realizadas na Universidade Federal de Uberlândia, como a pesquisa de Oliveira (2022) e Lopes (2023), por exemplo, foram pioneiras no estudo do comportamento de fundações inseridas nos solos colapsíveis da região. Neste ponto, faz-se necessário que mais pesquisas sejam desenvolvidas a respeito do tema,

para que as construções regionais sejam beneficiadas com técnicas de dimensionamento mais precisas e fidedignas.

Primeiramente, a possibilidade de melhoria técnica no desenvolvimento de projetos de fundações na região, baseada em pesquisas que demonstrem o comportamento dessas fundações em solos tropicais brasileiros. Tal processo é denominado "otimização"e um projeto de fundações mais otimizado é interessante por diversas razões, como:

- Conhecendo melhor o comportamento destas fundações em solos colapsíveis, é possível identificar formas viáveis de considerar suas características durante o processo de concepção do projeto de fundação;
- As fundações se tornam o mais próximo possível do ideal para as situações de ações as quais serão submetidas, evitando sub e superdimensionamentos e, consequentemente, evitando problema de segurança e desempenho e excessos de consumo de materiais, respectivamente;
- Com fundações mais otimizadas e possíveis menores consumos de materiais e mão-de-obra, as obras se tornam mais ambientalmente sustentáveis, fato este que é, cada vez mais, tema das discussões mundiais;
- Há uma maior garantia de que estas estejam trabalhando dentro de suas capacidades de carga admissíveis especificadas em projeto, evitando imprevisto e aumentando a segurança, confiabilidade e representatividade dos projetos de fundações.

Soma-se à importância que o município de Uberlândia (MG) é o mais populoso e, consequentemente, o com maiores níveis de atividade de construção civil dentro da região. Pretendeu-se que, as conclusões desenvolvidas para fundações mistas, rasas e profundas pudessem auxiliar a mitigação dos efeitos causados por recalques diferenciais, conforme casos regionais registrados em habitações unifamiliares, que podem ter sido causados por dimensionamentos mau otimizados gerados por falta de embasamentos técnicos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo forma a base teórica utilizada para a execução da pesquisa. Neste, são abordados assuntos referentes às estacas escavadas, solos colapsíveis, modelagens numéricas, métodos de estimativa de capacidade de carga e recalques, dentre outros.

2.1 ESTACAS DE FUNDAÇÃO

As estacas são definidas como elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores ABNT NBR 6122:2022.

A utilização de fundações em estacas remonta à pré-história, com a construção de palafitas. Na construção de estradas, "em regiões pantanosas ou em regiões em que os materiais rochosos eram escassos, os romanos recorriam a passadiços de madeira apoiados em estacas" (STRAUB, 1964). Na Idade Média, o dominicano Fra Giocondo (1433-1515) sugere, na reconstrução da Ponte della Pietra, Verona, a proteção da fundação de um pilar no meio do rio por meio de uma cortina de estacas-prancha, executadas no século XV. Esse mesmo construtor utilizou estacas nas fundações da ponte de Rialto, Veneza.

As fundações em estacas podem ser classificadas segundo diferentes critérios. Conforme o material, podem ser classificadas em estacas (i) de madeira, (ii) de concreto, (iii) de aço e (iv) mistas. Segundo o processo executivo, as estacas podem ser separadas segundo o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas, classificadas como (VELLOSO; LOPES, 2010):

1. "de deslocamento", onde estariam as estacas cravadas, em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente) e;
2. "de substituição", onde estariam as estacas escavadas, em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

A Tabela 1 apresenta os principais tipos de estacas executadas no Brasil.

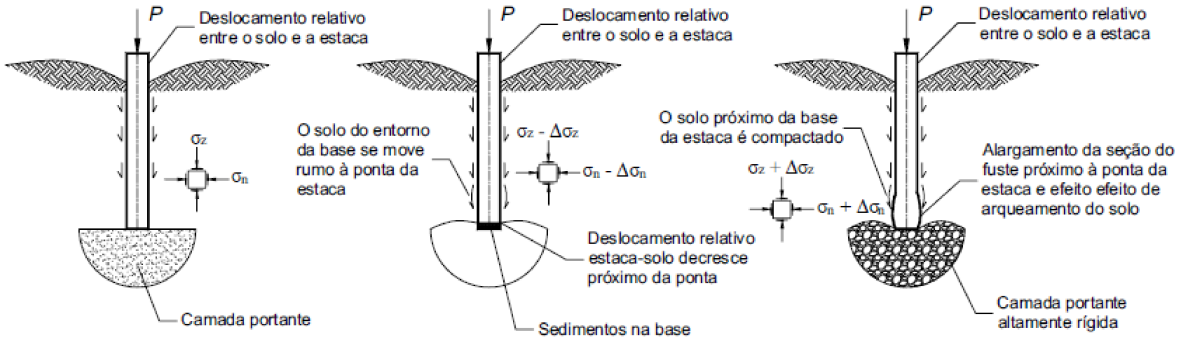
Sabe-se que a capacidade de carga das estacas (R) pode ser discretizada como a soma de duas parcelas: resistência por atrito lateral (R_l) e resistência por ponta (R_l). Nas estacas escavadas, o atrito lateral, na maioria dos casos, é o contribuinte majoritário

da capacidade de carga total. Provas de carga instrumentadas em estacas escavadas, com comprimento de 12 m e diâmetro de 0,40 m, realizadas por Albuquerque (2001), demonstram que a reação de ponta não representou mais do que 8% da carga aplicada no topo da estaca.

Estudos experimentais com estacas escavadas mecanicamente, inseridas em argilas, realizados por Reese, O'Neill e Smith (1970), indicaram que a resistência por atrito lateral se desenvolve anteriormente à resistência de ponta, conclusão que pode ser confirmado pelos resultados de Vesic (1977) que revelaram a necessidade de um recalque de 30% do diâmetro para mobilização da resistência de ponta.

Zhang, Zhang e Li (2013) discorreram sobre três situações do solo sob a estaca para tentar explicar o mecanismo de mobilização da resistência de ponta quando há deslocamento relativo entre a estaca e o solo. Na primeira situação (Figura 1a), a camada de solo apresenta resistência relativamente normal, na segunda (Figura 1b), o solo possui baixa resistência, podendo ser o caso de sedimentos acumulados na base da estaca e, na terceira (Figura 1c), o solo sob a ponta apresenta elevada resistência mecânica. Os autores abordam a interação entre a capacidade de carga por atrito lateral e por ponta nas três situações com o auxílio do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*.

Figura 1 – Estado de tensões em um elemento de solo próximo da ponta da estaca com solos de diferentes resistências na base.



Fonte: Zhang, Zhang e Li (2013) *apud* Oliveira (2022)

No Brasil, mais especificamente em Campinas (SP), Albuquerque et al. (2006) compararam os resultados de provas de carga estáticas com estacas escavadas e cravadas, executadas em argilas porosas. Os autores concluíram que o processo executivo influenciou a relação entre a capacidade de carga de ponta e a capacidade de carga total da estaca, fornecendo, uma relação de 2% para a estaca escavada e 16,1% para a estaca pré-moldada. Ainda neste estudo, os valores de resistência de ponta obtidos experimentalmente comparados aos valores previstos por métodos teóricos indicaram situação desfavorável à segurança para a carga de ponta.

Tabela 1 – Principais tipos de estacas executadas no Brasil.

Tipo de Execução		**Estacas**
De deslocamento	Grande	Madeira
		Pré-Moldadas de concreto
		Tubos de aço de ponta fechada
		Franki
		Microestacas injetadas
	Pequeno	Perfis de aço
		Tubos de aço de ponta aberta
		Hélices "de deslocamento"
Sem deslocamento		Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação
		Estacas raiz
De substituição		Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
		Strauss
		Hélices contínuas em geral

Fonte: *adaptado de* Velloso e Lopes (2010)

2.1.1 Estacas escavadas mecanicamente a trado

As estacas escavadas mecanicamente sem auxílio de revestimento ou de fluido estabilizante são geralmente executadas por perfurações manuais, ou com trados mecânicos, até a profundidade desejada (Figura 2).

Após o processo de limpeza, a concretagem da estaca é realizada por lançamento, a partir do nível da superfície, com auxílio de funil até que este mesmo nível seja atingido pelo concreto. As especificações do concreto utilizado variam conforme a classe de agressividade ambiental do local, conforme a ABNT NBR 6122:2022. Vale ressaltar que o comprimento final da escavação é limitado à presença de níveis d'água, durante todo o processo executivo.

No caso das estacas não sujeitas à tração ou a flexão, a armadura é apenas de arranque, sem função estrutural e as barras de aço podem ser posicionadas no concreto, uma a uma, sem estribos, imediatamente após a concretagem, deixando-se para fora a espera (arranque) prevista em projeto. No caso das estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos, a armadura projetada deve ser colocada no furo antes da concretagem ABNT NBR 6122:2022.

Estacas escavadas mecanicamente a trado e curtas são amplamente utilizadas em edificações de pequeno porte, galpões, entre outras estruturas que requerem uma fundação profunda e de significativa capacidade de suporte de carga. Essas fundações são uma alternativa a outros tipos de fundações, como sapatas ou blocos, quando o solo superficial não suporta a carga da estrutura de forma adequada.

Figura 2 – Parte do processo executivo de estaca escavada mecanicamente.



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

2.2 ESTACAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Solos colapsíveis são solos não-saturados que, quando submetidos ao aumento de umidade, tendem a sofrer um rearranjo das partículas que o compõe e consequente redução de volume, podendo provocar recalques nas fundações e danos às estruturas (XAVIER, 2018). O colapso do solo ocorre quando uma determinada carga é aplicada a um elemento de fundação, tal que, sobrevindo a inundação do solo e consequente diminuição da sucção matricial e resistência ao cisalhamento (coesão aparente), as partículas deste solo sofrem uma espécie de desmoronamento/desabamento de sua estrutura interna, causando perda de resistência mecânica e perda de capacidade de carga do elemento de fundação assente nele.

Os danos provocados por recalques em estruturas edificadas neste tipo de solo podem variar de trincas a fissuras generalizadas, que exigem reparações muitas vezes incompatíveis com o custo da obra, as quais precisam ser repetidas após cada novo período anual de chuvas. Há solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo peso próprio da camada, como, por exemplo, o loess russo. Nos casos dos solos colapsíveis brasileiros, especialmente os formados pelo sedimento cenozóico, o colapso só ocorre se for atingida uma carga limite ou crítica, chamada de carga de colapso. A ocorrência do colapso do solo está condicionada, também, ao aumento do teor de umidade até um valor crítico, aquém da saturação completa do solo, demonstrando que, não necessariamente, um solo precisa estar completamente saturado para atingir o colapso

(CINTRA, 1998). Em outras palavras, o solo colapsível apresenta uma estrutura instável, porém com rigidez temporária, mantida pela pressão de sucção e/ou cimentação. Quando ocorre o aumento do teor de umidade nestes solos, o colapso tende a ocorrer, desde que a carga atuante também esteja acima de um determinado limite (KALANTARI, 2013; AL-RAWAS, 2000).

No Brasil, "os solos colapsíveis são representados geralmente por alúvios, colúvios e solos residuais que passaram por uma intensa lixiviação" (FERREIRA et al., 1989). Estes autores, também, apresentaram um mapa (Figura 3) que mostra alguns locais de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. Vale ressaltar que a município de Uberlândia consta nestes locais.

Figura 3 – Solos colapsíveis estudados no Brasil.

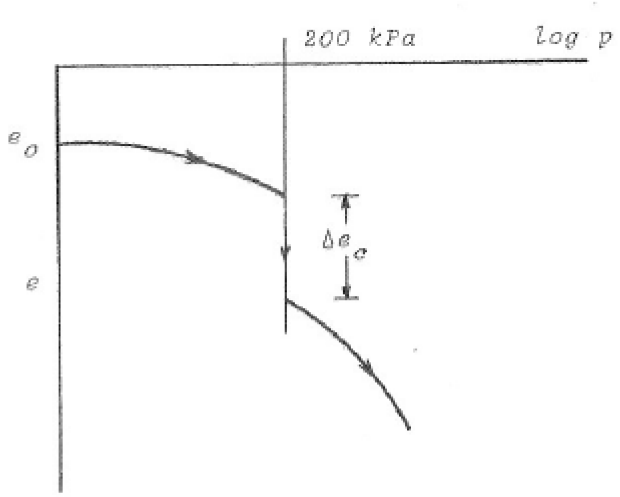


Fonte: Ferreira et al. (1989)

Segundo Ferreira et al. (1989), alguns indicativos da presença de solos colapsíveis são: baixos valores de N_{spt} (< 4 golpes) e CPT ($q_c < 1$ MPa), granulometria aberta (ausência da fração siltosa), baixo grau de saturação (<60%) e elevada porosidade (>40%). Um estudo realizado por Gonzaga et al. (2015), no solo de Uberlândia, mais especificamente na zona leste da município, demonstra uma porosidade média de 69% e um grau de saturação médio de 41%, fazendo com que o solo da município se encaixe nos critérios propostos por Ferreira et al. (1989) e, possivelmente, tenha comportamento colapsível.

Jennings e Knight (1975) estabelecem um parâmetro chamado de Potencial de Colapsibilidade, obtido mediante índices provenientes do ensaio edométrico, para caraterização do potencial colapsível e quão problemático em relação a esse índice um solo pode ser. Os autores recomendam que um ensaio edométrico simples seja conduzido no solo, em condição de umidade *in situ*, até a tensão de 200 kPa. Após isso, o solo é inundado, deixado nesta condição por 24 h, e novamente ensaiado via edométrico, até sua carga limite (Figura 4).

Figura 4 – Típico ensaio para determinação de potencial de colapsibilidade.



Fonte: Jennings e Knight (1975)

O potencial de colapsibilidade pôde ser definido através da Equação 2.1.

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} * 100 \tag{2.1}$$

em que:

CP é o potencial de colapsibilidade;

Δe_c é a variação do índice de vazios, obtida no ensaio edométrico, nas condições *in situ* e inundado;

e_0 é o índice de vazios inicial do solo em condição *in situ*.

A partir do valor de Potencial de Colapsibilidade obtido, os autores classificam o solo quanto aos possíveis problemas gerados pelo mesmo (Tabela 2).

As estacas inseridas em solos de características colapsíveis, como areias fofas ou solos instáveis, são desafiadoras de serem construídas devido à sua natureza altamente perecível. O colapso do solo pode levar a uma redução significativa da capacidade de carga da estaca, o que pode resultar em falhas na fundação. Além disso, os solos colapsíveis

também podem causar deslocamentos laterais na estaca durante o processo de perfuração e concretagem, o que pode afetar a estabilidade da estrutura.

Tabela 2 – Severidade de problemas a partir do Potencial de Colapsibilidade.

CP	**Severidade do Problema**
0 - 1%	Nenhum Problema
1% - 5%	Problemas Moderados
5% - 10%	Problemas
10% - 20%	Problemas Severos
>20%	Problemas muito Severos

Fonte: Jennings e Knight (1975)

Um dos primeiros trabalhos desenvolvidos, visando entender o comportamento de estacas em solos com características colapsíveis, foi feito por Holtz e Gibbs (1953). Os autores buscaram analisar o comportamento de 44 estacas, em 28 provas de carga, em Nebraska (EUA), para a construção de estruturas hidráulicas em solos do tipo loess.

O loess é constituído de partículas uniformes de silte, as quais são cimentadas, apresentando "alta resistência em condições secas". Essa cimentação é composta por "finas películas de argila que circundam as partículas de silte". Quando estas películas de argila são umedecidas, "a resistência é enfraquecida e a consolidação pode ocorrer com facilidade" (CINTRA, 1998).

São três as principais conclusões dos autores quanto à colapsibilidade:

1. "Para utilização de estacas de deslocamento em loess espesso, recomenda-se inundar previamente o solo, pois assim se obtém a resistência mais alta, como resultado do máximo adensamento do material circundante";

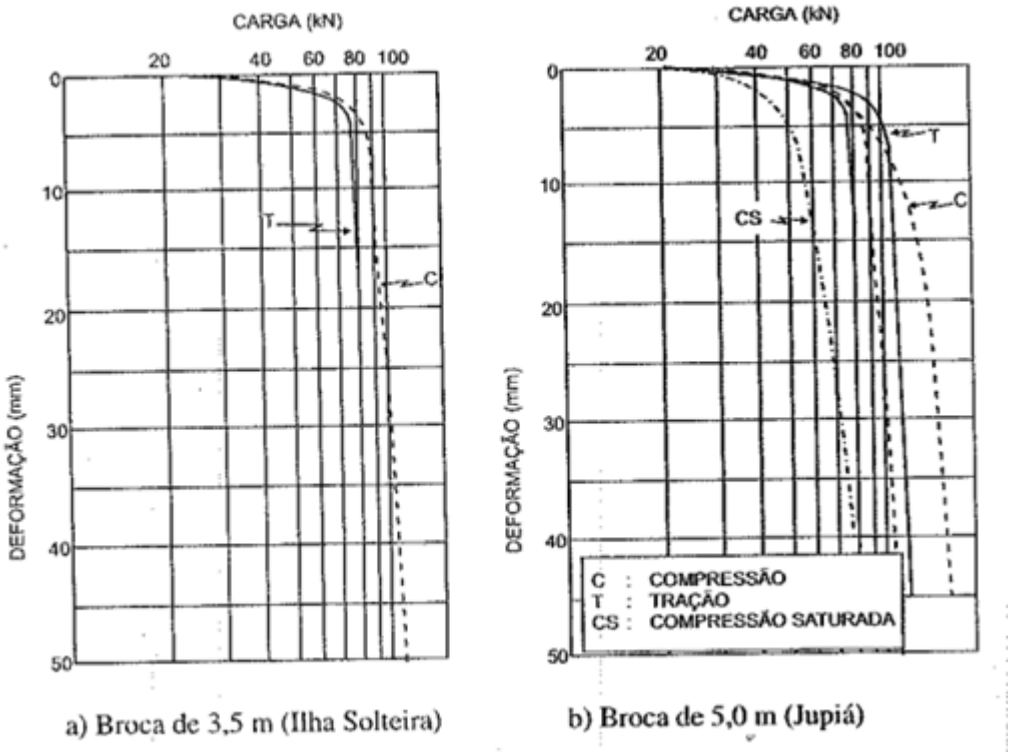
2. "Estacas de deslocamento exigem pré-furo em loess seco, mas exibem capacidade de carga relativamente baixa após a inundação do solo";

3. "Estacas metálicas cravadas em loess exigem um embutimento adequado em material não-colapsível, pois a resistência do loess inundado é bem baixa".

As provas de carga nas condições naturais, executadas pelos autores, não foram levadas à ruptura, impossibilitando o entendimento quanto à variação de capacidades de carga e os estados dos solos.

Mellios (1985) e Monteiro (1985) realizaram provas de carga em estacas do tipo broca, nos solos porosos das proximidades das Hidrelétricas de Ilha Solteira e Jupiá. As estacas foram executadas com trados mecânicos, com diâmetros de 0,25 e 0,30 m e comprimentos de 3,5 e 5,0 m. Os resultados das provas de carga são exibidos na Figura 5.

Figura 5 – Provas de carga em estacas do tipo broca.



Fonte: Monteiro (1985)

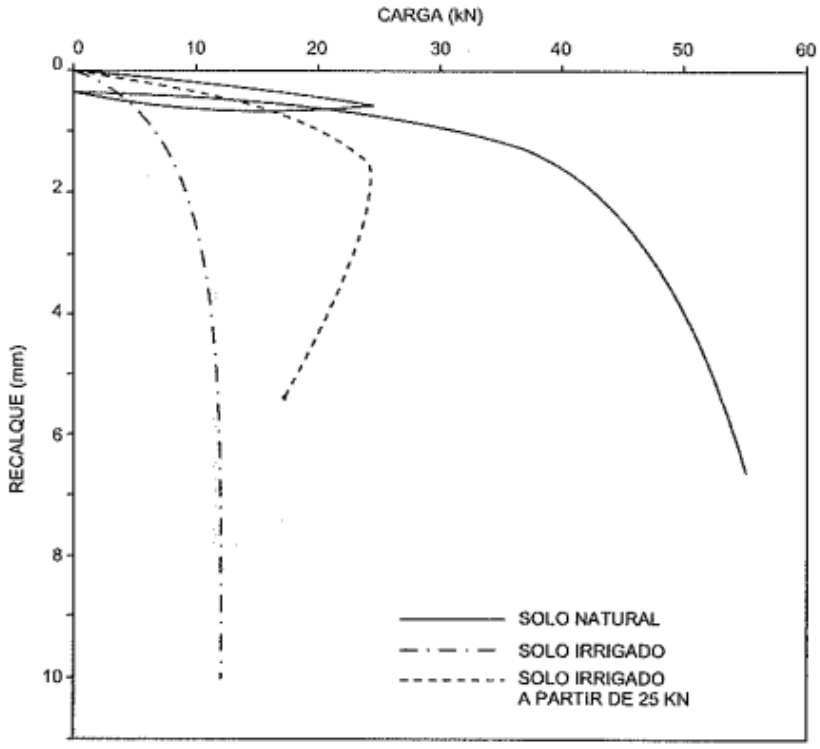
Para as estacas com 5 m de comprimento, a carga de ruptura na condição *in situ*, à compressão, se localiza na ordem de 150 kN, enquanto, para a condição inundada, o valor da carga de ruptura se reduz para cerca da metade da condição *in situ*. O que "confirma o discrepante comportamento desses materiais ao serem saturados"(MELLIOS, 1985). Monteiro (1985) afirma que "a saturação prévia umedecendo o terreno em volta da broca reduz substancialmente (50%) a sua capacidade de carga".

SILVA (1990) apresenta os resultados obtidos em três provas de carga em "estacas de pequeno diâmetro"inseridas em solos com características colapsíveis. Estas estacas faziam parte de um projeto residencial de 1750 casas para colonos, na região de Bom Jesus da Lapa (BA).

A camada de solo colapsível presente na região variava entre 6 a 8 m de espessura, constituída por areia silto-argilosa fofa. Considerou-se inviável para estes tipos de edificações a construção de estacas que atravessassem a camada colapsível e/ou a remoção e posterior substituição do solo dessa camada. Por isso, foram executadas três estacas de 2,5 m de comprimento de 0,1 m de diâmetro via trado manual. Cada estaca foi ensaiada em uma situação diferente: solo na umidade *in situ*, inundação previa durante 24 h e inundação na carga admissível (carga de trabalho da estaca). A Figura 6 apresenta os resultados obtidos nas provas de carga.

A carga de ruptura na condição *in situ* foi estimada em 58 kN, sendo que, para a

Figura 6 – Resultado das provas de carga executadas por SILVA (1990).



Fonte: SILVA (1990)

condição de inundação previa, essa carga foi de apenas 13 kN. Na condição de inundação para a carga admissível (25 kN), houve colapso após 15 h, levando os recalques de 1,4 para 5,4 mm, com estabilização da carga residual em 17 kN.

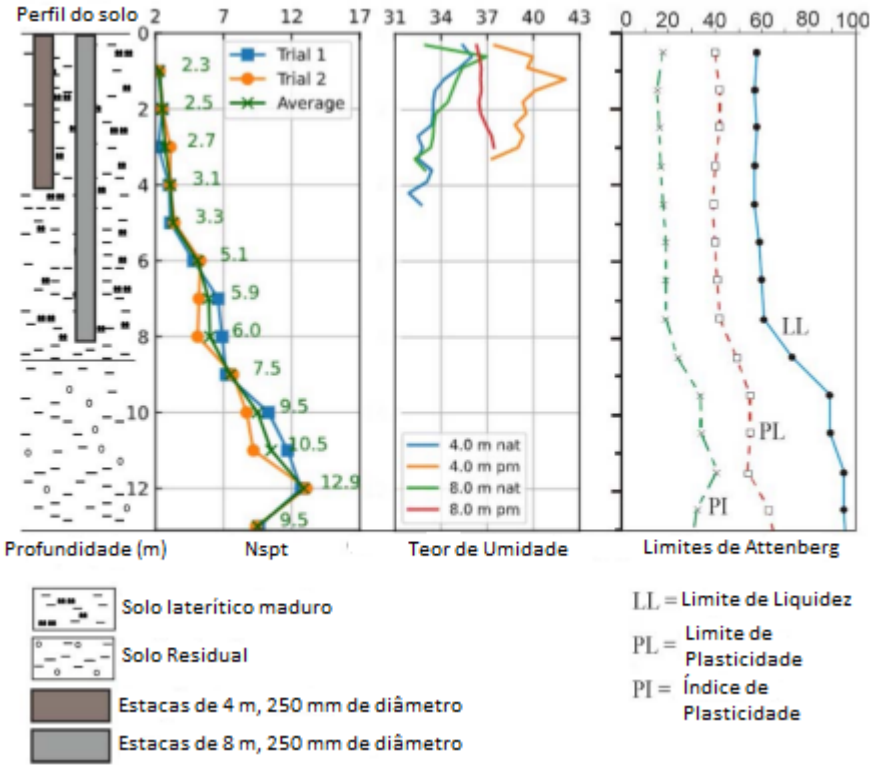
O autor afirma que, apesar da não possibilidade de discretização entre as parcelas de carga por atrito lateral e ponta, devido a não instrumentação do ensaio, a carga de ruptura teve uma redução de aproximadamente 75%, entre a condição *in situ* e a condição com inundação prévia. A justificativa para isso foi de que essa redução "acusa o desenvolvimento de força de atrito negativo de magnitude considerável". Por isso, "a utilização de estacas curtas inseridas inteiramente na camada de solo colapsível deverá ser analisada criteriosamente devido à baixa capacidade de carga quando em presença de água; as demais soluções para fundações de pequenas edificações em solos colapsíveis, assim como utilização em obras de drenagem, deverão ser também analisadas".

Cintra (1998) afirma que "as estacas do tipo broca são as mais afetadas pela colapsibilidade do solo, apresentando geralmente uma redução de mais de 50% na capacidade de carga. Mas em um projeto adequado de fundações não deve adotar estacas flutuantes em camada colapsível, do mesmo modo que não se recomenda apoiar sapatas ou tubulões em solo colapsível. Portanto, em terrenos colapsíveis, a estaca escavada deve ser substituída por outro tipo de estaca mais longa que possa penetrar no estrato não colapsível, ou por sapatas com remoção e compactação do solo de suporte. Para o caso de estaca escavada

a seco, com perfuração mecânica, com diâmetro e comprimento mais significativos, os poucos resultados disponíveis, em condição bem específica de sucessivos carregamentos, no campo experimental de fundações da USP/São Carlos indicam uma redução importante na capacidade de carga da ordem de 30 a 40

Quanto a trabalhos nacionais recentes, destaque-se a pesquisa desenvolvida por Marques et al. (2021). Os autores estudaram o comportamento de estacas escavadas curtas, inseridas em solo residuais derivados de erosão de rocha basáltica do subsolo, com baixos valores de N_{spt}, baixos teores de silte em sua composição e elevada porosidade (Figura 7), no município de Maringá/PR. Tais características entram conforme os critérios estabelecidos por Ferreira et al. (1989) para caracterização de solos colapsíveis.

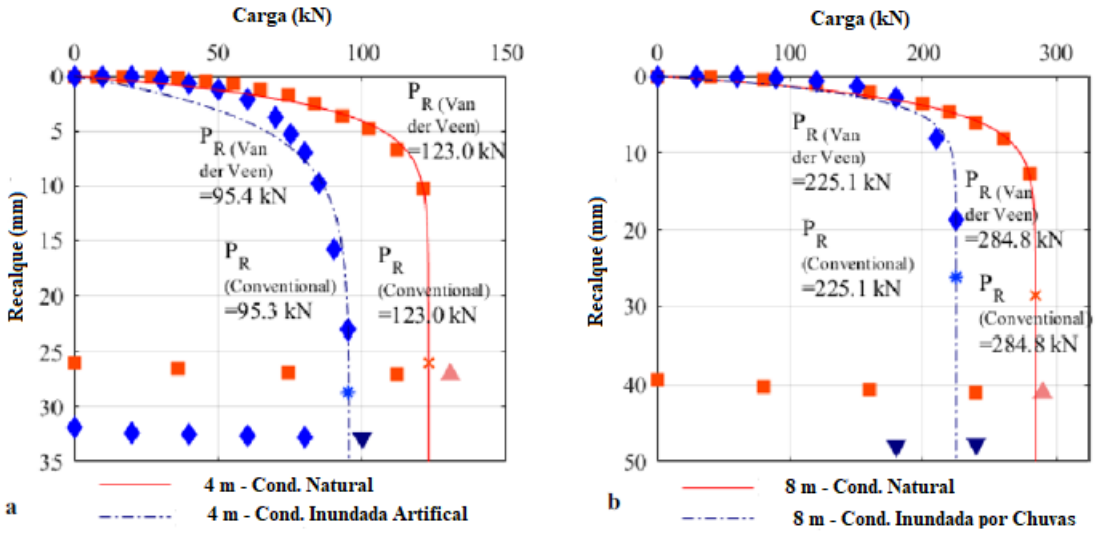
Figura 7 – Valores de N_{spt}, teores de umidade e limites de Atterberg para o solo estudado.



Fonte: *adaptado de* Marques et al. (2021)

O programa experimental envolveu a realização de provas de carga estáticas e lentas, seguindo as normas da ABNT NBR 12131:2010, em quatro estacas escavadas com diâmetro nominal de 25 cm. Duas estacas tinham 4 m de comprimento e as outras duas tinham 8 m de comprimento. Duas estacas, uma de 4 m e outra de 8 m, foram submetidas a provas de carga em condições de umidade *in situ* no terreno, enquanto as outras duas estacas foram submetidas a um processo de inundação no terreno. Uma das estacas foi artificialmente inundada, enquanto a outra ficou inundada por vários dias de chuvas intensas antes da realização da prova de carga. Os resultados da prova de carga estão dispostos na Figura 8.

Figura 8 – Curvas carga *vs* recalque sob condições naturais e inundadas.



Fonte: *adaptado de* Marques et al. (2021)

As provas de carga demonstram que o processo de inundação causou cerca de 30% de redução na capacidade de carga das estacas de 4 m de comprimento. Os autores ainda ressaltam que o processo de inundação artificial acresceu cerca de 5,8% no teor de umidade do solo, em comparação a 2,6% pelo processo natural. Esse fato explica a redução de apenas 14% na capacidade de carga observada na estaca de 8 m de comprimento.

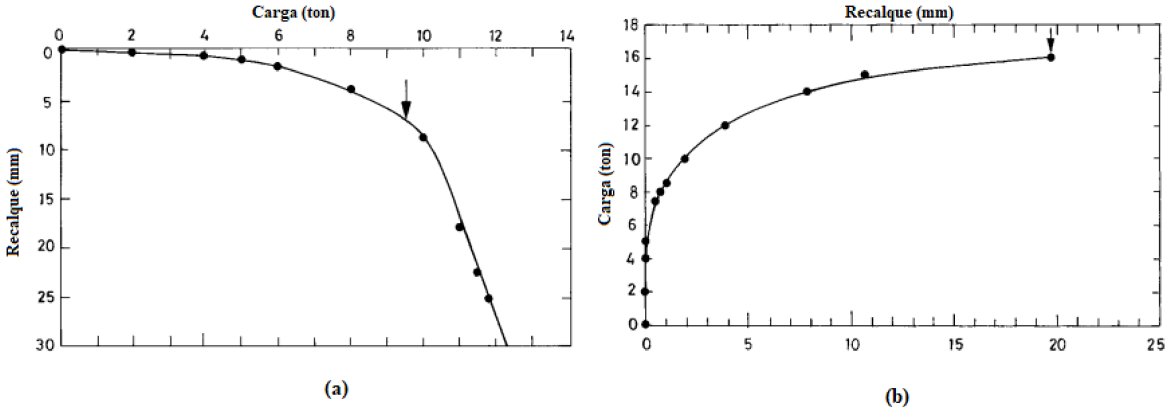
Os autores concluem que, já que o solo na profundidade estudada é não-saturado, a queda geral na capacidade de carga com o aumento dos teores de umidade é atribuída à redução da sucção matricial. Isso evidencia o problema em se ignorar a influência do teor de umidade e da sucção matricial na determinação da capacidade de carga de estacas. Em outra vertente, ignorar a contribuição da sucção matricial pode levar à superdimensionamentos e custos excessivos. (MARQUES et al., 2021).

2.3 ESTACAS ESCAVADAS SUBMETIDAS À TRAÇÃO AXIAL

Os elementos de fundação em estacas, independentemente do tipo, não estão limitados a serem solicitados somente a compressão axial. Em muitos casos, estacas podem ser solicitadas também à tração axial, como, por exemplo, quando aplicadas como estacas de ancoragem de tirantes ou estacas de fundação de portos. Por isso, é importante entender o comportamento destes elementos de fundação sob tais condições, e se os atritos laterais unitários mobilizados durante a tração equivalem aos mobilizados durante a compressão, validando assim, para as condições descritas nesta pesquisa, o uso de métodos de estimativa de capacidade de carga inicialmente desenvolvidos para estacas comprimidas, em estacas tracionadas.

Ismael (2001) estudou o comportamento de estacas escavadas inseridas em solos arenosos. Para isso, o autor ensaiou duas estacas escavadas idênticas (Comprimento útil de 2,25 m e 0,10 m de diâmetro) à compressão e duas estacas escavadas idênticas (Comprimento útil de 2,65 m e 0,20 m de diâmetro) à tração, por meio de provas de carga estáticas e lentas. A carga de ruptura média obtida para as estacas a compressão foi de 93,2 kN e para as estacas à tração foi de 157 kN (Figura 9).

Figura 9 – Curvas carga *vs* recalque obtidas para as provas de carga a compressão (a) e à tração (b).



Fonte: *adaptado de* Ismael (2001)

O atrito lateral unitário, na ruptura, para as estacas ensaiadas à tração foi determinado através da Equação 2.2:

$$f_s = \frac{Q_u - W}{A_s * L} \tag{2.2}$$

em que:

f_s é o atrito lateral unitário na ruptura à tração, em kPa;

Q_u é a capacidade de carga última da estaca, em kN;

W é o peso próprio da estaca, em kN;

A_s é a área de circunferência da estaca, em m^2;

L é o comprimento útil da estaca, em m.

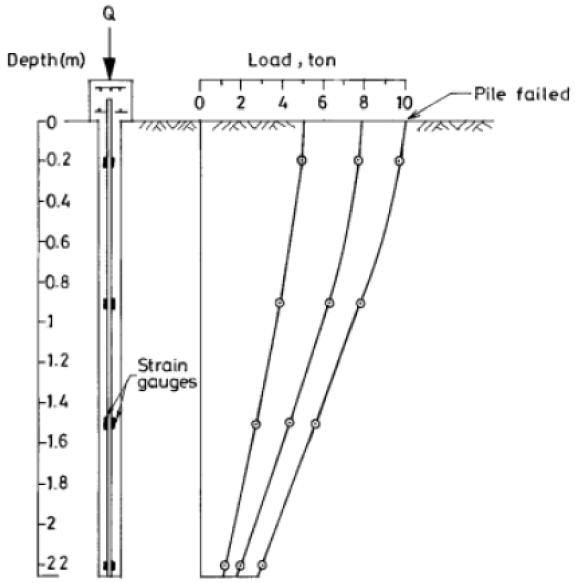
Através da Equação 2.2 e dos parâmetros obtidos nas provas de carga axiais, o autor obteve um atrito lateral unitário na ruptura à tração equivalente à 91,5 kPa.

Ismael (2001) atribuiu o mesmo valor de atrito lateral unitário na ruptura à tração para a estimativa da capacidade de carga por atrito lateral das estacas submetidas a compressão, obtendo uma capacidade de carga por atrito lateral na compressão equivalente a 65,7 kN. Já que a ruptura à compressão ocorreu com, aproximadamente, 93,2 kN, a capacidade de carga de ponta das estacas submetidas a compressão pôde ser obtida pelo

autor através da diferença algébrica entre a carga de ruptura e a capacidade de carga por atrito lateral, totalizando 27,5 kN ($\approx$ 2,8 t) como capacidade de carga de ponta.

Através da análise da instrumentação das estacas submetidas a provas de carga a compressão (Figura 10), o autor concluiu que o valor obtido para a capacidade de carga das estacas fazendo-se uso do atrito lateral unitário na ruptura à tração foi muito próximo ao valor obtido na instrumentação da estaca. O autor conclui que a concepção de uniformidade do atrito lateral unitário ao longo do comprimento da estaca aparenta ser justificada.

Figura 10 – Distribuição média das cargas nas estacas durante a prova de carga a compressão axial, obtidas mediante instrumentação.



Fonte: Ismael (2001)

Albuquerque, Carvalho e Pereira (2004) realizou um trabalho relevante para o entendimento do comportamento de estacas escavadas submetidas à tração axial em solos de diabásio, no Brasil.

Os autores ensaiaram três estacas escavadas idênticas (L = 12 m, ϕ = 0,40 m) através de provas de cargas estáticas e lentas (PCE), na Universidade Estadual de Campinas, em Campinas/SP. O solo onde as estacas estavam inseridas é caracterizado como uma argila silto-arenosa, até 18 m de profundidade em relação à superfície, com N_{spt} médio de 5. Uma camada de areia foi encontrada durante as investigações, entre 6 e 6,5 m de profundidade.

Os valores de cargas de ruptura das estacas ensaiadas, subtraídos os valores de peso próprio da estaca (31 kN), estão dispostos na Tabela 3. Na mesma tabela estão apresentados, também, os valores de atrito lateral unitário, ao longo da estaca, para a carga de ruptura prevista, admitindo-se a ruptura somente pelo contato estaca-solo.

Tabela 3 – Valores da carga de ruptura e atrito lateral unitário.

Estaca	**Carga de Ruptura (kN)**	f_s **(kPa)**
1	639	42,4
2	555	36,8
3	605	40,1
Média	600	39,8

Fonte: *adaptado de* Albuquerque, Carvalho e Pereira (2004)

Albuquerque (2001) já havia realizado provas de carga a compressão, instrumentadas, em estacas de mesmo processo executivo, diâmetro, comprimento e local. A Tabela 4 apresenta os resultados de atrito lateral unitário na ruptura encontrados para estas estacas.

Tabela 4 – Valores de atrito lateral unitário na ruptura, em provas de carga de compressão axial.

Estaca	f_s **(kPa)**
1	42,3
2	40,8
3	41,4
Média	41,5

Fonte: *adaptado de* Albuquerque (2001)

Os autores concluíram que o atrito lateral unitário, na ruptura, obtido através das provas de carga à tração axial foram inferiores aos valores encontrados para estacas idênticas submetidas à compressão axial, com uma diferença na ordem de 5%. No entanto, os autores ressaltam que, apesar das formas de ruptura de estacas tracionadas e comprimidas diferirem, os valores obtidos são um indício de que a carga de ruptura à tração de uma estaca com dimensões semelhantes, neste tipo de solo, se aproxima da carga de ruptura lateral de uma estaca submetida a esforços de compressão (ALBUQUERQUE; CARVALHO; PEREIRA, 2004).

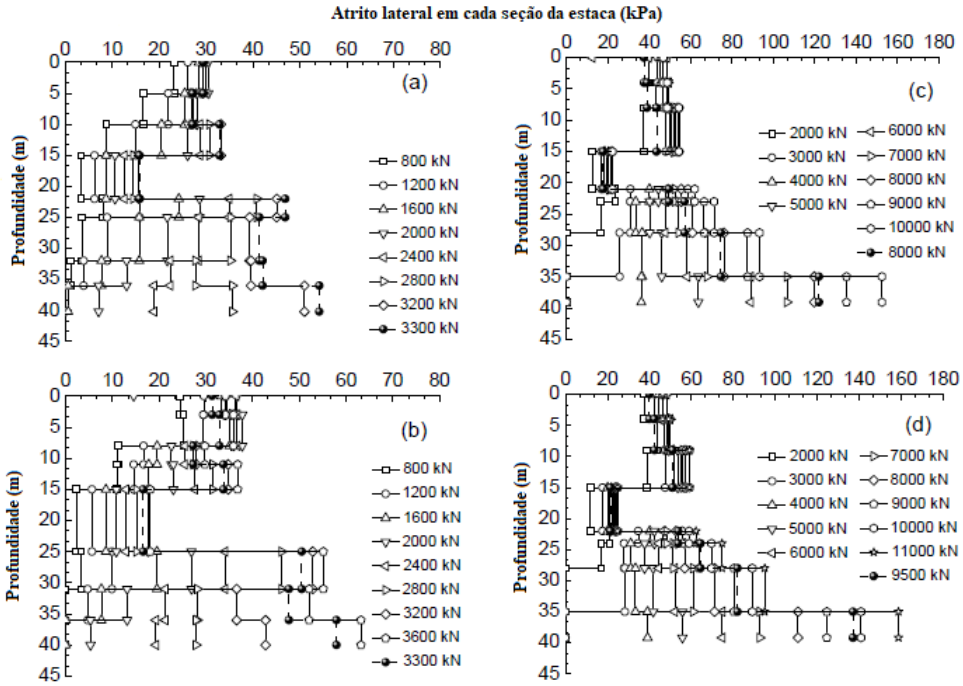
Em outra vertente de resultados, Zhong-miao, Qian-qing e Feng (2011) estudaram o comportamento de estacas escavadas longas submetidas a provas de cargas axiais estáticas e lentas, à tração e a compressão.

Os autores utilizaram 4 estacas testes idênticas, instrumentadas, com 40 m de comprimento útil e 0,8 m de diâmetro. Duas destas estacas foram submetidas a provas de carga axiais a compressão e duas à tração. O solo do local é caracterizado de duas formas: silte arenoso de 0 a 17,2 m de profundidade em relação à superfície, com atrito lateral unitário estimado pelo ensaio CPT equivalente a 38 kPa; e argila siltosa de 17,2 a 36,1 m, com atrito lateral unitário estimado pelo ensaio CPT equivalente a 54 kPa.

Os resultados obtidos pela instrumentação, para os atritos laterais unitários em

diferentes estágios de carregamento (Figura 11) demonstram que a média de atrito lateral para as estacas submetidas à tração axial variaram de 0,36 a 0,78 vezes a média dos atritos laterais obtidos para as estacas comprimidas. Observa-se que os atritos laterais unitários das estacas de compressão são muito maiores do que aquelas das estacas sob tração, resultando em capacidades mais elevadas das estacas de compressão (ZHONG-MIAO; QIAN-QING; FENG, 2011).

Figura 11 – Distribuição do atrito lateral unitário sob diferentes carregamentos. (a) e (b) - Estacas à tração; (c) e (d) - Estacas à compressão.



Fonte: *adaptado de* Zhong-miao, Qian-qing e Feng (2011)

Fiscina (2020), via adaptação de dados do trabalho de Paschoalin Filho (2008), realizou uma compilação de resultados de provas de carga estáticas realizadas em estacas escavadas, de diferentes geometrias e métodos executivos, ensaiadas a compressão e tração, em Campinas (SP) e, posteriormente, comparou as resistências obtidas (Tabela 5). Percebe-se que os valores resistidos pelas estacas a compressão e tração foram similares e, em alguns casos, a capacidade de carga última à tração da estaca (QT_u) superou a capacidade de carga última a compressão (QC_u).

Tabela 5 – Resultados compilados de capacidade de carga última de diferentes tipos de estacas escavadas em Campinas (SP).

Tipo de estaca	A_s **(m²)**	QC_u **(kN)**	QT_u **(kN)**	q_{sc} **(kPa)**	q_{st} **(kPa)**	q_{sc}/q_{st}
Escavada	15,08	684	639	41	46,4	0,88
Escavada	15,08	670	555	41	40	1,03
Escavada	15,08	693	605	41	42	0,98
Hélice Contínua	15,08	960	600	57,2	46,4	1,23
Hélice Contínua	15,08	975	600	57,2	40	1,43
Hélice Contínua	15,08	720	600	57,2	46,4	1,23
Hélice de Deslocamento	14,00	1545	900	86,1	75,5	1,14
Raiz	15,45	980	910	62,2	59	1,05
Raiz	15,45	980	980	62,2	63	0,99
Raiz	15,45	980	910	62,2	59	1,05

Fonte: *adaptado de* Fiscina (2020)

2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

A análise numérica de fundações em estacas tem por principal objetivo obter diferentes parâmetros e dados que resultam do comportamento do elemento de fundação (elemento estrutural + solo) sob carregamento. Esse tipo de análise depende somente de cálculos matemáticos e parâmetros de entrada que representam as condições as quais a fundação está submetida. A fim de aumentar os níveis de precisão e representatividade das simulações numéricas, os modelos numéricos utilizados devem ser os que melhor se adaptam às condições impostas e os parâmetros de entrada devem representar de maneira fidedigna as condições *in situ*. O uso de modelos numéricos, principalmente baseados no método dos elementos finitos (MEF), têm grande valia na representação do comportamento experimental de fundações em estacas, apresentando resultados considerados satisfatórios neste quesito (KAMAL; ARAB; DIF, 2016; GEORGE; GANDHI, 2020). A realização de ensaios *in situ* aumentam ainda mais a confiabilidade dos modelos numéricos, podendo validá-los quanto à representatividade e calibrá-los para futuras simulações. Alguns dos parâmetros de entrada necessários para que a simulação numérica de uma fundação em estaca sob carregamento seja a mais representativa possível são:

- Espessura das camadas de solo;
- Condições de contorno do meio em análise;
- Comportamento mecânico dos materiais que envolvem a análise (elástico, plástico, elasto-plástico etc.);
- Características mecânicas dos materiais que envolvem a análise (ângulo de atrito, coesão, peso específico, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson etc.);

- Tipo e módulo dos carregamentos impostos à fundação.

Com os parâmetros de entrada em mãos, é possível modelar a situação na qual a fundação teste se encontra e obter os dados desejados. Com a análise numérica, é possível obter-se dados como deslocamentos, tensões, poro pressões etc. em diferentes locais da modelagem inicial, a depender da discretização da malha de análise.

Dentre os métodos numéricos aplicados nas fundações em estacas, podem-se destacar os principais:

- Soluções analíticas;
- Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Método dos Elementos de Contorno (MEC);
- Métodos Híbridos.

A solução de Winkler com o emprego de molas para representar a resistência do solo é uma das soluções analíticas mais conhecidas e pioneiras na análise da interação solo-estrutura. No entanto, Small (2001) adverte que o uso de tal modelo, ou baseados em molas, pode conduzir a imprecisões significativas devido às molas não interagirem entre si, atuando de forma independente. O autor apresenta conclusões que confirmam as vantagens da utilização de soluções que tomem o solo de forma contínua, como é o caso do método dos elementos finitos (MEF).

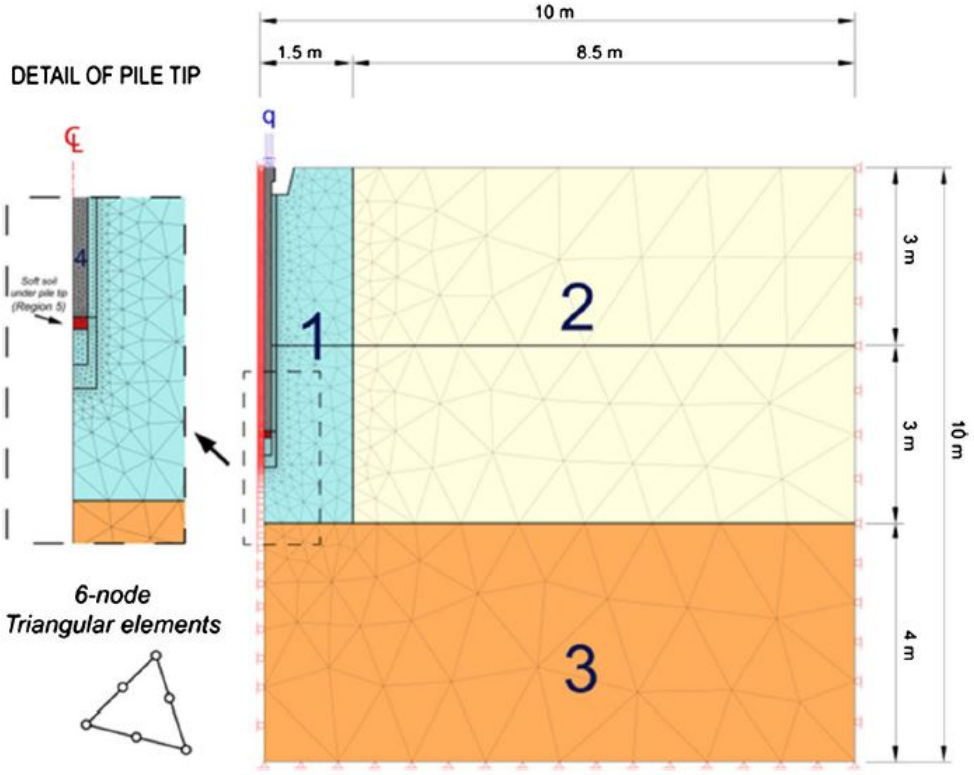
A análise numérica nesta pesquisa foi realizada com o uso de dois softwares:

- RS2®: Software que, dentre outras funções, analisa a capacidade de carga, recalques, e comportamentos de tensões/deformações em geral, para fundações rasas e profundas, com ferramentas que incluem análises multi-estágios e extensas capacidades de análises de níveis d'água subterrâneos. Vale ressaltar que este software trabalha com o MEF-2D (Método dos Elementos Finitos aplicado em duas dimensões), e que a análise numérica proposta através deste software foi realizada em um modelo axissimétrico, vide a axissimetria da estaca teste ao longo de seu eixo longitudinal;
- RS3®: Através do RS3®, a estaca teste pôde, também, ser analisada através de um modelo numérico em três dimensões (3D), ampliando a gama de fatores que influenciam em seu comportamento como elemento de fundação e, consequentemente, a representatividade da análise e do modelo numérico, a depender da validação do mesmo e dos parâmetros de entrada no software.

Em casos onde a geometria da fundação analisada permite aproveitar eixos de simetria, análises em modelos 3D podem ser reduzidas, por exemplo, aproveitando-se 2 eixos de simetria no plano é possível reduzir em até 75% o modelo original, o que leva à redução no tempo de processamento, sem perca de representatividade do modelo numérico (GARCIA; ALBUQUERQUE, 2018).

Oliveira e Garcia (2023) realizaram comparativos entre resultados de PCE's, realizadas em estaca escavada com comprimento útil de 4 m e diâmetro de 25 cm, em condições *in situ* e inundada, com simulações numéricas em modelos axissimétricos bidimensionais. O software utilizado pelos autores foi o mesmo utilizado nesta pesquisa. A Figura 12 apresenta o modelo utilizado pelos autores.

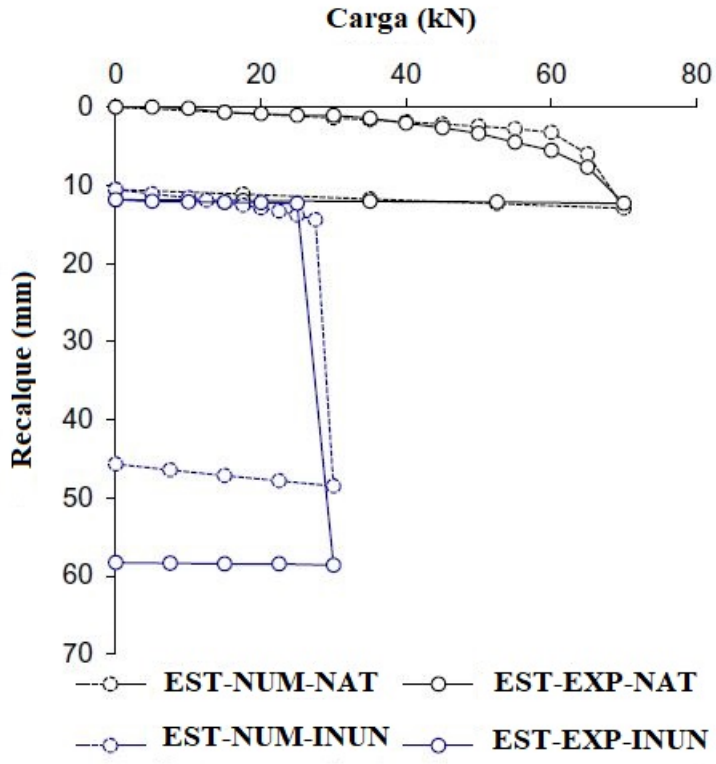
Figura 12 – Geometria e condições de contorno do modelo numérico.



Fonte: *adaptado de* Oliveira e Garcia (2023)

Os autores buscaram, em regiões onde o modelo apresentava variações significativas em tensões e deslocamentos, realizar refinamentos na malha. O método dos elementos finitos utilizado foi do tipo triangular, com um total de 6 nós, sendo 3 deles nós intermediários, e cada nó possui 2 graus de liberdade no modelo construído. Para otimizar a análise, foram realizados testes de convergência para selecionar a malha com o menor número de elementos e graus de liberdade, visando reduzir o esforço computacional. A Figura 13 apresenta o comparativo entre as curvas carga *vs* recalque experimental e a obtida numericamente.

Figura 13 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e numericamente.



Fonte: Oliveira e Garcia (2023)

Os autores concluem que "em ambas as séries de testes, as curvas carga *vs* recalque calculadas concordam com os resultados experimentais, com o modelo EST-NUM-NAT correspondendo satisfatoriamente às cargas observadas nos ensaios de campo. A curva intitulada EST-NUM-INUN também foi capaz de ilustrar o valor da carga no qual ocorreu a falha da estaca no campo."(OLIVEIRA; GARCIA, 2023).

Devido ao sucesso obtido pelos autores com o modelo adotado, a metodologia de modelagem foi considerada nos testes desta pesquisa, adaptando-se o modelo às condições geométricas próprias deste trabalho.

Um dos critérios de ruptura mais utilizados na Engenharia Geotécnica, para análises de estabilidade de taludes, fundações e estruturas em geral é o critério de *Mohr-Coulomb*, representado pela Equação 2.3, sendo amplamente utilizado em análises numéricas para relacionar a tensão cisalhante e a tensão normal em um plano específico. Nas análises numéricas presentes neste trabalho, este foi o critério de ruptura adotado.

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi \tag{2.3}$$

em que:

τ é a tensão cisalhante agindo no plano;

c é o intercepto de coesão;

σ é a tensão normal atuante no plano;

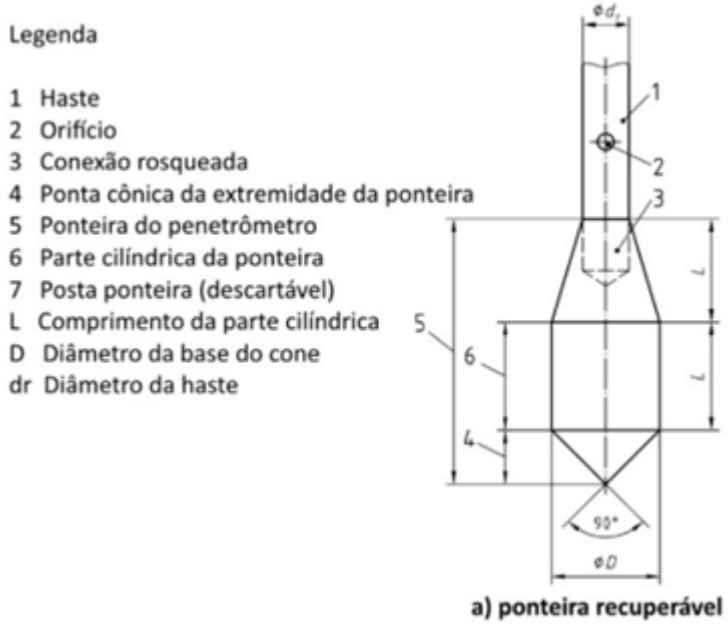
ϕ é o ângulo de atrito.

2.5 SONDAGEM DPL

Além da sondagem SPT e dos ensaios laboratoriais realizados em amostras de solo do CEMSF, far-se-á uso de sondagens DPL (*Dynamic Penetrometer Light*). O ensaio DPL consiste no registro da quantidade de golpes necessários para a penetração de uma ponteira em forma de cone, com 35,7 mm de diâmetro, por meio da queda livre de um martelo com massa de 10 kg caindo de uma altura de 50 cm. As hastes que compõem o equipamento possuem 100 cm de comprimento e possuem ranhuras a cada 10 cm. A resistência à penetração (N_{10}) é definida como a quantidade de golpes necessários para a penetração de 10 cm da ponteira cônica no solo.

A Figura 14 apresenta o detalhamento da ponteira cônica utilizada no ensaio DPL.

Figura 14 – Forma da ponteira do ensaio DPL.



Fonte: *adaptado de* Bastos (2016).

A fim de complementar os resultados obtidos nos ensaios DPL realizados no CEMSF, foi utilizado um tubo de PVC, com 25 mm de diâmetro nominal, que foi inserido no furo de sondagem, no nível superficial e a cada metro de profundidade, a fim de obter amostras deformadas do solo sondado e, com estas amostras, obter seus respectivos teores de umidade. Com o teor de umidade do solo do CEMSF, a cada metro de profundidade, e sua respectiva resistência mecânica, obtida através do próprio ensaio DPL, pode-se

entender a variação da resistência mecânica do solo com o aumento ou diminuição de seu teor de umidade. Ademais, com os valores de teor de umidade destas amostras, é possível estimar o valor de sucção matricial do solo, através de correlações estabelecidas por Oliveira (2022).

O uso da sondagem DPL durante a execução desta pesquisa contribuiu significativamente de diversas formas para o entendimento do comportamento das fundações no solo do CEMSF. Pôde-se entender a variação da estratigrafia do solo, as variações de resistências mecânicas e a profundidade de níveis d'água em diversos pontos do Campo Experimental. Entendendo-se a variação da estratigrafia do solo, as variações de resistências mecânicas e a profundidade de níveis d'água em diferentes pontos do Campo Experimental, é possível comparar as sondagens DPL realizadas com a sondagem SPT executada no CEMSF, visando correlacionar os ensaios do solo da região. Também é possível obter a variação da resistência mecânica do solo do campo experimental com as diferentes estações do ano, sazonalidade e condições climáticas.

2.5.1 Sondagens DPL e SPT

A sondagem DPL possui vantagens em relação à sondagem SPT, como maior velocidade e facilidade de execução, 10 vezes mais discretização do solo sondado (intervalos de 10 cm na sondagem DPL em relação à intervalos de 100 cm na sondagem SPT), maior mobilidade do equipamento de sondagem etc. Uma das principais vantagens da sondagem DPL é que ela pode ser realizada rapidamente e com pouca interrupção na atividade na superfície. Além disso, a técnica é relativamente simples e pode ser realizada por equipes de campo sem a necessidade de equipamentos complexos. A principal desvantagem consiste na não possibilidade de recuperação de amostras do solo sondado durante a sondagem DPL.

SPT e DPL diferem-se bastante nos níveis de energia aplicados. O SPT emite cerca de SPT e DPL diferem-se bastante em energia aplicada. O SPT emite cerca de 10 vezes mais energia do que o DPL, só considerando a contribuição do martelo. A caída do martelo do DPL emite 50 Joules, enquanto o SPT descarrega 480 Joules por golpe (NILSSON, 2004).

Vários autores estabeleceram correlações entre as sondagens DPL e SPT, através de vários estudos. Santos (2017) organizou essas correlações e estabeleceu uma padronização entre elas, utilizando a Equação 2.4 como base de cálculo do N_{spt} a partir do N_{10} obtido pelo ensaio DPL.

$$N_{spt} = \frac{N_{10} - a}{b} \tag{2.4}$$

em que:

a e b são coeficientes de correlação entre as sondagens DPL e SPT (Tabela 6).

Tabela 6 – Coeficientes para correlações entre ensaios DPL e SPT.

Referência	Coeficientes		Região/Observação
	a	*b*	
Nilsson (2004)	-	6	Curitiba: argila orgânica arenos e silte argiloso
	-	3,4	Curitiba: argila siltosa da UFPR
	- 30	7,5	São José dos Pinhais: argila siltosa vermelha
	-	2,5	Campinas: argila siltosa com areia e silte argiloso com areia
	4,5	0,54	Londrina (Datapoli): argila siltosa porosa vermelha escura
	-	1,0	Londrina (UEL): argila siltosa porosa vermelha
Azevedo e Guimarães (2009)	- 2,11	1,02	Rondônia e Mato Grosso do Sul: solo sobre rochas graníticas e arenitos
Sanchez *et al.* (2010)	0,3755*	0,5933*	Curitiba, Cascavel, Guaíra, São José dos Pinhais e Figueira: solos de diferentes formações geológicas
	- 0,36644**	0,6062**	
	- 1,6854***	0,1972***	
Rodriguez e Albuquerque (2011)	1,77	1,03	Campinas: argila siltosa coluvionar
	6,37	0,34	Campinas: silte argiloarenoso residual
Ibrahim e Nyaoro, 2011 *apud* Lingwanda *et al.*, 2014	-	1,0	Areia argilosa
Lingwanda *et al.*, 2014	-	1,03	Tanzânia: areia argilosa de grãos finos a médios (D_{50} entre 0,16 a 0,60 mm e médio de 0,38 mm)

*Média a cada metro do DPL **Média dos últimos 30 cm do DPL ***Soma dos últimos 30 cm do DPL

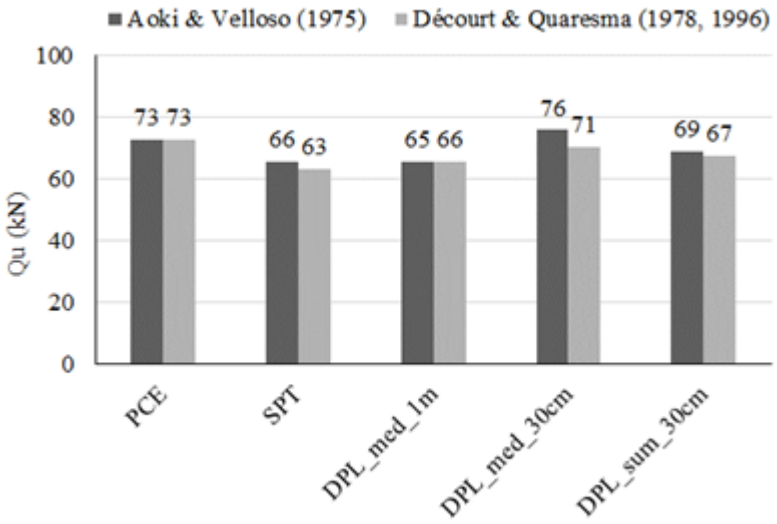
Fonte: Santos (2017)

Saraiva Júnior e Garcia (2023) desenvolveram um estudo comparativo entre as sondagens SPT e DPL, no solo do CEMSF, em Uberlândia, utilizando diferentes maneiras de se correlacionar os índices N_{spt} e N_{10}. Ao final do estudo, os autores compararam a capacidade de carga de uma estaca escavada, ensaiada via PCE no mesmo local, e seu respectivo dimensionamento, via métodos semiempíricos, utilizando-se os índices N_{spt} obtidos por sondagem e os índices N_{spt} correlacionados por sondagens DPL.

A Figura 15 apresenta os resultados obtidos pelos autores, evidenciando as diferentes metodologias para se correlacionar ambos os índices, respectivamente: a média de todos os índices N_{10} em cada metro sondado; a média dos índices N_{10} nos últimos 30 cm de cada metro sondado; a soma dos índices N_{10} nos últimos 30 cm de cada metro sondado.

Os autores concluem que a melhor estimativa, com menor variação percentual em relação a PCE, ocorreu para a média entre os valores de N_{10} obtidos nos últimos 30 cm de cada metro de profundidade e, para o solo de Uberlândia (MG) e região, com características geológicas e geotécnicas semelhantes, recomenda-se os coeficientes “a” igual a 0,7432 e “b” igual a 1,9893, aplicados na Equação 2.4.

Figura 15 – Capacidades de carga últimas estimadas por cada metologia de correlação.



Fonte: Saraiva Júnior e Garcia (2023)

2.6 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS À COMPRESSÃO

Os métodos de previsão de capacidade de carga se baseiam em relações construídas a partir de um modelo matemático alimentado com informações obtidas de ensaios em modelos reais. Em geral os parâmetros do modelo são relacionados ao tipo de solo e sua respectiva compacidade (areias) ou consistência (argilas) (OLIVEIRA, 2022).

Nesta pesquisa, fez-se uso de métodos de previsão de capacidade de carga a fim de chegar-se à carga de ruptura da estaca teste e, além de definir os carregamentos e estágios da prova de carga, foi possível comparar estas capacidades de carga teóricas com capacidades de cargas obtidas experimentalmente e, assim, aferir a assertividade e aplicabilidade destes. As estacas utilizadas no sistema de reação também foram dimensionadas através dos métodos anteriormente descritos, para resistirem aos esforços de tração.

A seguir são apresentados os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas à compressão considerados relevantes para a execução deste trabalho. O critério de seleção destes métodos levou em conta diversos fatores, como:

- Aplicabilidade dos métodos em estacas do tipo escavadas, para que seus resultados tenham a devida confiabilidade e representatividade;
- Nível de aplicabilidade e confiança dos métodos: buscou-se, sempre, os métodos mais renomados e utilizados, por projetistas e acadêmicos, para os fins de estimativas de capacidade de cargas, a fim de buscar métodos consagrados e, consequentemente, mais representativos;

- Detalhamento de resultados: buscou-se métodos que apresentem, em seus resultados, as parcelas de capacidade de carga de cada parte componente da estaca (resistência por atrito lateral e resistência de ponta), a fim de atestar a assertividade dos métodos quanto à cada parcela resistente da estaca.

2.6.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

A proposta de Aoki e Velloso (1975) permite estimar a capacidade de carga última de estacas do tipo escavada, sem uso de lama bentonítica durante o processo de escavação, através da Equação 2.5.

$$Q_{ult} = U * L * \frac{\alpha * k * Nspt}{F_2} + A_p * \frac{k * \bar{N}_p}{F_1} \tag{2.5}$$

em que:

Q_{ult} é a capacidade de carga última da estaca;

U é o perímetro da estaca;

L é o comprimento da estaca;

α e k são coeficientes dados em função do tipo de solo (Tabela 7);

N_{spt} é o valor do SPT na camada considerada ao longo do fuste da estaca;

F_1 e F_2 valem 6,0 e 2,0, respectivamente, para estacas escavadas sem uso de lama bentonítica no processo de escavação;

A_p é a área de ponta da estaca;

Tabela 7 – Valores de k e α para estacas escavadas sem uso de lama bentonítica.

Solo	**k (kPa)**	α **(%)**
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Albuquerque e Garcia (2020)

2.6.2 Método de Décourt & Quaresma (1996)

O método de Décourt e Quaresma (1978) permite estimar a capacidade de carga de uma estaca através dos valores de SPT. A capacidade de carga é composta pela capacidade de carga por atrito lateral somada à capacidade de carga de ponta. A capacidade de carga última para estacas do tipo escavadas, sem uso de lama bentonítica, é dada pela Equação 2.6.

$$Q_{ult} = \beta * U * L * (10 * (\frac{\bar{N}_{spt}}{3} + 1)) + \alpha * C * \bar{N}_p * A_p \tag{2.6}$$

em que:

β é o fator de atrito (Tabela 8);

N_{spt} é o valor médio do SPT obtido ao longo do comprimento do fuste da estaca;

α é o fator de reação de ponta (Tabela 8);

C é um fator que depende do tipo de solo no qual a estaca está inserida (Tabela 9);

$\bar{N}_p$ é o valor médio do N_{spt} situados anteriormente e posteriormente ao nível da ponta.

Tabela 8 – Valores de β e α para estacas escavadas em geral.

Solo	β	α
Areias	0,80	0,85
Solos intermediários	0,65	0,60
Argilas saturadas	0,50	0,50

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Tabela 9 – Valores do fator C.

Solo	**C (kPa)**
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

2.6.3 Método de Teixeira (1996)

No método proposto por Teixeira (1996) a Equação 2.7 representa a maneira de se chegar à capacidade de carga última de uma estaca escavada.

$$Q_{ult} = U * L * (\beta * \bar{N}_{spt}) + A_p * (\alpha * \bar{N}_p) \tag{2.7}$$

em que:

α é dado em função do tipo de solo (Tabela 10);

β equivale à 4 kPa para estacas escavadas a céu aberto;

$\bar{N}_p$ é o valor do N_{spt} situado entre 1 diâmetro abaixo da ponta e 4 diâmetros acima.

Tabela 10 – Valores de α para estacas escavadas a céu aberto.

Solo	α **(kPa)**
Areia argilosa	200
Areia argilo-siltosa	200[1]

[1]Coeficiente calculado como a média entre areia argilosa e areia siltosa.

Fonte: Teixeira (1996) *apud* Albuquerque e Garcia (2020)

2.6.4 Método de Berberian (2016)

Berberian (2016) desenvolveu um método semiempírico que visa a obtenção da capacidade de carga de estacas com resultados provenientes do ensaio SPT. A capacidade de carga última da estaca (Q_{ult}) é discretizada como a soma algébrica das parcelas de resistência por ponta (q_p) e resistência por atrito lateral (q_l). Ademais, são aplicados fatores (K e E) que variam conforme o tipo de estaca e solo no qual a fundação está inserida (Equação 2.8).

$$Q_{ult} = q_p * A_p + q_l * A_l = \frac{K_p * N_p}{E_p} * A_p + \frac{K_l * N_l}{E_l} * A_l \tag{2.8}$$

em que:

K_p *e* K_l são coeficientes variantes conforme o tipo de solo no qual a estaca está inserida (Tabela 11);

N_p é o valor de NSPT na ponta da estaca;

N_l é a média aritmética dos valores de NSPT ao longo do fuste da estaca;

E_p *e* E_l são coeficientes variantes conforme o tipo de estaca (equivalente à 4 e 4,6, respectivamente, para estacas escavadas sem lama);

Tabela 11 – Coeficientes K_p *e* K_l.

Tipo de Solo	K_p **(kPa)**	K_l **(kPa**
Areia	490,50	6,87
Areia Siltosa	392,40	7,85
Areia Silto Argilosa	343,35	8,24
Areia Argilosa	294,30	8,83
Areia Argilo Siltosa	242,25	6,87

Fonte: *adaptado de* Berberian (2016)

2.6.5 Método de Philipponnat (1980)

O método proposto por Philipponnat (1980) tem como base os resultados obtidos no ensaio CPT, principalmente a resistência unitária de ponta do penetrômetro estático

na camada portante (q_c). A capacidade de carga última da estaca (Equação 2.9) é obtida como a soma algébrica das capacidades de carga por ponta e atrito lateral.

$$Q_{ult} = \alpha_p * q_c * A_p + \alpha_f * \frac{q_c}{\alpha_s} * A_l \tag{2.9}$$

em que:

α_p *e* α_s são coeficientes variantes conforme o tipo de solo no qual a estaca está inserida (Tabelas 12 e 13);

q_c é a resistência unitária de ponta do penetrômetro estático na camada portante;

α_f é um coeficiente variante conforme o tipo de estaca (equivalente à 0,85 para estacas escavadas com diâmetro inferior à 1,50 m);

Tabela 12 – Coeficiente α_p.

Tipo de Solo	α_p
Argila	0,50
Silte	0,45
Areia	0,40
Pedregulho	0,35

Fonte: Philipponnat (1980)

Tabela 13 – Coeficiente α_s.

Tipo de Solo	α_s
Argila, Argila Calcária	50
Silte, Argila Arenosa, Areia Argilosa	60
Areia pouco Compacta	100
Areia Medianamente Compacta	150
Areia Compacta, Pedregulhos	200

Fonte: Philipponnat (1980)

2.6.6 Correlação entre os ensaios CPT e SPT

Alguns dos métodos de previsão de capacidade de carga e de previsão de recalques apresentados anteriormente têm como base de cálculos, resultados provindos do ensaio CPT. Cada um dos autores destes métodos propõem diferentes maneiras de correlacionar os índices do ensaio CPT com resultados provindos de um ensaio SPT, pelo fato deste último ser de amplo uso no Brasil.

Pelo fato desta pesquisa incluir comparações de assertividade e aplicabilidade de vários métodos de previsão de capacidade de carga, faz-se necessário que haja uma padronização na conversão dos resultados obtidos em ensaios SPT para os índices do

ensaio CPT. Assim sendo, nenhuma diferença numérica nos resultados entre os métodos proverá de diferenças entre correlações, mas sim da própria diferença entre as concepções dos métodos.

As Equações 2.10 e 2.11 foram utilizadas quando se fez necessário os usos de correlações entre os ensaios.

$$q_c = K * N \tag{2.10}$$

$$f_s = K * N * \alpha \tag{2.11}$$

em que:

q_c é a resistência de ponta unitária da estaca;

f_s é a resistência por atrito lateral unitária da estaca;

K e α são coeficientes de correlação;

N é o valor de N_{spt} na camada desejada.

A Tabela 14 apresenta os parâmetros-base K e α propostos por Velloso e Lopes (2010), que foram utilizados em todos os casos em que se façam necessárias correlações.

Tabela 14 – Parâmetros para correlações entre ensaios CPT e SPT.

Tipo de Solo	**k (kPa)**	α (%)
Areia	600	1,40
Areia Siltosa	530	2,00
Areia Silto Argilosa	530	2,40
Areia Argilosa	530	3,00
Areia Argilo Siltosa	530	2,80

Fonte: *adaptado de* Velloso e Lopes (2010)

2.7 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS À TRAÇÃO

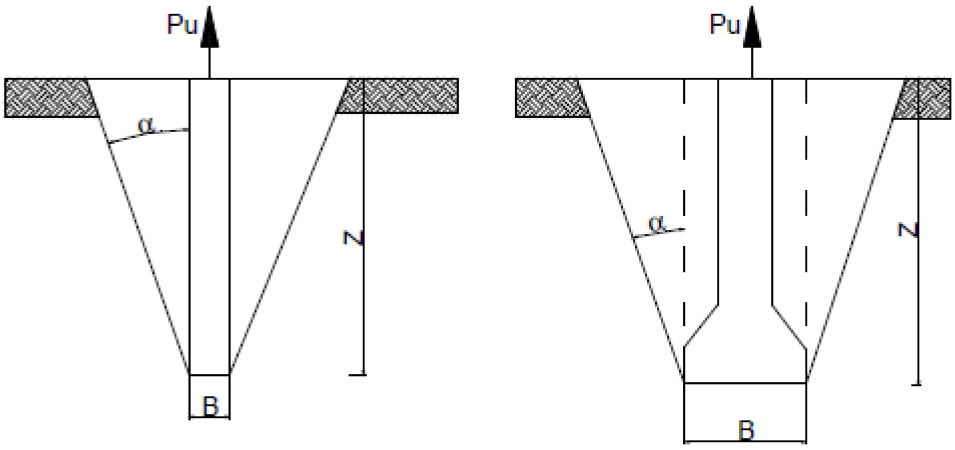
A seguir são apresentados os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas à tração considerados relevantes para a execução desta pesquisa. O critério de escolhas dos métodos a serem utilizados baseou-se nos critérios presentes na escolha dos métodos de capacidade de carga à compressão de estacas.

2.7.1 Método do Tronco de Cone (ou de Pirâmide)

Este método considera a resistência à tração de uma estaca a soma algébrica de seu peso próprio com o peso do solo contido em um tronco de cone ao redor da estaca,

cuja base menor equivale à base da fundação e a base maior se abre até o encontro com a superfície, com uma geratriz formando um angulo α com a vertical (Figura 16).

Figura 16 – Tronco de cone com peso do solo.



Fonte: Paschoalin Filho (2008).

A capacidade de carga última da fundação à tração é dada pela Equação 2.12.

$$Q_u = Q_f + Q_s \tag{2.12}$$

em que:

Q_u é a capacidade de carga última da estaca à tração;

Q_f é o peso próprio da fundação;

Q_s é o peso de solo contido no tronco de cone.

Para fundações de base circular e diâmetro ϕ, têm-se:

$$Q_u = Q_f + C_1 * Z + C_2 * Z^2 + C_3 * Z^3 \tag{2.13}$$

em que:

$C_1 = (\pi/4) * \phi^2 * \gamma$;

$C_2 = (\pi/2) * \phi * \gamma * \tan\alpha$;

$C_3 = (\pi/3) * \gamma * \tan^2\alpha$;

Z é o comprimento da fundação.

Orlando e Vargas (1985) apud Orlando e Maffei (1999), fazendo analogia do método do tronco de cone com a teoria da resistência lateral, em areias fofas, propõem a seguinte Equação para determinação do ângulo α, em tubulões sem base alargada:

$$\alpha = \arctan[-\frac{3}{4} * (\frac{\phi}{Z}) + \sqrt{\frac{9}{16} * (\frac{\phi}{Z})^2 + \frac{3_{ca}}{\gamma} * \frac{1}{Z} * (\frac{\phi}{Z}) + \frac{3 * K_{ht} * \tan\delta}{2} * (\frac{\phi}{Z})}] \quad (2.14)$$

em que:

C_a é a adesão solo-estaca;

δ é o ângulo de atrito solo-estaca;

K_{ht} é o coeficiente de empuxo horizontal na tração no contato solo-estaca.

Campelo (1994) realizou uma compilação de coeficientes α obtidos por diversos autores (Tabela 15). Nesta mesma Tabela foram acrescentados os dados obtidos por Paschoalin Filho (2008) em seus estudos.

Tabela 15 – Valores de α obtidos por diversos autores

Autor	**Fundação**	**Local**	**Solo**	Q_u **(kN)**	α **(º)**
Monteiro (1985)	Estaca Escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	80	15,7
	Estaca Escavada			120	-
Matos (1989)	Estaca Escavada	Cachoeirinha (SP)	Argila silto arenosa	11	9,8
	Estaca Escavada			21	7,7
C. & S. (1990)	Estaca Escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	150	9,8
Carvalho (1991)	Estaca Escavada	São Carlos (SP)	Areia porosa argilosa	387	6,1
	Estaca Escavada			440	6,3
	Estaca Escavada			478	6,2
Carvalho & Albieiro (1994)	Estaca Escavada	Ilha Solteira (SP)	Areia porosa argilosa	155	10
Paschoalin Filho (2008)	Estaca Escavada	Campinas (SP)	Argila arenosa e Silte argilo arenoso	700	7,5
	Estaca Escavada			600	6,8
	Estaca Escavada			630	7,03

Fonte: *adaptado de* Paschoalin Filho (2008).

Como o valor exato de α obtido pelo método do tronco de cone só é conhecido *à posteriori*, através de resultados de prova de carga, não faz sentido em pensar-se em um método de "previsão"de capacidade de carga, sem que se tenha os valores dos parâmetros *à priori*,

pois, ao invés de se ter uma "previsão", passa-se a ter uma "comprovação"(CAMPELO, 1994). Ademais, não há condições de correlacionar o ângulo α com parâmetros geométricos (da fundação) e geotécnicos (do solo), em virtude do grande número de fatores envolvidos em sua determinação (DANZIGER, 1983).

2.7.2 Método do Cilindro de Atrito

Este método, em relação ao anterior, corresponde a um avanço no tocante às hipóteses consideradas. Neste caso, além do peso próprio da fundação e do peso do solo atuando sobre esta, considera-se também uma parcela de atrito desenvolvida no contato fundação-solo, para fundações sem base alargada, ao longo de toda a superfície de ruptura. A superfície de ruptura considerada neste método é cilíndrica e possui base e altura iguais a da fundação, tanto para casos de presença de base alargada ou não (PASCHOALIN FILHO, 2008).

A capacidade de carga última da fundação pode ser definida como a soma algébrica do peso próprio da fundação, o peso do solo contido em um cilindro hipotético e as tensões de atrito ou adesão ao longo da superfície de ruptura (Equação 2.15).

$$Q_u = Q_f + Q_s + Q_{lu} \tag{2.15}$$

em que:

Q_u é a capacidade de carga última da estaca à tração;

Q_f é o peso próprio da fundação;

Q_s é o peso de solo deslocado pela fundação (considerado nulo no caso de fundações sem base alargada);

Q_{lu} é a resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura cilíndrica.

Poulos e Davis (1980) definem a tesão de cisalhamento máxima unitária (τ_s) na superfície ao longo do fuste em uma estaca vertical obedecendo-se a Lei de Coulomb:

$$\tau_s = c_a + \sigma_h * \tan\delta \tag{2.16}$$

em que:

τ_s é a tensão de cisalhamento;

σ_h é a tensão horizontal no contato solo-estaca.

Assim, a resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura cilíndrica é definida como a ampliação da tensão de cisalhamento da Equação acima por toda a área lateral da estaca:

$$Q_{lu} = \tau_s * A_s \tag{2.17}$$

em que:

A_s é a área lateral da estaca.

Desse modo, pode-se resumir a Equação 2.15 do seguinte modo, para estacas escavadas:

$$Q_u = Q_f + (c_a + \sigma'_v * K_s * \tan\delta) * A_s \tag{2.18}$$

em que:

σ'_v é a tensão vertical efetiva na profundidade de análise;

K_s é o coeficiente de empuxo modificado.

2.7.3 Método de Meyerhoff (1973)

Meyerhof (1973) generalizou seu método simplificado e semiempírico para estimativa da resistência ao arrancamento de fundações submetidas a esforços puramente axiais, para o caso de estacas submetidas a esforços de tração excêntrica e esforços axiais de tração inclinada.

A capacidade de carga de estacas submetidas a esforços de arrancamento pode ser expressa pela Equação 2.19.

$$Q_u = (C_a + \sigma_{vm} * K_u * \tan\delta) * A_l + Q_f \tag{2.19}$$

em que:

Q_u é a capacidade de carga última da estaca à tração;

C_a é a adesão solo-estaca;

σ_{vm} é a tensão efetiva vertical média;

K_u é o coeficiente de arrancamento;

δ é o ângulo de atrito solo-estaca;

A_l é a área lateral da estaca;

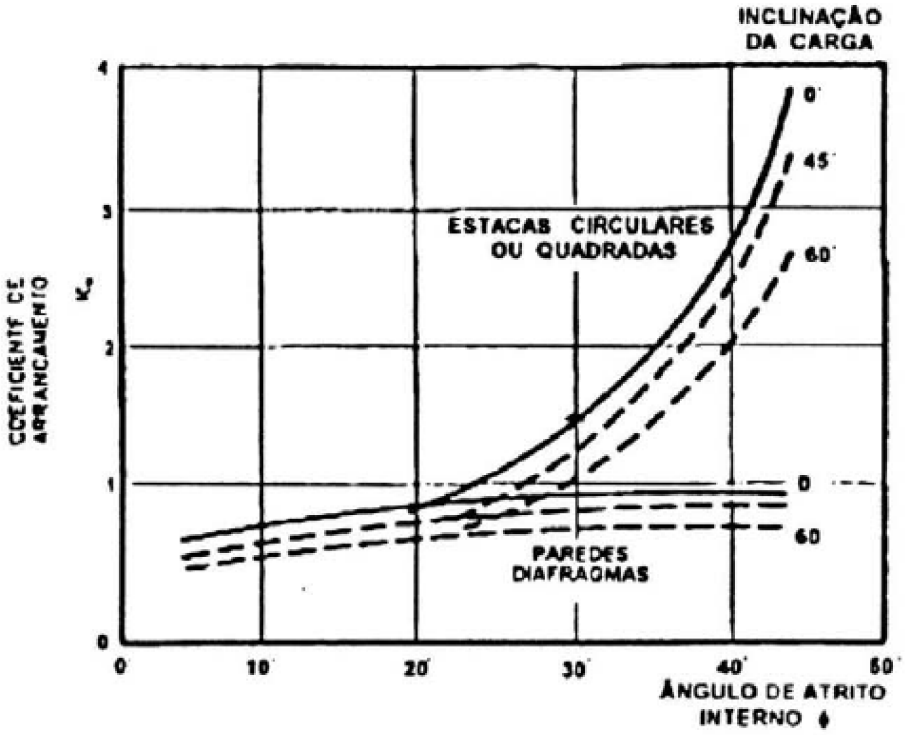
Q_f é o peso próprio da fundação.

Para a utilização deste método, é usual considerar o valor da adesão solo-estaca (C_a) e o ângulo de atrito solo-estaca (δ) como sendo, respectivamente, iguais aos valores

da coesão do solo e de seu ângulo de atrito, obtidos por meio de ensaios triaxiais lentos drenados (PASCHOALIN FILHO, 2008).

A Figura 17 apresenta os valores sugeridos por Meyerhof (1973) para o coeficiente de arrancamento, para estacas escavadas.

Figura 17 – Coeficientes de arrancamento K_u teóricos para estacas escavadas.



Fonte: Meyerhof (1973).

2.7.4 Método de Levacher & Sieffert (1984)

Levacher e Sieffert (1984) propõem uma Equação para avaliação da capacidade de carga última à tração em estacas executadas em areias, cujo resultado varia conforme método de instalação da estaca.

Os estudos foram baseados em resultados de ensaios anteriores em modelos reduzidos, constituídos por estacas de aço tubulares com diâmetro de 35 mm e 0,90 m de comprimento.

Os autores admitem uma distribuição triangular de tensões laterais. A capacidade de carga última por tração é dada pela Equação 2.20.

$$Q_u = 0,5 * K_0 * \gamma * p * \tan\phi * Z^2 * K_{mo} \tag{2.20}$$

em que:

Q_u é a capacidade de carga última da estaca à tração;

K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso do solo;

p é o perímetro da estaca;

ϕ é o ângulo de atrito do solo;

Z é o comprimento da estaca;

K_{mo} é o coeficiente do método executivo da estaca, equivalente à 2,4 para estacas escavadas (LEVACHER; SIEFFERT, 1984).

2.8 RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Nesta seção estão descritos alguns métodos utilizados para se estimar o recalque em fundações em estacas. Os critérios de seleção dos métodos utilizados neste trabalho coincidem com os utilizados na seção de métodos de capacidade de carga.

Os métodos discutidos nesta seção foram úteis para entender a mecânica das estacas, a interação solo-estaca e as limitações dos métodos de análise. A análise de recalques é essencial para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas construídas sobre estacas e, portanto, sua importância não pode ser subestimada.

2.8.1 Método de Poulos & Davis (1980)

Poulos e Davis (1980), durante estudos teóricos sobre o comportamento carga *vs* recalque de estacas, baseado nos estudos elásticos de Mindlin, obtiveram uma solução para estacas compressíveis em solo de espessura finita e com base em material resistente, além de considerar diferentes valores para o coeficiente de Poisson, chegando à uma fórmula geral para a estimativa de recalques em uma estaca isolada sob carga axial (Equação 2.21).

$$s = \frac{Q * I}{E * \phi} \tag{2.21}$$

em que:

s é o recalque na estaca isolada;

Q é a carga axial atuante na estaca;

I é um fator de influência;

E é o módulo de elasticidade do solo;

ϕ é o diâmetro da estaca.

O fator de influência I pode ser definido pela Equação 2.22:

$$I = I_0 * R_k * R_h * R_v * R_b \tag{2.22}$$

em que:

I_0 é o fator de influência para estaca incompressível em um meio semi-elástico (Figura 18a);

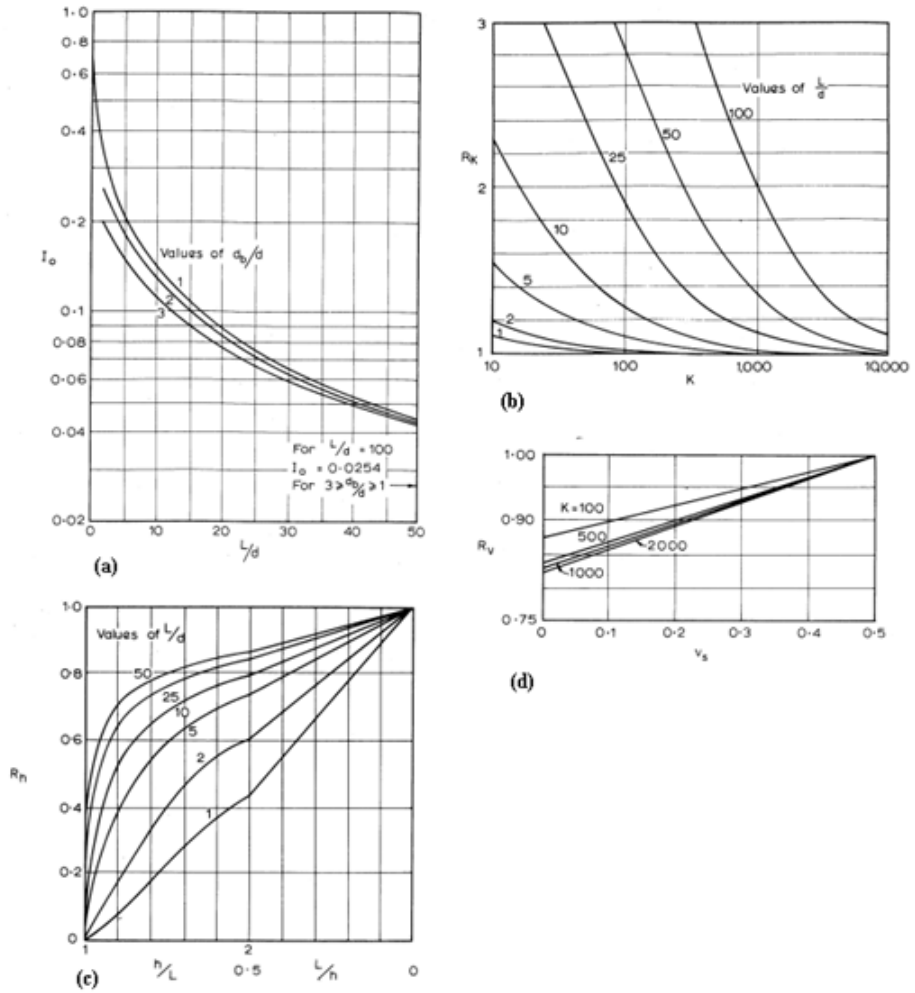
R_k é o fator de correção para a compressibilidade da estaca, em função do fator de rigidez K (Figura 18b);

R_h é o fator de correção para a espessura finita (h) do solo compressível (Figura 18c);

R_v é o fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (Figura 2.22d);

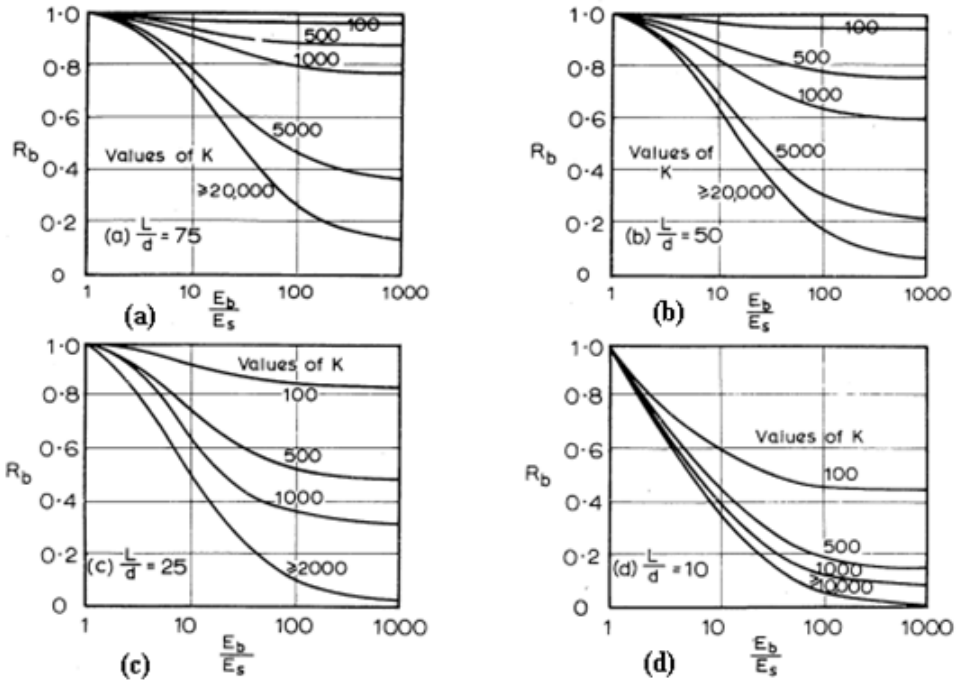
R_b é o fator de correção para a base apoiada em solo mais rígido (Figura 19).

Figura 18 – Parâmetros para cálculo do recalque da estaca.



Fonte: *adaptado de* Poulos e Davis (1980).

Figura 19 – Parâmetros para cálculo do recalque da estaca em solo mais rijo.



Fonte: *adaptado de* Poulos e Davis (1980).

2.8.2 Método de Cintra & Aoki (2011)

O método de previsão de recalques proposto por Cintra e Aoki (2011) é baseado na teoria da elasticidade. O cálculo do recalque na estaca é obtido levando-se em conta as deformações da estaca, como material, e do solo da fundação, chegando-se assim no deslocamento total (s).

Para o encurtamento elástico da estaca, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado, tendo em consideração as seguintes hipóteses (PRUNUNCIATI; GARCIA; RODRIGUEZ, 2018):

1. A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral, ou seja, um valor intermediário e menor entre a resistência lateral e a capacidade de carga da estaca;

2. Desta forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta da estaca;

3. A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Sendo assim, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu respectivo atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Com a aplicação da Lei de Hooke, pode-se obter o encurtamento elástico na estaca (Equação 2.23).

$$\rho_c = \frac{1}{A * E_c} * \sum(Q_i * L_i) \tag{2.23}$$

em que:

ρ_c é o encurtamento elástico da estaca;

A é a área da seção transversal da estaca;

E_c é o módulo de deformabilidade do concreto da estaca;

Q_i é o esforço normal médio na camada "i";

L_i é o comprimento da camada "i".

O acréscimo de tensões em uma camada de solo, devido à parcela de carga que chega na ponta da estaca é dada pela Equação 2.24 (CINTRA; AOKI, 2011).

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 * Q_p}{\pi * (\phi + h + \frac{H}{2})^2} \tag{2.24}$$

em que:

$\Delta\sigma_p$ é o acréscimo de tensões devido à parcela de carga na ponta da estaca;

Q_p é a reação de ponta da estaca;

ϕ é o diâmetro da estaca;

h é distância entre o ponto de aplicação de carga, até o topo da camada H;

H é a espessura da camada subjacente.

A propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca é feita na proporção de 1:2 (Figura 20).

O acréscimo de tensões no solo devido à mobilização por atrito lateral da estaca, ao longo de uma camada "i"pode ser calculado pela Equação 2.25.

$$\Delta\sigma_l = \frac{4 * Q_{li}}{\pi * (\phi + h + \frac{H}{2})^2} \tag{2.25}$$

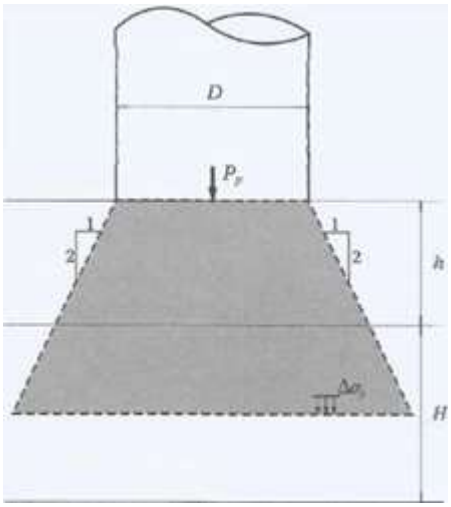
em que:

$\Delta\sigma_l$ é o acréscimo de tensões devido à parcela de atrito lateral da estaca;

Q_{li} é a resistência por atrito lateral da estaca.

O acréscimo total de tensões na linha média da camada H acima da superfície indeslocável é dado pela soma das Equações 2.24 e 2.25.

Figura 20 – Propagação de tensões devido à reação de ponta da estaca.



Fonte: Cintra e Aoki (2011)

.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum_{i=1}^{n} \Delta\sigma_l \tag{2.26}$$

em que:

$\Delta\sigma$ é o acréscimo total de tensões na linha média da camada H.

Admitindo-se a variação de tensões com as deformações de forma linear, torna-se possível calcular o recalque do solo (Equação 2.27).

$$s = \sum(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H) \tag{2.27}$$

em que:

E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo.

O módulo E_s pode ser obtido pela seguinte expressão (JANBU, 1963):

$$E_s = E_0 * (\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0})^n \tag{2.28}$$

em que:

E_0 é o módulo de deformabilidade da camada de solo antes da execução da estaca;

σ_0 é a tensão geostática no centro da camada;

n é equivalente à 0,5 para materiais granulares e 0 para argilas duras e rijas.

Para a obtenção de E_0, Cintra e Aoki (2011) recomendam:

- $E_0 = 6 * K * N_{spt}$ para estacas cravadas;

- $E_0 = 4 * K * N_{spt}$ para estacas do tipo hélice contínua;
- $E_0 = 3 * K * N_{spt}$ para estacas escavadas.

em que K é um coeficiente que relaciona os ensaios CPT e SPT (Tabela 14).

2.8.3 Método de Vésic (1975)

Vesic (1975) apud Albuquerque (2001) propõem um método de previsão de recalques baseado na forma do diagrama de distribuição de atrito lateral ao longo do fuste da mesma. O recalque é discretizado como a soma algébrica de três parcelas (Equação 2.29).

$$s = s_e + s_p + s_f \tag{2.29}$$

em que:

s é o recalque da estaca;

s_e é o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

s_p é o recalque do solo devido à carga na ponta da estaca;

s_f é o recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste da estaca.

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca pode ser definido através da Equação 2.30.

$$s_e = (Q_p + \alpha_{ss} * Q_{lat}) * \frac{L}{A * E_c} \tag{2.30}$$

em que:

Q_p é a carga na ponta da estaca no início do carregamento;

α_{ss} é um parâmetro que depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (Figura 21);

Q_{lat} é a carga lateral da estaca no início do carregamento;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção transversal da estaca;

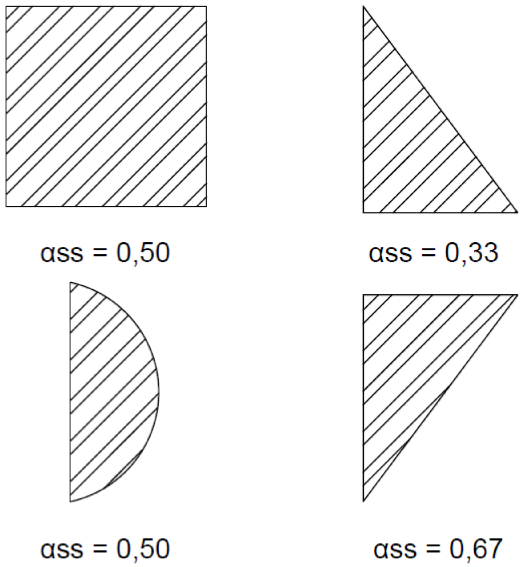
E_c é o módulo de elasticidade do material da estaca.

O recalque no solo devido à ponta da estaca pode ser definido pela Equação 2.31.

$$s_p = \frac{C_p * Q_p}{\phi * q_p} \tag{2.31}$$

em que:

Figura 21 – Modos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca.



Fonte: Autor (2024)

.

C_p é um coeficiente variante conforme o tipo de solo e estaca;

Q_p é a reação de ponta da estaca;

ϕ é o diâmetro da estaca;

q_p é a carga na ponta no estágio de carregamento.

Os autores propõem valores para os coeficientes C_p (Tabela 16).

Tabela 16 – Valores sugeridos para o coeficiente C_p.

Tipo de Solo	**Estaca Escavada**
Areia (densa à fofa)	0,09-0,18
Argila (rija à mole)	0,04-0,08
Silte (denso à fofo)	0,09-0,12

Fonte: Vesic (1975) *apud* Albuquerque (2001)

.

O recalque no solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste pode ser obtido pela Equação 2.32.

$$s_f = \frac{C_s * Q_{lat}}{L * q_p} \tag{2.32}$$

em que:

C_s é um parâmetro de cálculo;

Q_{lat} é a carga lateral da estaca no início do carregamento.

O parâmetro C_s é obtido por meio da Equação 2.33.

$$C_s = (0,93 + 0,16 * \sqrt{\frac{L}{\phi}}) * C_p \tag{2.33}$$

2.8.4 Método de Randolph & Wroth (1978)

Randolph e Wroth (1978) apresentam uma solução aproximada para o processo de transferência de carga ao solo por parte de uma estaca isolada carregada axialmente, com base na solução de Boussinesq para um semi-espaço elástico. A Equação 2.34 apresenta a proposta.

$$\frac{Q}{G_L * r_0 * s} = \frac{\frac{4*\eta}{(1-v)*\xi} + \rho * \frac{2*\pi}{\varsigma} * \frac{\tanh(\mu*L)}{\mu*L} * \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi*\lambda} * \frac{4*\eta}{(1-v)*\xi} * \frac{\tanh(\mu*L)}{\mu*L} * \frac{L}{r_0}} \tag{2.34}$$

em que,

Q é carga no topo da estaca;

G_L é o módulo cisalhante do solo a uma profundida Z igual à L;

r_0 é o raio da estaca;

s é o recalque no topo da estaca;

$\eta = r_b r_0$, onde r_b é o raio da ponta da estaca;

v é o coeficiente de Poisson do solo;

$\xi = G_L G_b$, onde G_b é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

$\rho = G G_L$, onde G é o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

ζ é o máximo raio de influência;

$\lambda = E_{P,RW} G_L$, onde $E_{P,RW}$ é o módulo de elasticidade do material da estaca;

μ é um parâmetro de cálculo; e L é o comprimento da estaca.

O máximo raio de influência (ζ) é definido pela seguinte expressão:

$$\zeta = \ln\left(\frac{L * (0.25 + \xi * (2,5 * \rho * (1 - v) - 0,25)}{r_0}\right) \tag{2.35}$$

O parâmetro de cálculo μ é definido pela Equação 2.36.

$$\mu = \frac{L}{r_0 * \sqrt{2}} * \frac{1}{L * \varsigma * \lambda} \tag{2.36}$$

Os autores simplificaram a Equação 2.34, ignorando o segundo termo (da ordem de 10^{-2}), compensando-o ignorando-se a contribuição do termo referente à ponta (ALBUQUERQUE, 2001):

$$\frac{Q}{G_L * r_0 * s} = \rho * \frac{2 * \pi}{\varsigma} * \frac{L}{r_0} * \frac{\tanh(\mu * L)}{\mu * L} \tag{2.37}$$

Que pode ser escrita da seguinte maneira:

$$s = \frac{Q}{\frac{2*\pi}{\varsigma} * L * G_L * \rho * \frac{\tanh(\mu*L)}{\mu*L}} \tag{2.38}$$

2.9 Extrapolação da curva carga *vs* recalque

Durante a realização do ensaio de prova de carga, a curva carga *vs* recalque resultante do ensaio pode não apresentar ruptura nítida da fundação, ou seja, não é claramente possível distinguir uma carga de ruptura. Nestes casos, faz-se necessário a utilização de métodos de extrapolação da curva carga *vs* recalque.

A extrapolação da curva carga-recalque é uma técnica utilizada para prever a resposta de uma fundação à carga a longo prazo. A curva carga-recalque é gerada a partir de ensaios de prova de carga realizados em uma fundação, e a extrapolação permite avaliar a resposta da fundação após o término dos ensaios. A extrapolação é baseada em modelos teóricos que descrevem a relação entre carga e recalque, levando em consideração fatores como o tipo de solo, a profundidade da fundação, e as propriedades mecânicas do solo.

As extrapolações de curvas carga *vs* recalque realizadas neste trabalho foram feitas com auxílio de planilha eletrônica, elaborada por Schiavon (2013).

2.9.1 Método de Van der Veen (1953)

Um dos métodos mais comumente utilizados para se extrapolar a curva carga *vs* recalque é o método de Veen (1953), com parâmetros modificados por Aoki, expresso pela Equação 2.39.

$$Q = Q_{ult} * (1 - e^{-\alpha * s}) \tag{2.39}$$

em que:

Q_{ult} é a capacidade de carga ou assíntota, em kN;

α é um parâmetro de cálculo, modificado por Aoki;

s é o recalque, em mm.

2.9.2 Método de Chin (1970)

O método de Chin (1970) também permite extrapolar a curva carga *vs* recalque com pontos obtidos através do ensaio de prova de carga, através da Equação 2.40.

$$Q = \frac{Q_{ult} * s}{s + (Q_{ult} * b)} \tag{2.40}$$

em que:

Q_{ult} é a capacidade de carga ou assíntota, em kN;

b é um parâmetro de cálculo;

s é o recalque, em mm.

As funções acima também podem ser empregadas como modelos t-z e q-z, ou seja, funções que relacionam as resistências unitárias por atrito lateral e de ponta com o deslocamento no topo da estaca.

2.10 INSTRUMENTAÇÃO DE ESTACAS

A prova de carga estática sem instrumentação provem uma informação única sobre o comportamento das fundações em estaca, a relação entre carga e recalque para o elemento na totalidade. Com a instrumentação, é possível discretizar essa relação, estabelecendo quais parcelas do carregamento estão sendo resistidas por determinada parte da fundação.

A principal técnica de instrumentação utilizada atualmente em estacas se dá por meio do uso de extensômetros de resistência elétrica, que tem seu funcionamento baseado no princípio da variação da resistência com a deformação do fio presente no extensômetro. O circuito a ser utilizado na pesquisa é do tipo conhecido como ponte de *Wheatstone* e, também, o mais difundido dentre as aplicações de extensometria (HOFFMANN et al., 1989).

O funcionamento de um *strain gage* é baseado na propriedade da resistência elétrica dos materiais, que mudam quando são submetidos a tensão ou deformação. O *strain gage* é feito de um material elétrico condutor e é colocado em uma forma em zigue-zague na superfície do material a ser medido. Quando o material é submetido a tensão, o *strain gage* se deforma, mudando sua resistência elétrica (Equação 2.41). Essa mudança na resistência pode ser medida e convertida em uma leitura de deformação.

$$\varepsilon = \frac{\Delta R}{R * K} \tag{2.41}$$

em que:

ε é a deformação;

ΔR é o alongamento ou encurtamento que iniciou a variação da resistência elétrica, em ohm;

R é a resistência elétrica original do *strain gage*, em ohm;

K é coeficiente do *strain gage*, fornecido pelo fabricante.

Com este valor de deformação obtido do strain gage, através de equipamentos de leitura, é possível relaciona-lo à tensão atuante na estaca, no local onde a instrumentação se localiza, através da Lei de Ohm (Equação 2.42).

$$\sigma = E * \varepsilon \tag{2.42}$$

em que:

σ é a tensão atuante no local da instrumentação, em kPa;

E é o módulo de elasticidade do material onde se encontra localizado o *strain gage*, em kPa;

ε é a deformação obtida do *strain gage*.

A tensão obtida por meio da Lei de Hooke e das leituras de deformações provenientes dos *strain gages* é crucial para a construção das curvas de transferência de carga das estacas. Com essas curvas, foi possível compreender o comportamento da carga ao longo do elemento de fundação, além de se entender como cada seção da estaca a compressão (topo, meio e ponta) foi mobilizada, quantitativamente.

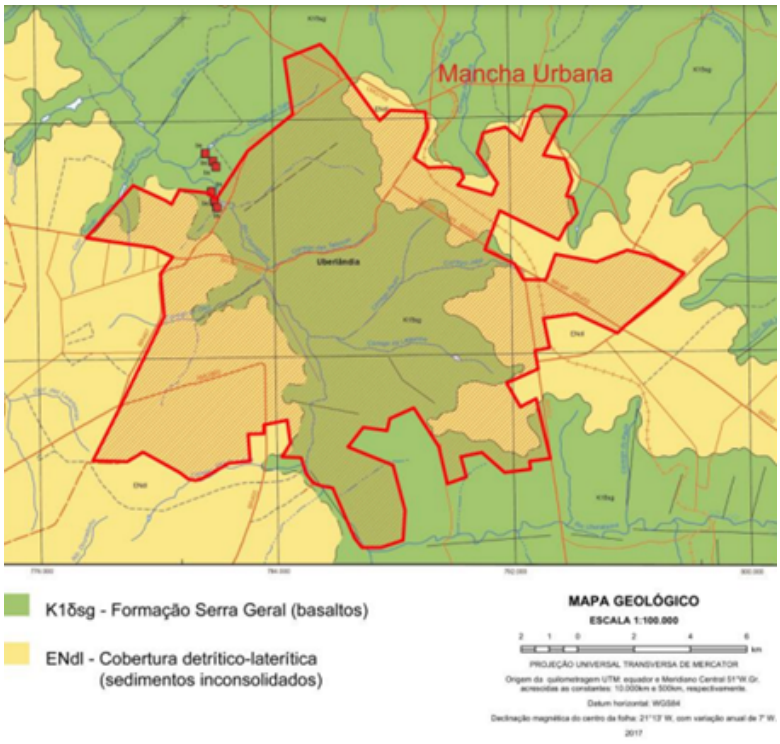
3 MATERIAL E MÉTODOS

A presente pesquisa foi desenvolvida no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Federal de Uberlândia (CEMSF), no Campus Santa Mônica. O Campo Experimental foi caracterizado, anteriormente à execução do presente trabalho, através de investigações geotécnicas, ensaios relacionados à colapsibilidade do solo, provas de carga in-situ e inundadas e ensaios laboratoriais, conforme trabalhos realizados por Oliveira (2022) e Lopes (2023).

3.1 GEOGRAFIA E GEOLOGIA DE UBERLÂNDIA (MG)

De acordo com o mapeamento geológico feito pelo Projeto Triângulo Mineiro, em 2017, desenvolvido pela CODEMIG em parceria com o Instituto de Geociências da UFMG, constata-se que as rochas na região da cidade de Uberlândia pertencem ao Grupo São Bento, na Bacia do Paraná, oriundas da Formação Serra Geral. Dentro dos limites do município, foi registrada a ocorrência de outras formas geológicas, como a Cobertura Detrítico-Laterítica, composta por sedimentos inconsolidados (Figura 22).

Figura 22 – Mapa geológico da região de Uberlândia (MG).



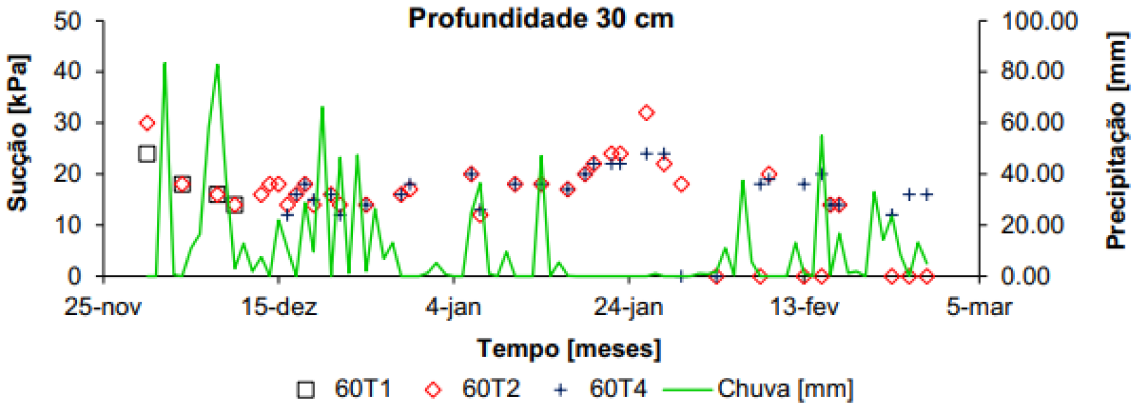
Fonte: adaptado de CODEMIG/IGC-CPMTC-UFMG (2017).

O regime pluviométrico em Uberlândia é bem caracterizado: as chuvas concentram-

se de outubro à março, representando 86,7 % do total da precipitação anual. O mês com a maior média é dezembro (318,9 mm) seguido por janeiro (311,6 mm). Os meses com as menores médias são junho e agosto, com 15,3 e 8,7 mm, respectivamente (SILVA; ASSUNÇÃO, 2004).

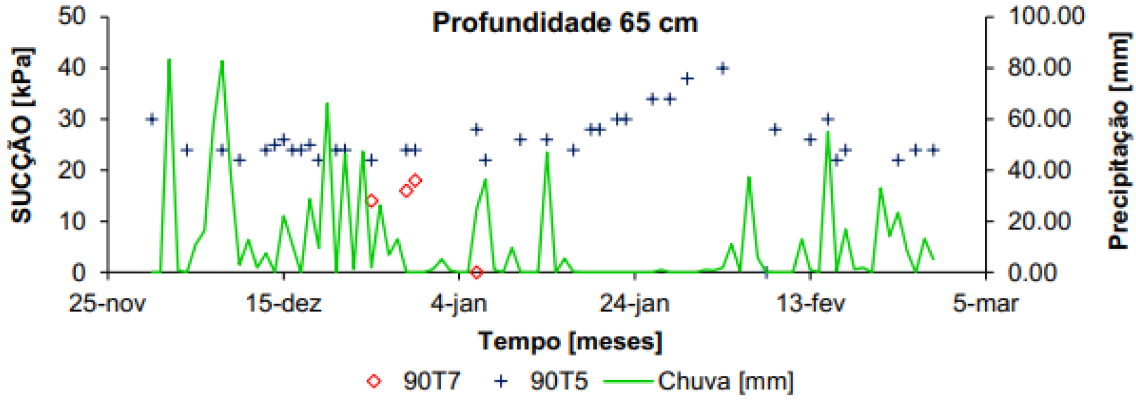
Oliveira (2022) realizou medições de succções no CEMSF via tensometria. As Figuras 23 e 24 evidenciam a variação da sucção em profundidades de até 85 cm com a precipitação. Em períodos chuvosos, nota-se a redução da sucção, sendo que o inverso ocorre em períodos de estiagem (abril à setembro). A resposta à precipitação ocorre mais imediatamente nas camadas superiores, indicando que as camadas mais profundas demoram mais para absorver a água proveniente de infiltrações. Estes gráficos demonstram como os parâmetros geotécnicos de um solo, com características colapsíveis, são alterados com a sazonalidade.

Figura 23 – Valores de sucção medidos na profundidade de 30 cm.



Fonte: Oliveira (2022)

Figura 24 – Valores de sucção medidos na profundidade de 65 cm.



Fonte: Oliveira (2022)

3.1.1 Investigação geológica

Durante o processo executivo das estacas escavadas, foram identificados vários fragmentos de rochas que, potencialmente, foram estudados a fim de elucidar o comportamento observado na PCE conduzida nesta pesquisa, na estaca isolada sujeita à compressão axial.

Em busca de se entender as origens dessa rocha (Figura 25), contatou-se professores do Departamento de Geologia da Universidade Federal de Uberlândia, com o intuito de se obter orientações quanto a formas de se caracterizar o material. Com uma avaliação tátil-visual realizada pelos professores, as rochas foram caracterizadas como ferricretes.

Figura 25 – Rochas do tipo ferricrete encontradas no CEMSF.



Fonte: Autor (2024)

Atualmente, duas diferentes propostas são mais aceitas para a definição de ferricretes:

1. Muitos cientistas utilizam o termo com um significado restrito para se referir aos produtos do acúmulo relativo de elementos poucos móveis, tais como ferro, alumínio, silício, elementos traços e minerais primários resistentes ao intemperismo. Estes elementos podem concentrar-se *in-situ* ou serem transportados à curta distâncias em solução na água percolante;

2. Schwarz (1996) restringe o termo a materiais essencialmente alóctones, impregnando e precipitando no saprolito ou sedimentos no sopé das vertentes, com sua posterior deposição na forma de cascalhos, seguido de cimentação por soluções enriquecidas em ferro no seu novo ambiente deposicional.

A fim de se entender a composição química dos ferricretes encontrados, foi sugerido que fosse realizada uma Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) em uma amostra, devidamente preparada para isso. O ensaio foi realizado no Instituto de Química da

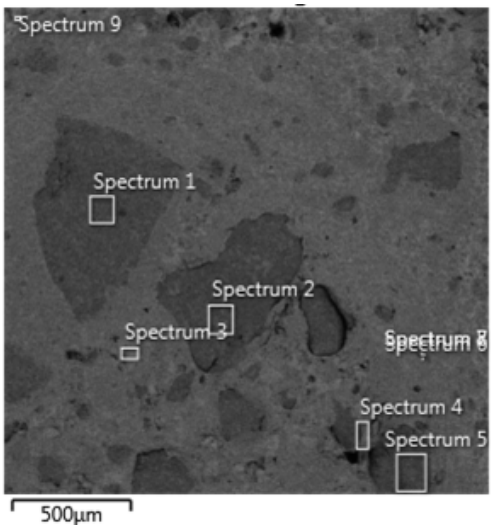
Universidade Federal de Uberlândia, com o auxílio de professores do Departamento de Geologia.

A Figura 26a apresenta o fragmento de ferricrete utilizado para análise via MEV e a Figura 26b mostra os respectivos espectros de análise ("*spectrum*"). Estes pontos foram escolhidos de modo a se obter gráficos de composição química de diferentes parcelas da rocha e, assim, interpretar a composição química total do fragmento.

Figura 26 – Pontos de análise da amostra de ferricrete ensaiada via MEV.



(a) Fragmento de ferricrete ensaiado.



(b) Espectros de análise via MEV.

Fonte: Autor (2024)

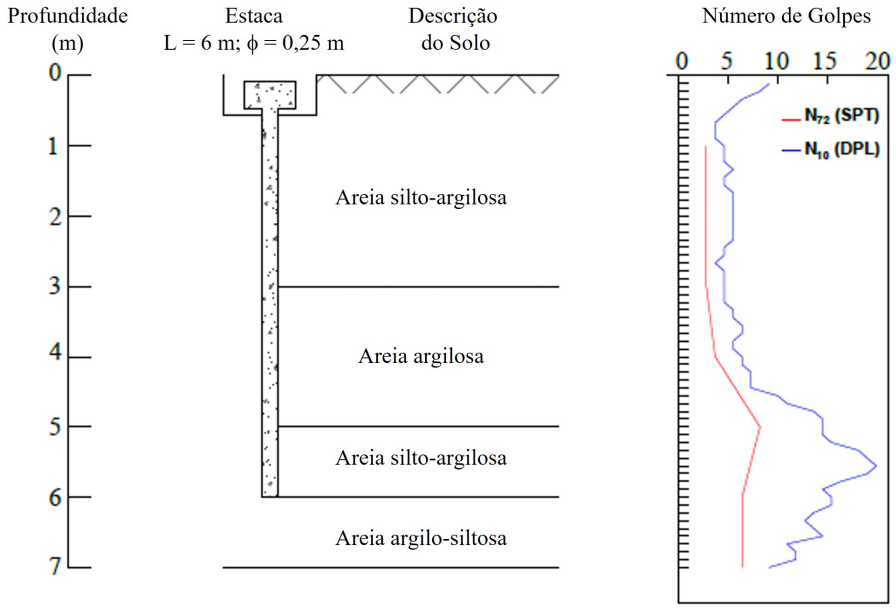
As regiões representadas pelos espectros 1,2,4 e 5 formam o que se chamam glébulas, que podem ser definidas como conglomerados de materiais cimentados por uma matriz. Através das análises dos gráficos que representam a composição química das glébulas, aferiu-se que estas são concentrações de quartzo (SEVERIN, 2004). Ademais, observa-se a presença de ferro e alumínio na composição, além do majoritário silício, caracterizando o material como ferricrete, conforme a primeira definição apresentada nesta seção.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Para a caracterização inicial do CEMSF, foram realizados diversos ensaios fim de que fosse possível obter parâmetros do solo, que seriam posteriormente utilizados nos modelos numéricos, tornando os mesmos mais representativos quanto às características dos solos que formam o local de ensaio.

O perfil geotécnico do solo é formado por areias argilosas, com parcela de silte, até a profundidade de 6 m e por areia silto-argilosa até a profundidade de 7 m (Figura 27). Tal perfil foi obtido através de caracterização via Limites de Atterberg por Oliveira (2022).

Figura 27 – Perfil geotécnico do CEMSF.



Fonte: Autor (2024)

A partir das curvas de compressão edométrica do solo, obtidas por Oliveira (2022) em ensaios edométricos duplos, em condição inundada e de umidade *in situ*, pode-se observar que, segundo a escala estabelecida por Jennings e Knight (1975) para avaliar o risco de colapso, o solo se encontra na categoria "Problemas Severos", com um potencial de colapso equivalente a 11%. Os parâmetros obtidos via ensaios edométricos duplos (Tabela 17) incluíram, além da tensão de pré-consolidação (e_0), a umidade do solo (w), parâmetros de compressibilidade (λ e κ), uma faixa de valores para o módulo edométrico (E_{0ed}). Através do módulo edométrico, Oliveira (2022) determinou o módulo de elasticidade, visando empregá-lo nas análises numéricas.

Tabela 17 – Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo.

Série de Ensaio	**w** **(-)**	e_0 **(-)**	σ_p **(kPa)**	λ **(-)**	κ **(-)**	E_{0ed} **(MPa)**
Seco ao ar	2%	0,91	530	0,092	0,009	1,8 - 17
Natural	7%	0,88	220	0,105	0,016	1,2 - 5,0
Inundado	16%	0,94	32	0,144	0,023	0,2 - 1,8

Fonte: Oliveira (2022)

Os parâmetros mecânicos e de compressibilidade dos solos que compõem o campo experimental (peso específico, coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), partindo do nível do terreno, estão dispostos na Tabela 18. Nesta Tabela também estão inclusas as propriedades do solo fofo abaixo da ponta da estaca, influenciadas pelo processo executivo de estacas escavadas, que pode acabar por formar material de

baixa resistência mecânica no fundo da escavação.

Tabela 18 – Parâmetros de resistência mecânica e compressibilidade dos solos do CEMSF.

		Resistência ao cisalhamento			**Compressibilidade**	
Condição do Ensaio	Profundidades (m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (º)	E (MPa)	ν (-)
Natural	0,00 a -6,00	16	9	23	12	0,35
	-7,00	16	10	30	15	0,35
Inundado	0,00 a -6,00[1]	16	0	23	3	0,35
	0,00 a -6,00	16	9	23	12	0,35
	-7,00	16	10	30	15	0,35

Fonte: *adaptado de* Oliveira (2022)

As descrições de como cada um dos ensaios, para caracterização dos solos presentes no CEMSF foram feitos, encontram-se na pesquisa de Oliveira (2022).

3.3 SONDAGENS DPL

Foram realizadas sondagens DPL, no campo experimental, ao menos uma vez por mês, em diferentes pontos, visando identificar a variação da resistência mecânica do solo do campo experimental e dos níveis d'água ao longo do ano, em decorrência dos fenômenos de sazonalidade do clima. Outro importante ponto também obtido via sondagens DPL é a obtenção de parâmetros, através de correlações.

As duas primeiras sondagens DPL realizadas após a aquisição do equipamento ocorreram em 11/10/2022 e 06/12/2022, respectivamente. Nestas duas primeiras sondagens, somente a medição do índice N_{10} ocorreu.

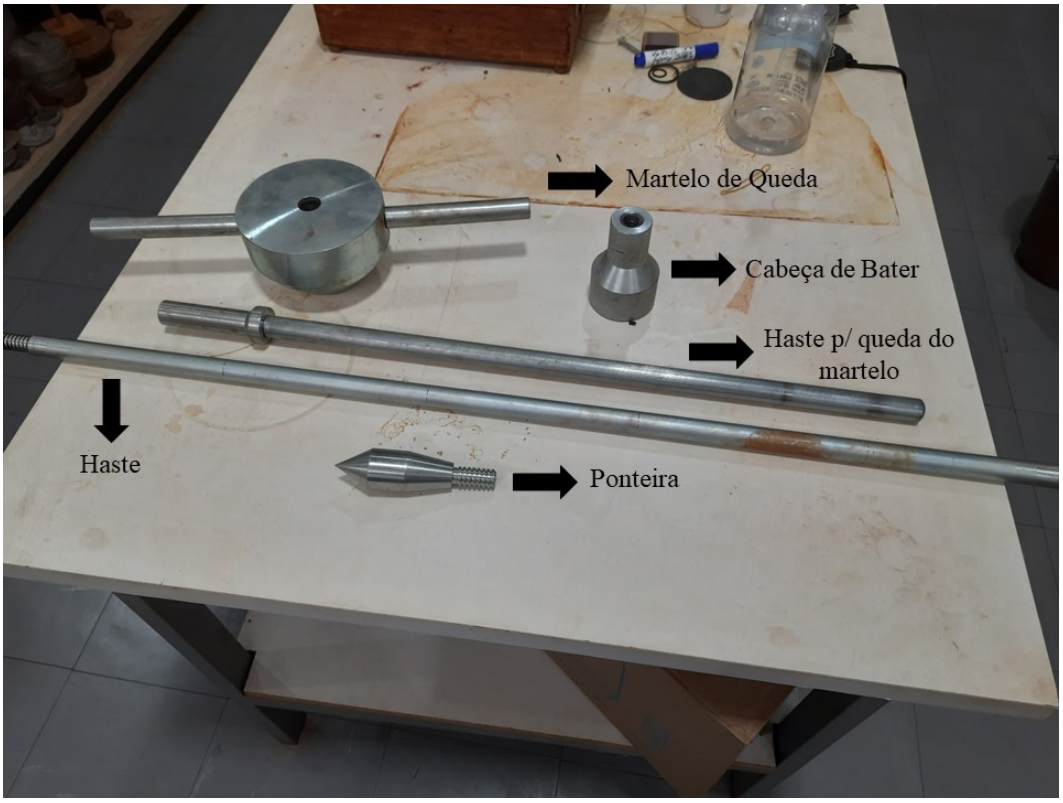
A partir da terceira sondagem, realizada em 16/01/2023, foi adaptado um tubo de PVC, com diâmetro nominal de 25 mm, para coleta de amostras deformadas no local onde a ponteira do DPL se localizava, a fim de obter o teor de umidade do solo em diferentes profundidades e, posteriormente, correlacioná-lo com a resistência fornecida pelo índice N_{10}. Portanto, o processo executivo de uma sondagem DPL se dava da seguinte maneira:

1. Posicionamento do equipamento, já com uma haste de 1 m de comprimento acoplada, no local do furo de sondagem;

2. Cravação da ponteira do DPL no furo de sondagem, a partir dos golpes do martelo, até 0,8 m (80 % da haste) e consequente medida dos índices N_{10} a cada 10 cm de cravação;

[1] Parâmetros para distanciamentos horizontais de até 1,5 m do fuste da estaca, onde ocorre a inundação.

Figura 28 – Equipamento DPL utilizado nas sondagens do CEMSF.



Fonte: Autor (2024)

3. Retirada da haste e da ponteira do furo de sondagem;
4. Inserção do tubo de PVC no furo de sondagem e retirada de amostra deformada através da ponta vazada do tubo;
5. Medição da massa das amostras deformadas em estado *in situ* para posterior obtenção de teor de umidade;
6. Adição de mais uma haste no equipamento para continuação da sondagem e repetição a partir do item 2.

3.4 SISTEMA DE REAÇÃO

Os sistemas de reação utilizados, compostos por estacas de reação, são fundamentais para garantir a estabilidade do sistema da prova de carga durante a aplicação da carga nas estacas teste, evitando que este colapse ou não funcione de maneira adequada. A escolha do diâmetro e comprimento adequados das estacas de reação soma-se à esse processo, de modo que é importante garantir que estas suportem a carga aplicada e não apresentem recalques excessivos. A inclusão de tirantes nas estacas possibilita a ligação com a viga de reação, proporcionando a transmissão da carga para o sistema de medição e aplicação de cargas.

O sistema de reação utilizado para a execução da prova de carga estática lenta na estaca teste é composto por duas estacas de reação. Cada uma destas estacas possui 40 cm de diâmetro e 6,50 m de comprimento em contato com o solo, além de tirantes inseridos em seus eixos, possibilitando a ligação destas estacas com a viga de reação.

Ambas as estacas de reação foram dimensionadas através de métodos de previsão de capacidade de carga já mencionados neste trabalho, admitindo-se que a resistência de ponta fosse nula, visto que este tipo de estaca trabalha majoritariamente por atrito lateral e, além disso, o processo de escavação pode gerar a queda de material fofo no local onde se localizou a ponta da estaca, comprometendo a respectiva capacidade de carga.

O esforço solicitante característico em cada estaca de reação foi aplicado à cada uma das estacas de reação por meio de tirantes monobarra INCO 28D, com as seguintes propriedades (Tabela 19), fornecidas pelo fabricante.

Tabela 19 – Propriedades do tirante monobarra INCO 28D.

Tirante monobarra	Diâmetro efetivo (mm)	Área efetiva (cm^2)	Carga Limite p/ Prova de carga (kN)
INCO 28D	32,6	8,35	416,5

Fonte: Oliveira (2022)

3.5 FUNDAÇÕES TESTE

As dimensões da estaca teste (comprimento e diâmetro) foram escolhidas com base, principalmente, na aplicabilidade deste tipo de fundação na prática das obras brasileiras e, também, de modo que, ao conduzir as provas de cargas, a fundação apresentasse níveis de deslocamentos significativos. Quanto aos aspectos normativos, as observações presentes na ABNT NBR 16903:2020, que trata de provas de carga estáticas em fundações profundas, foram admitidas.

3.5.1 Estaca teste à compressão

A estaca teste à compressão foi executada mediante perfuração por trado mecânico, sem uso de fluido estabilizante e em concreto armado, respeitando as especificações do Anexo I da ABNT NBR 6122:2022. Vale ressaltar que a parte estrutural da estaca foi dimensionada e executada conforme diretrizes da ABNT NBR 6118:2023.

O concreto utilizado na execução da estaca é da classe de resistência C25 (resistência à compressão de 25 MPa), com consumo mínimo de cimento na ordem de 280 kg/m^3 e fator água/cimento menor do que 0,6, inserido na classe de agressividade ambiental II, conforme ABNT NBR 6118:2023. A classe do aço empregado nas armaduras da estaca é

a classe CA-50, com resistência característica ao escoamento na tração (f_{yk}) igual à 500 MPa.

A estaca teste à compressão, para este trabalho, foi armada integralmente, com aço CA50, a fim de possibilitar a fixação das barras de instrumentação. A estaca teste foi dimensionada, estruturalmente, para uma carga duas vezes superior à carga de ruptura geotécnica, a fim de que este último modo de ruptura ocorra, sem danificar ou colapsar estruturalmente a estaca. O bloco de coroamento da estaca foi dimensionado conforme recomendações da ABNT NBR 6118:2023, com armadura de aço CA50 e concreto de f_{ck} igual à 25 MPa.

A seguir, é apresentado o detalhamento e quantitativo (Tabela 20) da armadura a ser empregada na estaca teste (Figura 29).

Tabela 20 – Quantitativo das armaduras da estaca teste.

Elemento	Tipo	Diâmetro (mm)	Quantidade	Comprimento (cm)	Total (cm)	CA-50A (kg)
Estaca 6 m	Longitudinais	10	4	610	2440	15,05
	Estribos	6,30	32	71,50	2288	5,61

Fonte: Autor (2024)

3.5.2 Estaca teste à tração

A característica dos materiais e o método executivo empregados na execução da estaca teste à tração segue a mesma recomendação dos utilizados na estaca à compressão. O concreto a ser utilizado na estaca possui resistência característica à compressão (f_{ck}) igual à 25 MPa e a classe do aço empregado nas armaduras da estaca é a classe CA-50, com resistência característica ao escoamento na tração (f_{yk}) igual à 500 MPa.

A estaca foi escavada, sem uso de fluído estabilizante, com 25 cm de diâmetro e 6 m de comprimento útil. No interior da estaca, de maneira centralizada, foi posicionado um tirante, modelo Threadbolt THB 36, com propriedades mecânicas descritas na Tabela 21. Esse tipo de tirante é produzido pelo processo de laminação à quente com ressaltos em forma de rosca helicodal de passo amplo.

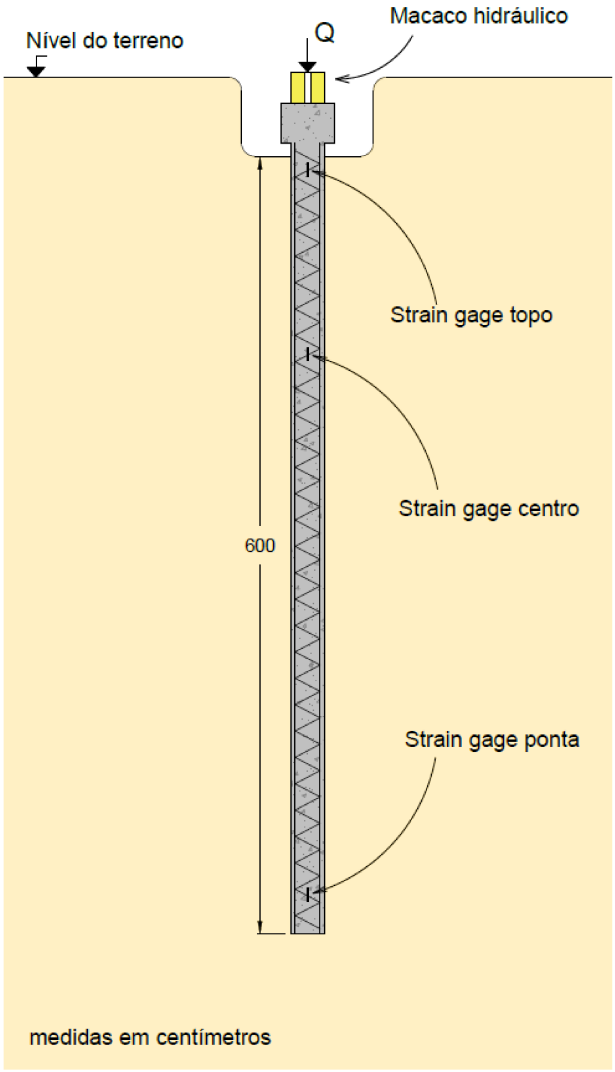
Tabela 21 – Propriedades do tirante monobarra THB 36.

Tirante monobarra	Diâmetro efetivo (mm)	Área efetiva (cm^2)	Carga Limite p/ Prova de carga (kN)
THB 36	38,00	9,98	526

Fonte: Autor (2024)

O tirante foi alocado integralmente pelo comprimento da estaca, de modo a garantir a transferência de carga do mesmo à todo o elemento de fundação. Em vias de buscar a

Figura 29 – Detalhamento da armadura da estaca teste.



Fonte: Autor (2024)

melhoria da transferência de carga do tirante à estaca, foi instalada uma placa de ancoragem, compatível com o modelo de tirante utilizado, na ponta da estaca, assemelhando-se à um *tieback*. A estaca foi instrumentada na ponta, de forma a aferir a totalidade ou não da transferência de carga ao longo do fuste.

3.5.3 Propriedades mecânicas do concreto das fundações

Conhecer os parâmetros mecânicos do concreto que compôs as fundações teste foi de crucial importância para este trabalho. Primeiramente, foi importante entender a partir de qual momento as fundações estariam prontas para serem ensaiadas, com o acompanhamento da resistência a compressão do concreto em diferentes idades. Este parâmetro também é relevante para a estimativa do módulo de elasticidade do elemento estrutural estaca.

Além disso, realizaram-se ensaios de compressão diametral, conforme especificações da ABNT NBR 7222:2011, no concreto utilizado para a execução das fundações testes. O intuito destes ensaios foi o de obter a resistência à tração deste concreto e, assim, através de correlações, estimar o ângulo de atrito e a coesão deste. Tais indíces são essenciais para a correta análise numérica do problema.

Pul et al. (2017) propõem as Equações 3.1 e 3.2 como maneira de correlacionar a resistência à tração de concretos com seus respectivos ângulos de atrito e coesões.

$$sen\phi = \frac{f_c - f_t}{f_c + f_t} \tag{3.1}$$

em que:

ϕ é o ângulo de atrito do concreto das fundações, em °;

f_c é a resistência a compressão do concreto;

f_t é a resistência à tração do concreto.

$$c = f_c * (\frac{1 - sen\phi}{2 * cos\phi}) \tag{3.2}$$

em que:

c é a coesão do concreto das fundações, em kPa;

f_c é a resistência a compressão do concreto, em kPa.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros mecânicos do concreto utilizado nas fundações teste.

	Idade					
	7 dias	**21 dias**	**28 dias**	**28 dias**		
Uso do concreto	f_c **(MPa)**	f_c **(MPa)**	f_c **(MPa)**	f_t **(MPa)**	ϕ **(°)**	c **(kPa)**
Estacas	18,9	25,0	27,5	2,89	54	4468
Blocos de coroamento	15,2	18,1	19,5	2,43	51	3452

Fonte: Autor (2024)

Ao empregar a equação fornecida na ABNT NBR 6118:2023 para calcular o módulo de elasticidade inicial de concretos com f_{ck} entre 20 e 50 MPa (Equação 3.3), foi possível determinar esse parâmetro para o concreto das estacas. Utilizando o último valor conhecido de f_{ck}, obteve-se um módulo de elasticidade inicial de 35 GPa.

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \tag{3.3}$$

em que:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto das estacas, em MPa;

α_e equivale à 1,2 para concretos com agregados graúdos basálticos.

3.6 INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS TESTE

A instrumentação empregada em provas de carga envolve dispositivos que visam a medição de deformações, além da aquisição de dados. Quanto à localização, os dispositivos podem estar locados no topo das fundações, já empregados em provas de carga tradicionais, e instalados em profundidade, aqui representados por segmentos de barras com extensômetros.

Os instrumentos correspondentes aos dados dos deslocamentos foram dos seguintes tipos:

- Sensores: deflectômetros que permitem leituras de deslocamentos, com cursos de 100 mm de extensão e precisão de 0,01 mm;
- Controladores: sistema de aquisição de dados e o processo de leitura dos deflectômetros, com capacidade para conexão de até quatro dispositivos simultâneos em até 24 canais. Pode ser operado através de cursores próprios ou por computadores.

Os instrumentos relacionados à medição de esforços foram:

- Atuadores: cilindro hidráulico dupla ação, com capacidade máxima de 1427 kN (avanço) e curso de 203 mm, e bomba hidráulica manual;
- Sensores: células de carga, com capacidade de medição de até 1000 kN, e segmentos de barras instrumentadas com extensômetros de resistência elétrica (*strain gages* modelo roseta dupla com fator igual à 2,11);
- Controladores: sistema de aquisição de dados independente de computadores externos.

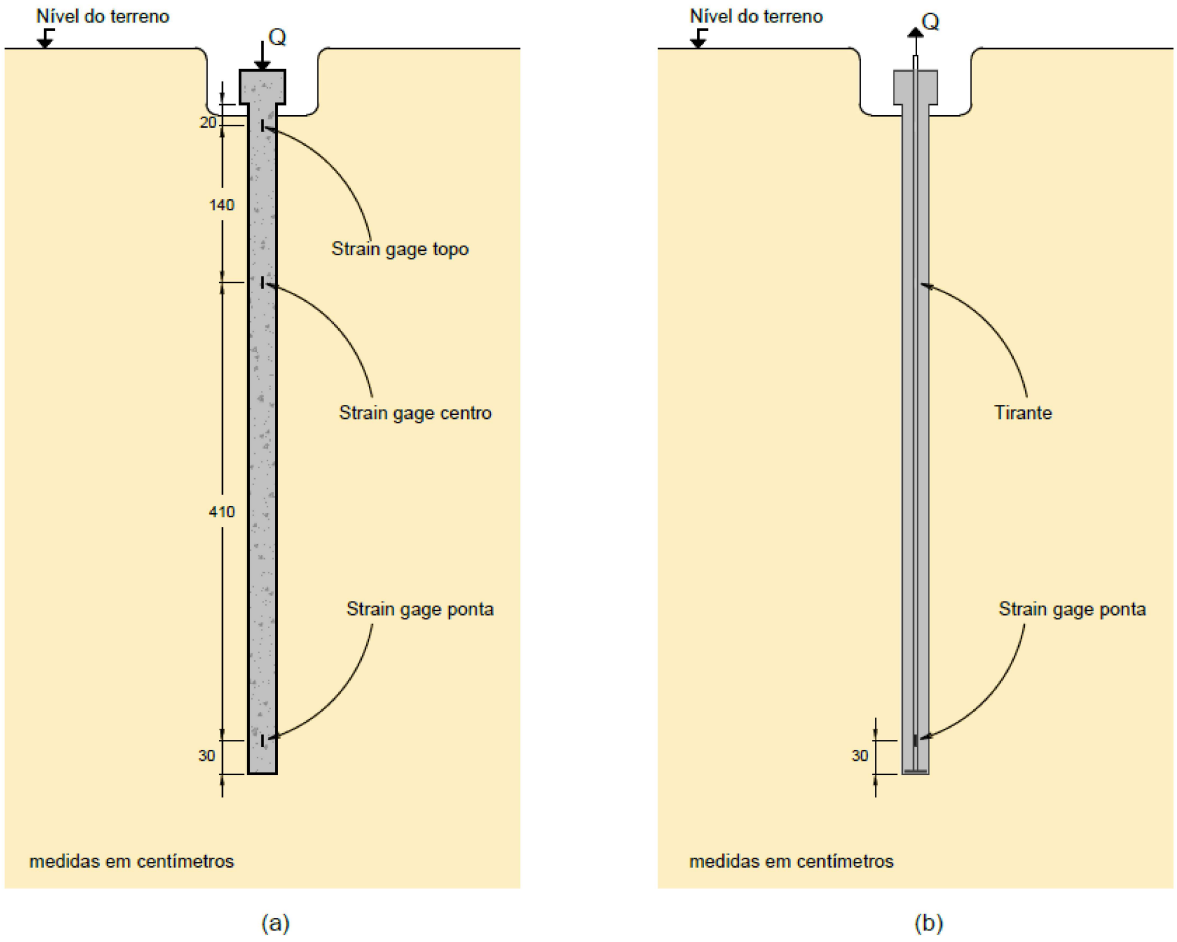
3.6.1 Extensometria em provas de carga

A instrumentação da prova de carga deste trabalho foi realizada através do uso de extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*). Estes dispositivos permitem a leitura indireta das tensões atuantes na fundação, através de relações estabelecidas pela Lei de Hooke, com as microdeformações medidas por variações na resistência elétrica dos *strain gages*.

Dessa maneira, é possível avaliar, nas cotas em que se encontram as barras instrumentadas com os extensômetros, fenômenos como o da distribuição de cargas ao longo

da estaca e, consequentemente, a relação entre a resistência por atrito lateral e ponta. Desta forma, escolheram-se determinados locais para instalação dos segmentos de barras instrumentados (Figura 30).

Figura 30 – Posicionamento da instrumentação na estaca teste - (a) Estaca à compressão; (b) Estaca à tração.



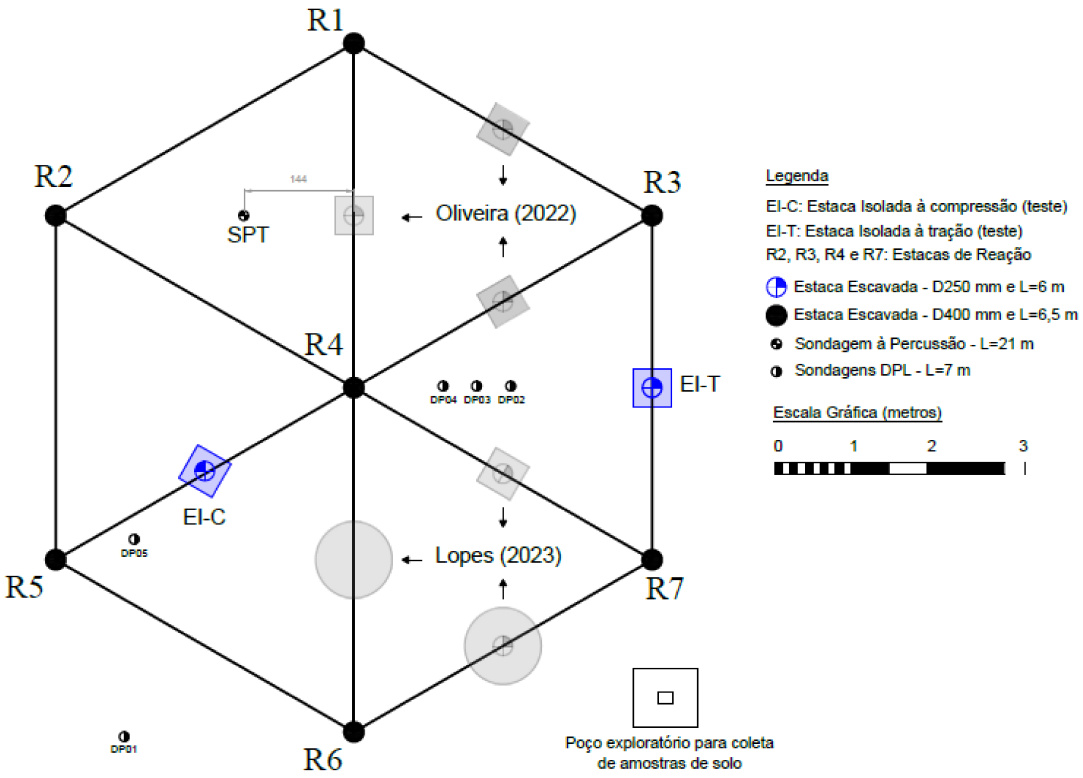
Fonte: Autor (2024)

O circuito a ser utilizado nessa pesquisa é conhecido como ponte de *Wheatstone* na configuração de ponte completa. A ponte de Wheatstone é um circuito muito utilizado em diversas aplicações de medição de resistência elétrica e, na configuração de ponte completa, é formada por quatro resistores com valores diferentes que são conectados em um formato de diamante. A configuração de ponte completa permite que a ponte de Wheatstone seja mais precisa na medição de resistências elétricas, uma vez que todas as resistências da ponte são utilizadas. Isso possibilita a detecção de mudanças muito pequenas na resistência elétrica da barra instrumentada.

3.7 DISPOSIÇÃO DO ENSAIO

O esquema de locação das fundações teste (EI-C e EI-T) e das estacas de reação está disposto na Figura 31.

Figura 31 – Disposição do ensaio de prova de carga estática em estaca escavada (PC-1).



Fonte: Autor (2024)

As fundações em estaca a serem ensaiadas consistem na EI-C e a EI-T (idênticas com 6 m de comprimento útil e 0,25 m de diâmetro), destacadas na Figura 31. Este ensaio terá seus resultados comparados com a estaca ensaiada por Lopes (2023) (5 m de comprimento útil e 0,25 m de diâmetro), também evidenciada na Figura acima. Outra comparação foi feita com uma estaca isolada (4 m de comprimento útil e 0,25 m de diâmetro) ensaiada por Oliveira (2022).

Vale ressaltar que a distância mínima, preconizada pela ABNT NBR 16903:2020, entre eixo de estacas, para a realização de prova de carga estática, é o maior valor entre 1,5 m e 3 vezes o diâmetro da estaca teste. Para o caso do ensaio proposto neste trabalho, este valor mínimo resultaria em 1,5 m, sendo suficientemente atendido pela disposição apresentada na Figura 31.

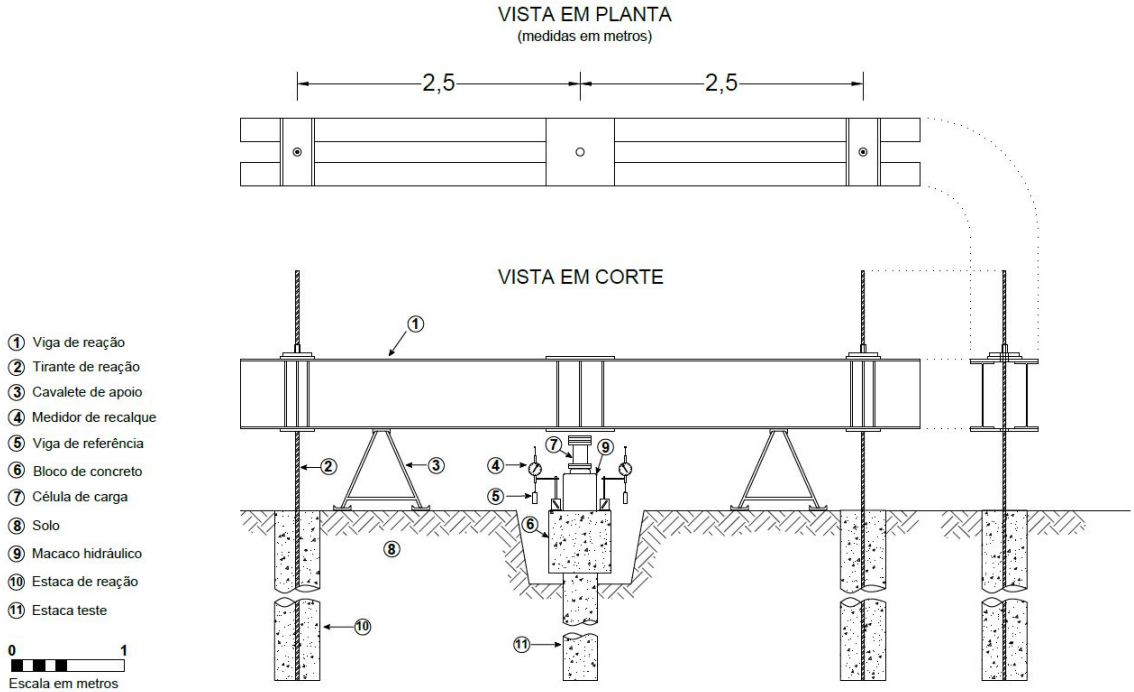
3.8 PROVA DE CARGA

As provas de carga estáticas a serem realizadas seguiram as especificações normativas da ABNT NBR 16903:2020.

A estaca teste foi instrumentada no topo, centro e ponta, a fim de obter uma discretização do comportamento das cargas ao longo de seu comprimento. Posteriormente, foi ensaiada à compressão através de prova de carga estática e lenta (PCE) na condição *in situ* até 25 mm de recalque, descarregada, inundada durante 24 h, com manutenção de lâmina d'água com 10 cm de espessura em um raio de 1,5 m do centro da estaca, e repetido o ensaio nesta condição, até atingir o recalque que caracteriza a ruptura da fundação.

Na disposição para a execução da prova de carga (Figura 32), se usarão duas estacas de reação, com comprimento de 6,5 m e diâmetro de 0,40 m cada (Figura 31). Cada uma destas estacas de reação conta com um tirante monobarra de 32 mm de diâmetro (Modelo INCO 28D, com carga limite de utilização de 680 kN) centrado em seus fustes. Estas estacas foram dimensionadas de modo que suportem, geotecnicamente, uma carga superior à, pelo menos, 1,5 vezes a carga máxima de ensaio da estaca teste.

Figura 32 – Disposição da prova de carga da estaca teste.



Fonte: Garcia (2021)

A viga utilizada como reação do sistema da prova de carga é formada pela união de dois perfis "W" (W610X101). Tal perfil apresenta seção transversal com largura de 0,60 m, altura de 0,65 m e 6,1 m de comprimento. A mesma conta com oito enrijecedores de alma e seis chapas de ligação de perfis ao longo de seu comprimento, a fim de aumentar

sua estabilidade estrutural. A viga de reação possui locais de fixação para os tirantes, de modo a garantir um espaçamento entre eixos de 5,0 m. O item 6.3.5 da ABNT NBR 16903:2020 estabelece que o espaçamento entre eixos mínimo deve ser o maior valor entre 3ϕ (0,75 m) ou 1,5 m. No caso desta pesquisa, o valor mínimo é atendido. Por questões de segurança, a viga de reação foi apoiada sobre cavaletes metálicos, dada a sua considerável massa ($\approx$ 1800 kg).

Os tirantes monobarra foram instalados em cada estaca de reação, conectando-se à viga de reação, a fim de transmitir os esforços atuantes durante a prova de carga estática.

Para a medição dos carregamentos impostos à fundação durante a prova de carga, fez-se uso de uma célula de cargas, que reduz significativamente o erro de leitura, quando comparada a sistemas que empregam manômetros para a mesma função. A célula de carga e o cilindro hidráulico utilizados para o ensaio possuem 1500 kN e 1000 kN de capacidade de carga, respectivamente.

Em cada prova de carga, a fundação teste foi submetida a deslocamentos que caracterizam a sua ruptura ou colapso funcional.

3.9 ANÁLISE NUMÉRICA

O objetivo da análise numérica via MEF é simular o comportamento de uma fundação em campo e, especificadamente para este trabalho, simular o comportamento de uma estaca escavada submetida à prova de carga axial. Para que os modelos numéricos representem adequadamente as fundações em campo, é necessário avaliar as informações obtidas em campo, para transformar estes dados em parâmetros utilizados pela ferramenta computacional.

Para a construção do modelo numérico deste trabalho, fez-se uso dos pacotes de programas RS2 e RS3, da fabricante *Rocscience*. O pacote emprega o MEF para a solução de modelos construídos, e conta com modelos construtivos previamente instalados a fim de lidar com problemas geotécnicos, composto por 3 partes: *RS Modeler* (pré-processamento e modelagem), *RS Compute* (processamento) e *RS Interpret* (pós-processamento).

A primeira etapa de pré-processamento consiste na modelagem do problema (geometria e dimensões), na entrada de parâmetros no software e as condições de contorno do problema.

Em seguida, ainda nesta etapa, é feita a discretização da malha e a definição do tipo de elemento que a comporá. Por fim, faz-se o refinamento da malha de modo manual, de modo a densificar as áreas interessantes à posterior análise e evitar o gasto computacional em áreas sem ou com pouco interesse de análise.

Na etapa de pós-processamento são escolhidos os locais para a coleta dos dados de

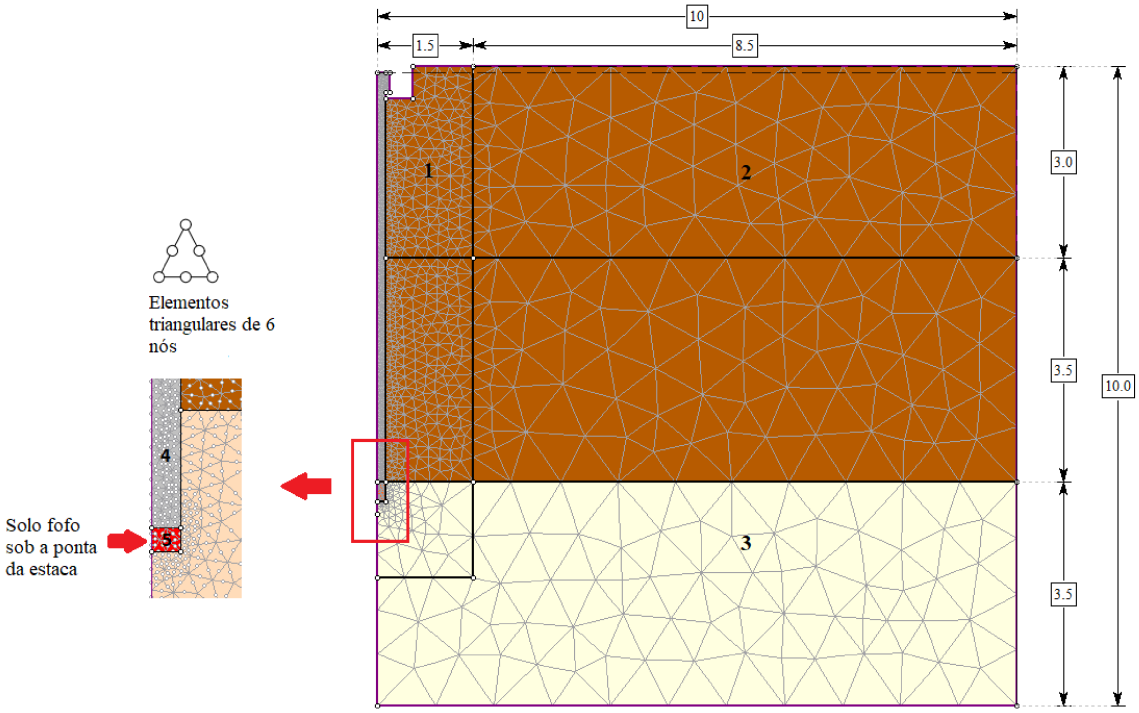
tensões e deformações no modelo, de modo a se realizar comparações com observações em campo. As análises numéricas, ainda, conseguem realizar simulações em número suficiente, e baixo custo relativo, para análises paramétricas, estudando a sensibilidade de cada parâmetro sobre o modelo numérico.

Este trabalho, ainda, trouxe a análise numérica do problema em três dimensões, através do RS3, tornando a análise mais representativa quanto à condição em campo e, ainda, gerando uma possível comparação com o modelo axissimétrico em duas dimensões, gerado pelo RS2, quanto à sua representatividade. A análise numérica via método dos elementos finitos (MEF) em três dimensões é geralmente considerada superior à análise em duas dimensões porque permite uma representação mais precisa da geometria e das propriedades do objeto em questão, considera as propriedades de volume e permite uma avaliação mais detalhada do comportamento do objeto sob carregamentos.

3.9.1 Modelo axissimétrico MEF bidimensional

O modelo axissimétrico utilizado para representação da estaca teste em modelo numérico (Figura 33) é possível devido à estaca possuir axissimetria. Essa abordagem permite que o elemento tridimensional possa ser representado através de um elemento plano. O carregamento aplicado neste modelo também precisa coincidir com o aplicado em campo, uma vez que o campo é projetado radialmente em torno do eixo axissimétrico.

Figura 33 – Exemplo de modelo axissimétrico 2D para a estaca teste.



Fonte: Autor (2024)

O semi-espaço que constitui o modelo foi definido com dimensões de 10 x 10 m,

conforme mostra a Figura 33 e, na etapa de análise computacional dos resultados obtidos, assegurou-se que as deformações presentes nos contornos do semi-espaço fossem mínimas quando comparadas às deformações obtidas no elemento de fundação. Fez-se necessário esta análise para se garantir que o semi-espaço pré-concebido era suficiente para dissipar as tensões e deformações aplicadas à estaca.

As condições de contorno aplicadas ao modelo convencionam um eixo XY, horizontal e vertical, respectivamente. A parte superior do modelo foi tida como livre para deslocamentos; as laterais do modelo tiveram seus deslocamentos no eixo X definidos como zero, permitindo deslocamentos no sentido vertical; a base do modelo teve ambos os deslocamentos nos eixos X e Y definidos como zero.

Ademais, procurou-se densificar a malha nas regiões de maior interesse de análise, ou seja, nas regiões próximas ao contato estaca-solo, onde se pôde aferir as tensões atuantes no fuste e na ponta da estaca. A região do solo fofo, localizada na ponta da estaca, também teve sua malha mais densificada, a fim de melhor representar essa importante região onde deslocamentos significativos podem ocorrer. A Tabela 23 sintetiza as densidades das diferentes malhas que compõem o modelo axissimétrico de duas dimensões.

Tabela 23 – Densidade das malhas dos modelos axissimétricos.

Região	**Tipo de Malha**	**Comprimento dos elementos (m)**
1	Uniforme	0,20
2	Uniforme	0,90
3	Uniforme	0,90
4	Uniforme	0,07
5	Uniforme	0,05

Fonte: Autor (2024)

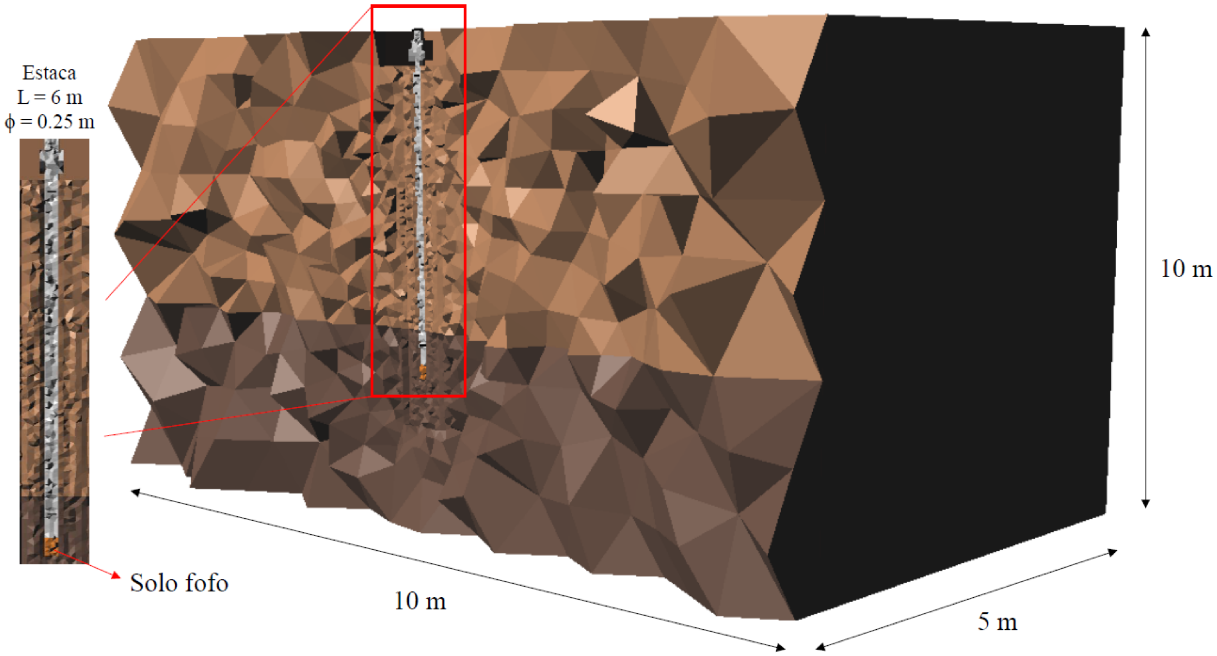
3.9.2 Modelo MEF tridimensional

Com a utilização do modelo MEF tridimensional, consegue-se uma maior representatividade do elemento de fundação e do ensaio de PCE em si, sendo possível a modelagem de um semi-espaço com comprimento, largura e profundidade.

As condições de contorno do problema tridimensional seguiram as mesmas diretrizes do modelo axissimétrico bidimensional. O semi-espaço também manteve-se com as mesmas dimensões, adotando-se uma profundidade de 10 m para o mesmo. O cilindro hidráulico responsável pela aplicação dos carregamentos à estaca foi modelado em conjunto com a mesma, adotando-se suas dimensões reais.

A malha para análise numérica do modelo tridimensional (Figura 34) é formada por tetraedros de 10 nós que, por sua vez, são os mesmos elementos de 6 nós do modelo bi-

Figura 34 – (a) Modelo MEF tridimensional da malha com destaque para densificação na região da estaca.



Fonte: Autor (2024)

dimensional ampliados para três dimensões. A malha é formada por elementos escalonados igualmente nos três eixos. Vale ressaltar que a malha se densifica conforme se aproxima da região de interesse do problema, assim como no modelo bidimensional, com o propósito de aprimorar a qualidade e representatividade do cálculo computacional nesta região.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos na pesquisa. Tais resultados, obtidos previa e posteriormente à execução das provas de carga, incluem:

- Resultados das provas de carga estáticas realizadas;
- Resultados das instrumentações das estacas;
- Análise de capacidades de carga estimadas via métodos de previsão de capacidade de carga e recalques;
- Descrição dos resultados obtidos nas sondagens DPL;
- Análises numéricas.

4.1 CURVAS CARGA *VS* RECALQUE

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos via instrumentação de topo nas provas de carga estática. No primeiro momento, são demonstrados os resultados da PCE referente à estaca ensaiada a compressão (EI-C) e, posteriormente, os resultados referentes à estaca ensaiada à tração (EI-T). Os resultados aqui mostrados se resumem aos que puderam ser obtidos via dispositivos que compõem uma PCE tradicional, como os leitores de deslocamentos e cargas. Destaca-se que o encurtamento elástico produzido pela aplicação de carregamentos na estaca não foi considerado relevante para esta análise.

Para a estaca isolada ensaiada a compressão no estado in-situ e para a estaca isolada ensaiada à tração (EI-T), foram utilizadas as extrapolações da curva carga *vs* recalque, fazendo-se uso dos métodos de Chin (1970) e Van der Veen (1953), anteriormente citados no trabalho, com o intuito de validar os resultados obtidos em PCE. A Tabela 24 resume os parâmetros de cada função de regressão, utilizados para as extrapolações das curvas carga *vs* recalque.

Tabela 24 – Parâmetros das funções aproximadoras dos modelos de Chin e Van der Veen obtidos com as curvas carga *vs* recalque das PCE.

Ensaio	**Chin (1970)**			**Van der Veen (1953)**		
	Q_u	b	r^2	Q_u	α	s
EI-C-SITU	236	0,01088	0,99	222	0,16813	0,99
EI-T	348	0,00318	0,99	344	0,13047	0,81

Fonte: Autor (2024)

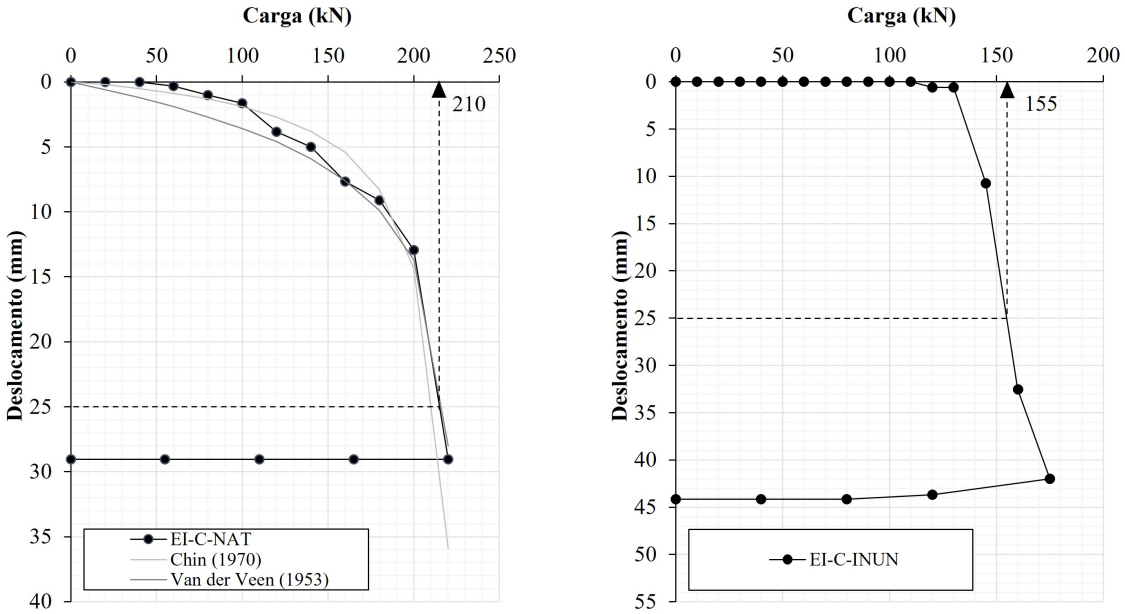
4.1.1 Estaca Isolada a Compressão

A seguir, são apresentados os resultados obtidos via PCE e simulações numéricas para a estaca isolada a compressão. Posteriormente, são feitas comparações entre os resultados obtidos e discussões prévias.

A princípio, os estágios de carregamento definidos para a estaca isolada a compressão no estado in-situ (EI-C-SITU) foram de 20 kN, representando cerca de 10% da capacidade de carga estimada. O valor de capacidade de carga estimada foi obtido por duas diferentes abordagens: dimensionamento geotécnico da estaca via métodos semiempíricos, utilizando como base a sondagem SPT realizada no CEMSF e dimensionamento geotécnico da estaca via atrito lateral unitário, de estacas previamente ensaiadas, por Oliveira (2022) e Lopes (2023). No ensaio em condição inundada (EI-C-INUN), os estágios foram reduzidos em 50%, estabelecendo-se em 10 kN. Ao todo, foram realizados 11 estágios de carregamento na condição in-situ e 16 na condição inundada.

As cargas de ruptura da estaca a compressão, na condição in-situ e inundada, foram convencionadas para um recalque de 25 mm, atingido em PCE. A seguir, na Figura 35, a curva carga *vs* recalque obtida experimentalmente é apresentada em conjunto com as curvas extrapoladas pelas funções de Chin e Van der Veen. Na condição in-situ, a carga de ruptura para o critério considerado foi de 210 kN; na condição inundada, a carga de ruptura foi convencionada em 155 kN.

Figura 35 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e carga de ruptura convencional.



(a) EI-C-SITU (b) EI-C-INUN

Fonte: Autor (2024)

Percebe-se que, na condição in-situ, entre 0 e 80 kN, a fundação apresentou

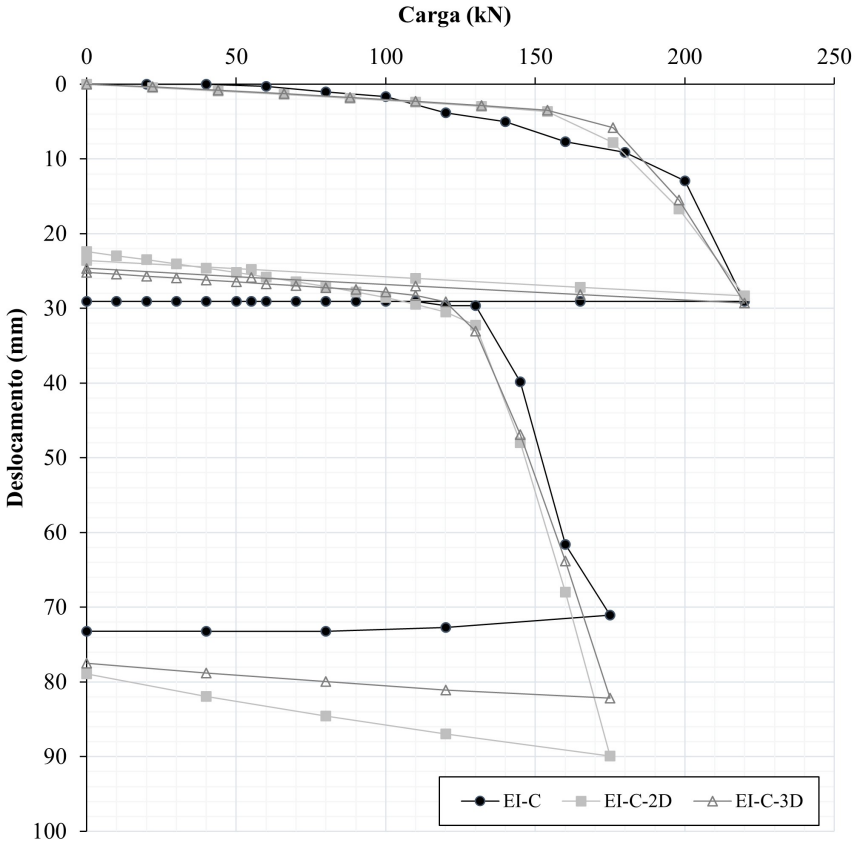
comportamento pouco compressível, advindo da influência da coesão aparente do solo. Na condição inundada, afere-se os quase-nulos recalques presentes no trecho entre 0 e 130 kN, podendo ser explicados pelo processo de pré-consolidação gerado pelo ensaio in-situ prévio. Ademais, nota-se a ruptura nítida e abrupta da fundação na condição inundada, ao atingir o estágio de 130 kN.

Além disto, como mostra a Tabela 24, a carga de ruptura convencionada para a condição in-situ de 210 kN se aproxima das cargas de ruptura previstas pelos métodos de extrapolação, validando ainda mais o resultado do ensaio.

4.1.1.1 PCE *vs* Simulações numéricas

As simulações numéricas por elementos finitos, em modelo axissimétrico (EI-C-2D) e tridimensional (EI-C-3D), foram realizadas e as curvas carga *vs* recalque obtidas, para a estaca isolada a compressão (EI-C) nas condições *in situ* e inundada estão dispostas na Figura 36.

Figura 36 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por meio de análises numéricas axissimétricas e tridimensionais.



Fonte: Autor (2024)

Nota-se a concordância geral das três curvas carga *vs* recalque na condição in-situ, ocorrendo divergências no trecho entre 100 e 200 kN, mas acordando no trecho final de

carregamento, após 200 kN e próximo ao critério de ruptura adotado ($s = 25$ mm). Além disso, vale ressaltar que os modelos numéricos previram recalques elásticos na fundação, presentes no trecho de descarregamento, que não ocorreram na realidade, demonstrando a baixa capacidade elástica do solo (Figura 36).

Os modelos numéricos também foram capazes de antever a pré-consolidação do solo no início do ensaio em condição inundada e a ruptura abrupta da fundação, notada durante execução da PCE. A diferença entre os recalques finais observados nesta condição pode ser explicada devido à forma com o modelo numérico representa o solo, isto é, como um meio contínuo, ao passo que fisicamente o colapso observado se aproxima mais de um meio descontínuo em que a saturação provocou a destruição das ligações que garantem o comportamento do solo como um material contínuo (OLIVEIRA, 2022).

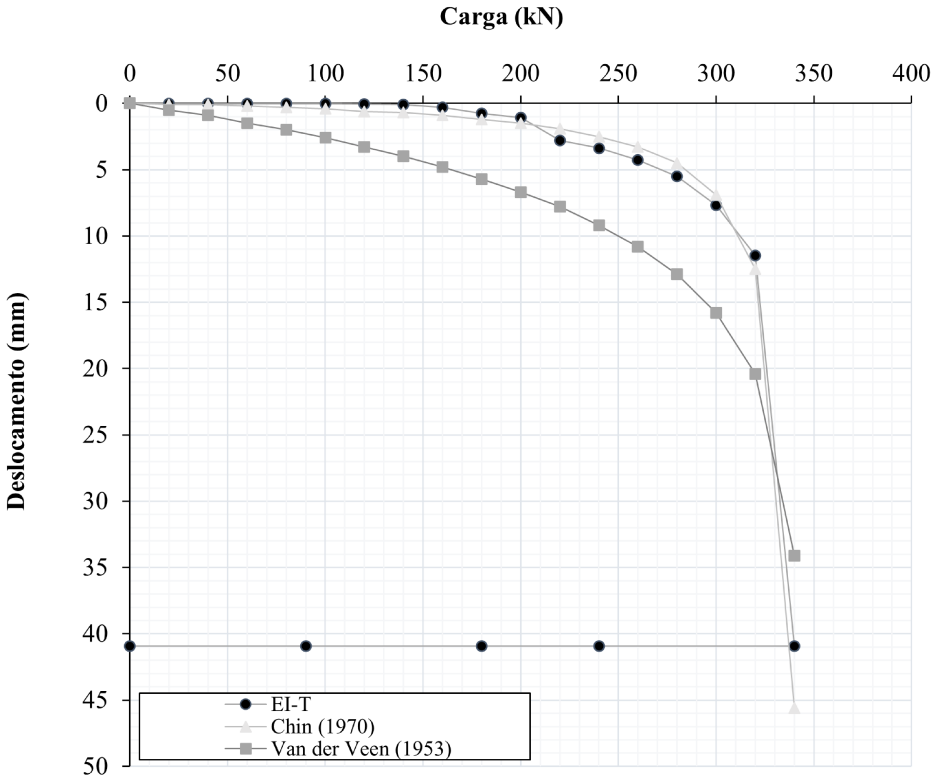
4.1.2 Estaca Isolada à Tração

A seguir, são apresentados os resultados obtidos via PCE e simulações numéricas para a estaca isolada à tração. Posteriormente, são feitas comparações entre os resultados obtidos e discussões prévias.

A prova de carga realizada na estaca à tração é considerada a primeira prova de carga em fundação profunda, nesta modalidade de carregamento, realizada no CEMSF. Os intervalos de carregamentos foram definidos em 20 kN, por duas principais razões: concepção de atritos laterais unitários na compressão e na tração como equivalentes, conforme trabalhos citados anteriormente; quantidade de pontos de carga *vs* recalque da PCE na estaca a compressão, realizada previamente com estágios de 20 kN, tidos como suficientes. A ruptura da fundação foi convencionada, assim como na EI-C, a 10% de seu diâmetro (25 mm).

Ao todo, foram realizados 17 estágios de carregamento, seguidos de 4 estágios de descarregamento, conforme orientações da ABNT NBR 12131:2020. Assim como na estaca a compressão, foram realizadas extrapolações da curva carga *vs* recalque com a intenção de validar os resultados obtidos em PCE. Adiante, a curva carga vs recalque obtida experimentalmente é apresentada em conjunto com as curvas extrapoladas pelas funções de Chin e Van der Veen (Figura 37). A carga de ruptura convencionada equivale à 325 kN, demonstrando, previamente, um valor de atrito lateral unitário maior na tração quando comparado a compressão.

Figura 37 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por PCE e carga de ruptura convencional, para a estaca isolada à tração.



Fonte: Autor (2024)

4.1.2.1 PCE *vs* Simulações numéricas

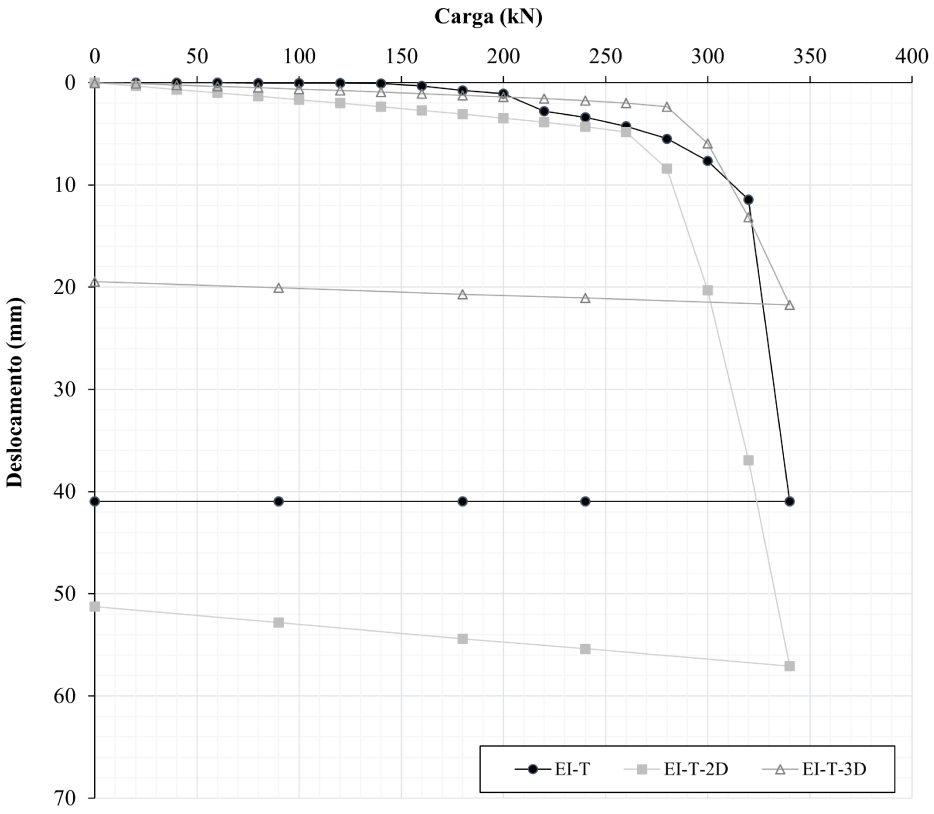
As simulações numéricas por elementos finitos, em modelo axissimétrico (EI-T-2D) e tridimensional (EI-T-3D), foram realizadas e as curvas carga *vs* recalque obtidas, para a estaca isolada à tração, estão dispostas na Figura 38.

Nota-se, primariamente, a pequena divergência entre a perda de rigidez da estaca quando comparadas as situações de PCE e simulação axissimétrica-bidimensional. Ademais, afere-se que, para o critério de ruptura concebido ($s = 25$ mm), a simulação numérica bidimensional subestimou a carga de ruptura da estaca, com uma perda de cerca de 8%.

Ao analisar a simulação numérica tridimensional, nota-se que a perda de rigidez da estaca ocorreu significativamente antes do que foi observado na PCE. Adicionalmente, a carga de ruptura convencionada revelou-se 12% inferior àquela obtida experimentalmente. É relevante destacar que essa simulação demonstrou eficácia ao estimar o recalque para a carga de ruptura apresentado pela estaca durante a prova de carga, com um erro inferior a 1 mm.

De maneira geral, pode-se afirmar que a simulação numérica bidimensional foi mais efetiva em representar o comportamento da estaca isolada ensaiada à tração, por duas

Figura 38 – Curvas carga *vs* recalque obtidas por meio de análises numéricas axissimétricas e tridimensionais, para a EI-T.



Fonte: Autor (2024)

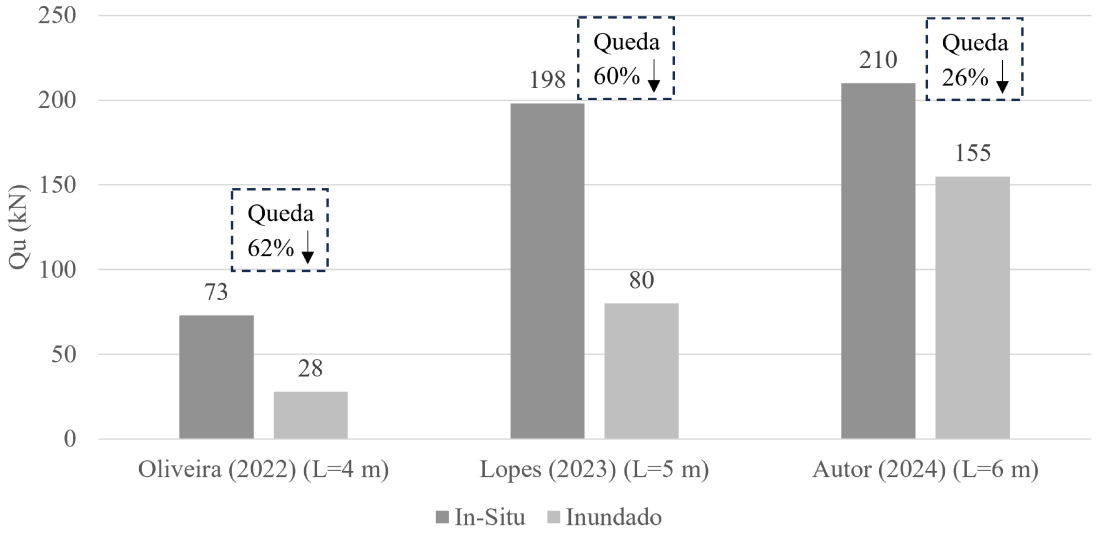
principais razões: estimar com mais precisão o momento de queda de rigidez da estaca, próximo ao estágio de carregamento de 280 kN e prever com menor erro a carga de ruptura convencionada da estaca. Ademais, ambos os modelos numéricos demonstraram recalques elásticos, nos trechos de descarregamento, que não foram observados na PCE, evidenciando ainda mais, assim como na PCE realizada na EI-C, a baixa capacidade elástica do solo da região.

4.1.3 Resumo dos ensaios

De forma geral, a PCE realizada com a EI-C demonstrou seguir os padrões já observados em outros ensaios realizados com estacas de 4 e 5 m de comprimento útil, ensaiadas por outros autores. Isto é, assim como observado por outros autores, houve uma queda na resistência mecânica da fundação, advinda da perda da coesão aparente do solo, devido ao processo de inundação. Oliveira (2022) registrou uma redução de 62% na capacidade de carga da estaca quando comparada a situação in-situ com a condição inundada, enquanto Lopes (2023) aferiu uma redução de 60% nas mesmas situações. Neste trabalho a redução registrada na capacidade de carga da estaca isolada a compressão foi de 26%, sendo essa diferença explicada nos capítulos seguintes. A Figura 39 sumariza os

resultados obtidos pelos 3 autores.

Figura 39 – Cargas de ruptura nas condições in-situ e inundada para estacas a compressão.



Fonte: Autor (2024)

A pré-consolidação do solo, evidenciada pelos baixos níveis de recalques iniciais durante a PCE, também foi perceptível nos resultados da EI-C. Aferiu-se que este fenômeno aumentou a rigidez da fundação, levando a baixíssimos recalques prévios à ruptura, porém, este mesmo efeito, não impediu a ruptura nítida e abrupta da estaca.

A PCE realizada com a Estaca Instrumentada à Tração (EI-T) representou uma inovação científica na região, uma vez que nenhum estudo anterior abordou ensaios de carga com estacas à tração e instrumentadas. Os resultados revelaram uma capacidade de carga superior na tração em estacas idênticas, em comparação com a compressão. O atrito lateral unitário na tração foi de 69 kPa, enquanto na compressão esse valor atingiu 33 kPa. Tal fato pode ser explicado pela variabilidade de solos presentes no campo experimental, além da formação de uma zona de mobilização de solo adjacente à estaca à tração que teve de ser mobilizada para o "arrancamento"da estaca e do solo.

Quanto às modelagens numéricas, estas demonstraram ser assertivas e proveitosas ao representar o comportamento das fundações, destacando-se por duas razões principais: um elevado nível de precisão na estimativa dos recalques para a carga de ruptura, para cargas de trabalho da estaca e a capacidade efetiva de antecipar o momento de ruptura abrupta da fundação em condições inundadas.

Vale evidenciar, ainda, que a inundação proposta neste trabalho simula uma condição extrema de chuvas/rompimentos de tubulações, pois o volume de água constantemente aplicado à fundação por 24 h é superior a estas condições.

Quanto à relação entre capacidade de carga das estacas e seus respectivos comprimentos úteis, afere-se que a estaca com comprimento de 4 m apresentou capacidade

de carga substancialmente inferior às estacas de 5 e 6 m de comprimento. Isto pôde ser explicado pelo fato de nenhuma parcela da estaca de 4 m de comprimento estar inserida na camada de maior resistência mecânica, que começa a partir de 5 m de profundidade, em relação ao nível do terreno (Figura 27, enquanto as estacas de 5 e 6 m de comprimento têm parcela siginificativa inserida nesta mesma camada, aumentando assim suas capacidades de carga.

4.2 TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Os resultados apresentados pelas instrumentações instaladas em profundidade nas estacas se resumem aos fornecidos pelos extensômetros. Tais leituras de deformações foram relacionadas, através da Lei de Hooke, com as cargas atuantes em cada nível instrumentado, em cada um dos estágios. Os níveis em que cada instrumentação está instalada são apresentados na Figura 30.

Assim, neste capítulo, são apresentadas as curvas de transferência de carga da EI-C e, também, um comparativo das tensões atuantes no nível instrumentado da EI-T. Os dados anteriores também foram comparados aos obtidos numericamente, a fim de validar os modelos.

4.2.1 Módulos de elasticidade composto das estacas

Os valores utilizados para se chegar aos resultados dos módulos de elasticidade para a EI-C, nas condições in-situ e inundada, teve suas origens na instrumentação de topo desta estaca. A Figura 40 apresenta os pares tensão-deformação no topo lidos durante a execução das PCE's, sendo que, o coeficiente angular da reta que melhor representa o padrão destes pares é definido como o módulo de elasticidade das estacas

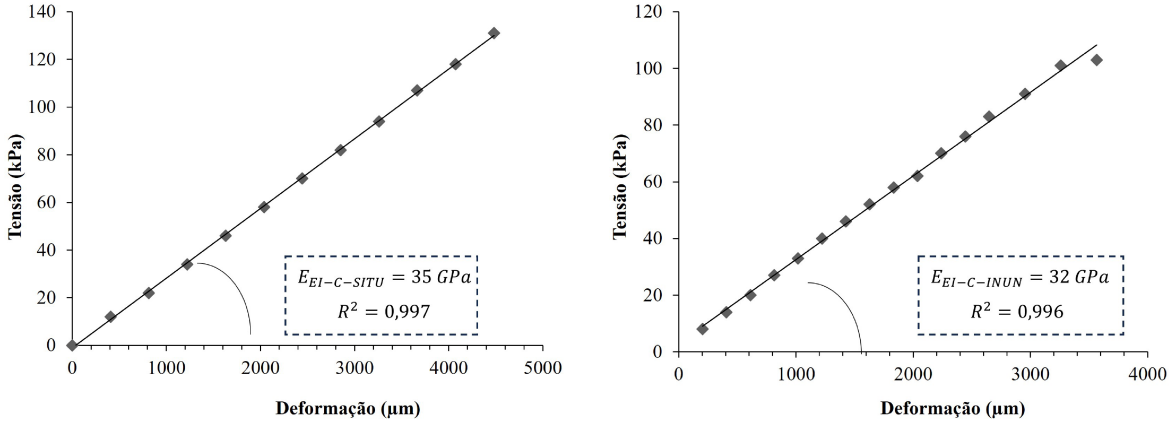
Os módulos de elasticidade de 35 GPa para a EI-C em condição in-situ e 32 GPa em condição inundada foram empregados para obtenção das curvas de transferência de carga correspondente a cada uma dessas situações.

O módulo do elemento estrutural da estaca à tração é um módulo composto, influenciado pela presença do tirante, responsável por apenas 2,3% da área total da seção transversal da fundação. No entanto, esse tirante possui um módulo de elasticidade seis vezes superior ao do concreto. Ao levar em conta essa proporção, calcula-se um valor de 39,6 GPa para esse índice.

4.2.2 Transferência de carga - EI-C

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos via instrumentação de topo, meio e ponta da estaca isolada ensaiada a compressão. Tais resultados são relacionados,

Figura 40 – Módulos de elasticidade compostos para a EI-C, nas condições in-situ e inundada.

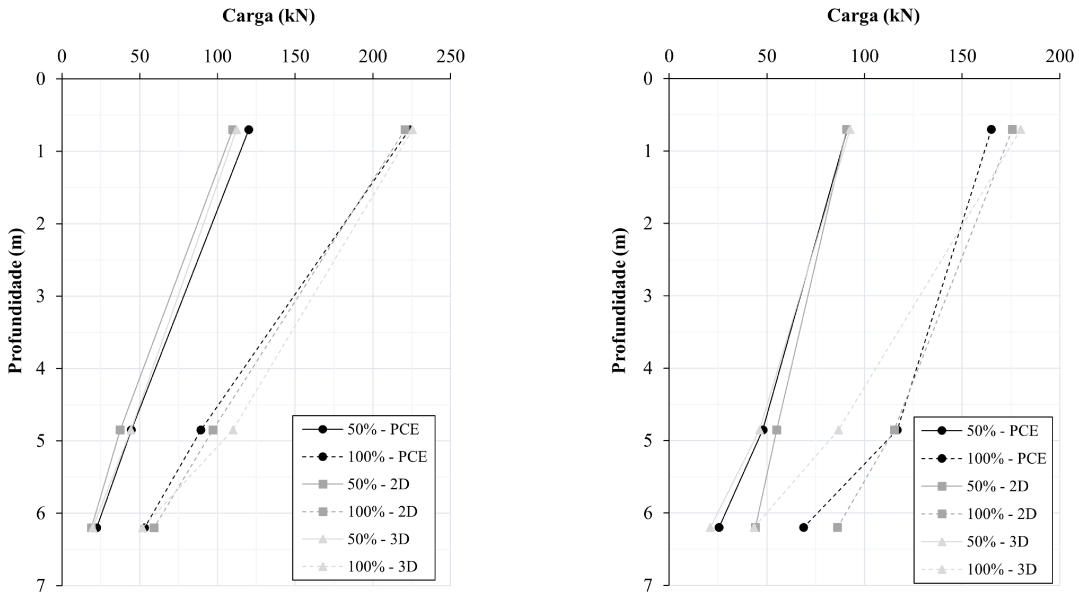


(a) EI-C-SITU (b) EI-C-INUN

Fonte: Autor (2024)

via Lei de Hooke, com a respectiva carga atuando em cada nível, formando assim as curvas de transferência de carga. Tais curvas são demonstradas para os estágios de carregamento correspondentes à 50 e 100% das cargas máximas atingidas nas PCE's. Posteriormente, os resultados obtidos são comparados aos obtidos numericamente (Figura 41) e experimentalmente, por outros autores.

Figura 41 – Curvas de transferência de carga obtidas na EI-C, experimental e numericamente.



(a) EI-C-SITU (b) EI-C-INUN

Fonte: Autor (2024)

As curvas de transferência de carga obtidas experimentalmente, em ambas as

condições de umidade, demonstraram significativa participação da capacidade de carga de ponta na estaca, sendo que, para o estágio de ruptura da estaca, esta representou 24% da capacidade de carga total na condição in-situ e 39% na condição inundada. Este comportamento não é comum em estacas escavadas e de atrito, sendo motivo para posterior investigação de causas, apresentadas neste trabalho.

A concordância entre as curvas numericamente obtidas e as experimentalmente adquiridas, sob condições in-situ, revelou-se satisfatória, validando assim o modelo proposto e os parâmetros empregados. A discrepância entre a simulação tridimensional e a bidimensional-axissimétrica foi mínima, contudo, o tempo de processamento na abordagem tridimensional mostrou-se significativamente mais extenso. Isso evidencia que a ferramenta bidimensional pode ser considerada tecnicamente suficiente para simulações deste gênero. Cabe ressaltar que as simulações numéricas nesta condição não disseram respeito à ruptura da estaca, fato este que pode modificar e até mesmo piorar a precisão do modelo numérico em relação aos dados obtidos na prática.

Quanto às curvas que representam a situação inundada, aferiu-se uma concordância decrescente conforme a ruptura da estaca se aproximava. Isso deve-se, principalmente, à dificuldade dos modelos numéricos em simular as perdas de resistência mecânica de um solo com comportamento colapsível, ao ter seus níveis de umidade e tensões atuantes aumentados. Um ponto interessante a se destacar é a alta discrepância dos resultados obtidos pelo modelo numérico tridimensional para a carga de ruptura da estaca, demonstrando que não necessariamente têm-se uma maior fidedignidade de resultados com uma maior representatividade da situação experimental.

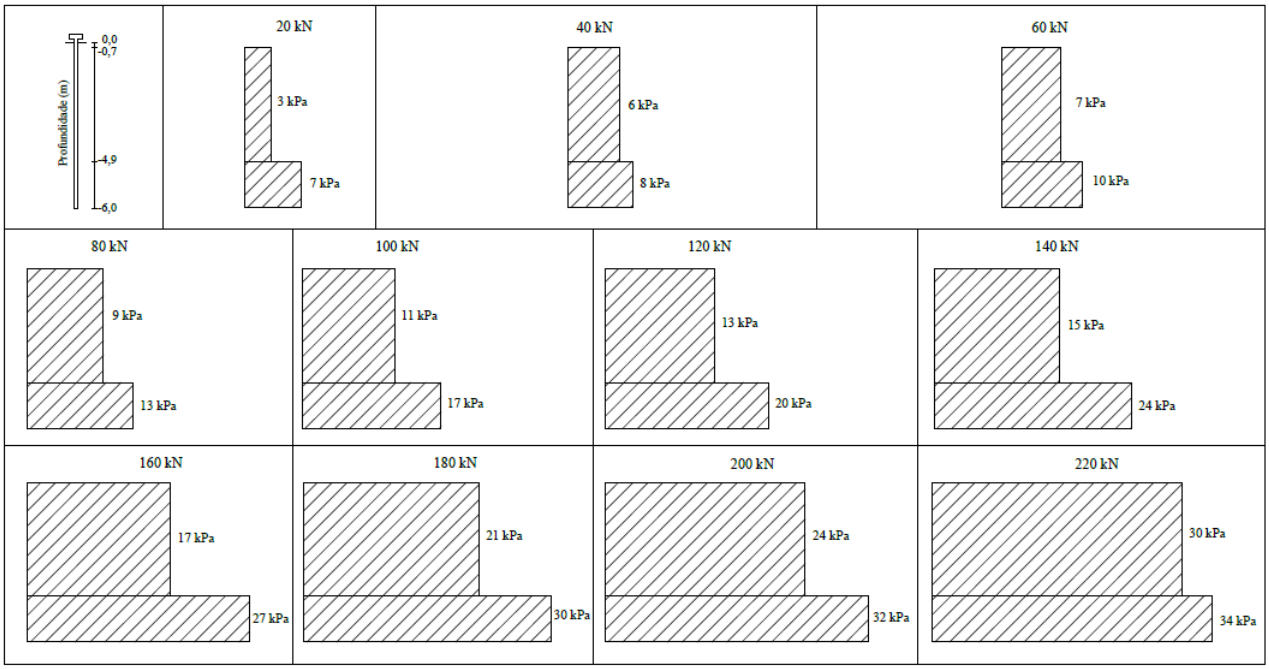
Numericamente, também foi possível obter a distribuição de atrito lateral unitário ao longo da estaca, com uma ampla gama de discretização em profundidade. Estes valores foram comparados aos obtidos experimentalmente (Figura 42).

4.2.2.1 Análise comparativa

A seguir, realiza-se uma análise comparativa entre os resultados obtidos nesta pesquisa e outras curvas de transferência de carga. Estas últimas referem-se a estacas idênticas ensaiadas a compressão, com comprimentos úteis de 4 e 5 metros, ensaiadas por Oliveira (2022) e Lopes (2023), respectivamente, em ambas as condições de umidade de solo.

Quanto à condição in-situ, afere-se, primariamente, a grande diferença de participação de ponta quando comparada às estacas ensaiadas pelos outros autores. Enquanto a EI-C teve participação de capacidade de carga de ponta de 24% em relação à capacidade de carga total da estaca, as estacas ensaiadas por Oliveira (2022) e Lopes (2023) mantiveram esta porcentagem em 9% e 6%, respectivamente. Este comportamento, de alta capacidade de carga de ponta, como citado anteriormente, não é característico de estacas escavadas e

Figura 42 – Cargas de ruptura nas condições in-situ e inundada para estacas a compressão.



Fonte: Autor (2024)

teve suas causas posteriormente investigadas.

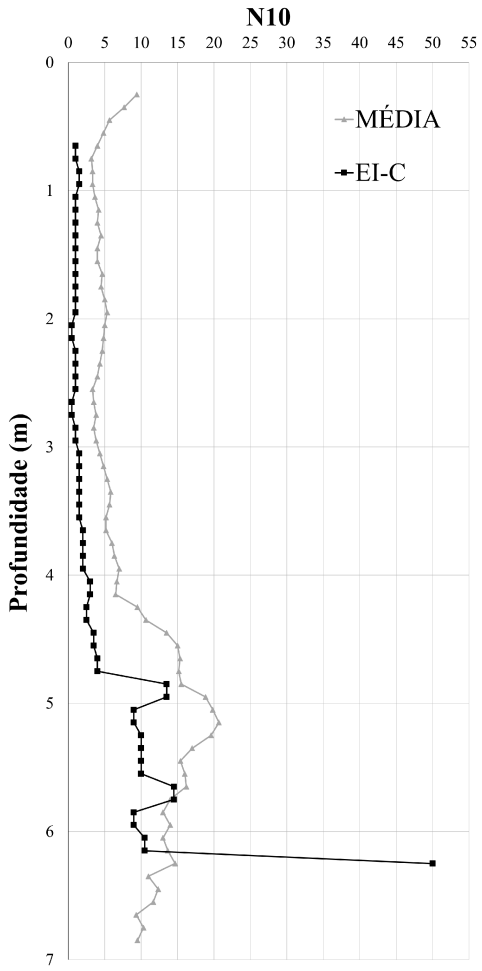
Além disso, independentemente do nível de carregamento aplicado nas fundações, percebe-se que as pontas das estacas de 4 e 5 m de comprimento foram pouco solicitadas durante suas respectivas PCE's. Esse cenário contrasta com a EI-C, na qual a solicitação na ponta foi crescente ao longo da sucessão de estágios de carregamento.

Ao tratar-se da condição inundada, todas as estacas exibiram um mesmo padrão de comportamento: crescimento da solicitação de ponta com o avanço dos estágios de carregamento. Isso deve-se, principalmente, à perda da capacidade de carga por atrito lateral das estacas, majorada pela perda de coesão aparente do solo devido ao processo de inundação, o que faz com que as estacas exijam mais de suas pontas.

4.2.2.2 Capacidade de carga: participação da ponta

Durante as análises realizadas, aferiu-se que a capacidade de carga de ponta da EI-C foi proporcionalmente maior quando comparada à capacidade de carga total e as outras estacas ensaiadas por Oliveira (2022) e Lopes (2023). Diante disto, após a realização das PCE's em condição *in-situ* e inundada, realizou-se uma sondagem DPL cerca de 10 cm ao lado da estaca, a fim de investigar em profundidade as condições do solo e sua respectiva resistência mecânica e compará-las a outras sondagens DPL anteriormente executadas. A Figura 43 apresenta um comparativo entre esta última sondagem DPL realizada ao lado da EI-C e a média dos resultados de N_{10} das seis sondagens DPL feitas no CEMSF ao longo de seis meses.

Figura 43 – Sondagem DPL adjacente à EI-C *vs* Sondagem DPL média do CEMSF.



Fonte: Autor (2024)

Quanto ao resultado obtido, nota-se a queda de resistência mecânica do solo adjacente à estaca. Isto pode ser facilmente explicado, pois a sondagem relativa à EI-C foi feita um dia após a PCE em condição inundada, portanto, o solo ainda representava os padrões de colapsibilidade e perda de coesão aparente.

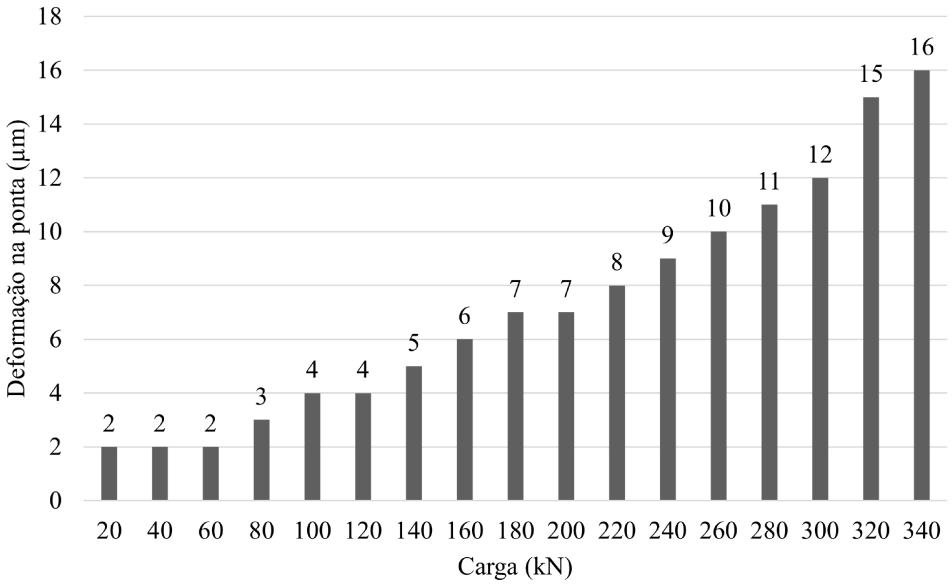
O ponto mais interessante a se destacar neste comparativo ocorreu na profundidade de 6,15 m, onde a sondagem referente à EI-C apresenta uma subida brusca de resistência mecânica, a valores de N_{10} iguais à 50, que constituem um critério de parada da própria sondagem. Durante o ensaio, ao se atingir esta profundidade, notou-se que, apesar da aplicação de mais golpes com a queda do martelo, a ponteira já não conseguia mais adentrar o "solo"e foram registrados repiques no equipamento. Isto leva a crer que havia algum material de grande resistência justamente onde se localizava a ponta da estaca, fazendo com que o elemento de fundação "utilizasse"este material como apoio e apresentasse significativa participação de ponta na capacidade de carga total. Um dos materiais que possivelmente se encontra na região da ponta da estaca, exibindo as características anteriormente descritas, são os ferricretes, conforme abordado detalhadamente nesta pesquisa e identificados em

abundância durante o procedimento de escavação das estacas.

4.2.3 Transferência de carga - EI-T

Como mencionado anteriormente, o objetivo em se instalar instrumentações na ponta da estaca submetida à tração consistia em confirmar se havia algum tipo de mobilização da mesma, ou seja, se havia total trabalho do elemento de fundação, em resistência aos carregamentos aplicados, ou se somente uma parcela da estaca foi mobilizada. A Figura 44 apresenta as leituras de deformações obtidas durante os estágios de carregamento da PCE realizada na EI-T.

Figura 44 – Leituras de deformação na ponta da estaca à tração.



Fonte: Autor (2024)

Afere-se que, desde o princípio dos estágios de carregamento, foram realizadas leituras de deformação na ponta da estaca, indicando que alguma carga, mesmo que de baixa intensidade, foi resistida por essa parte do elemento de fundação. Com a aproximação dos estágios finais de carregamento, percebe-se um crescimento na taxa de mobilização da ponta, de estágio para estágio.

4.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Neste tópico pretendeu-se demonstrar a capacidade de carga das estacas a compressão e à tração, estimadas pelos métodos anteriormente citados. Posteriormente, foram propostas correções em parâmetros de cálculo de alguns dos métodos, a fim de validá-los e torná-los mais assertivos para o dimensionamento de fundações em estacas na região. As planilhas, validadas por meio de cálculos manuais, utilizadas para a realização dos cálculos, estão apresentadas no Apêndice A.

4.3.1 Previsão da capacidade de carga a compressão

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos para se estimar a capacidade de carga da EI-C. Posteriormente, estes resultados foram comparados aos obtidos experimentalmente e por outros autores. Os resultados de carga de ruptura (Q_u), carga de ruptura por atrito lateral (Q_l) e carga de ruptura de ponta (Q_p) para a estaca escavada à compressão, estimada via métodos de previsão de capacidade de carga anteriormente descritos, juntamente com o resultado obtido em PCE, estão dispostos na Tabela 25.

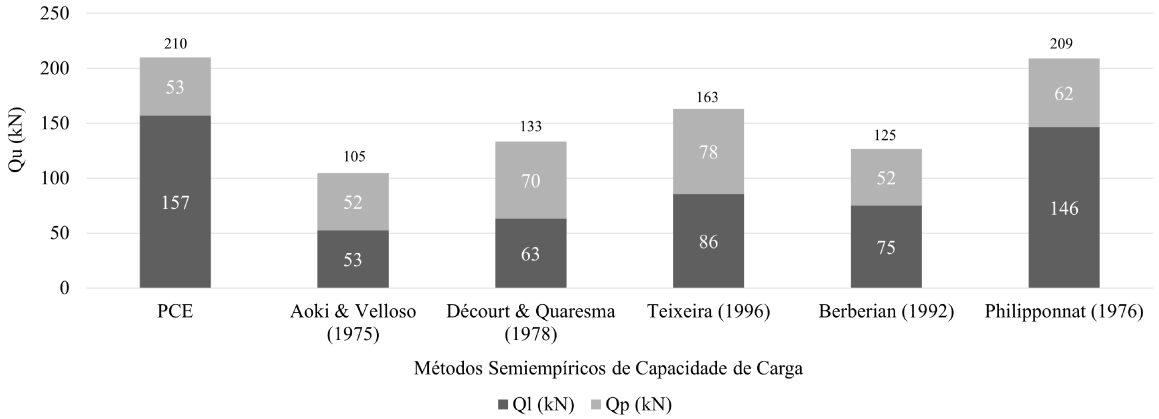
Tabela 25 – Cargas de ruptura estimadas para estaca à compressão.

Método	Q_l	Q_p	Q_u
		(kN)	
PCE	157	53	210
Aoki & Velloso (1975)	53	52	105
Décourt & Quaresma (1978)	63	70	133
Teixeira (1996)	86	78	163
Berberian (2016)	75	52	127
Philipponnat (1976)	146	62	209

Fonte: Autor (2024)

A média das cargas de ruptura estimadas pelos métodos de previsão de capacidade de carga equivale à 137 kN. Vale ressaltar que todos os coeficientes de segurança propostos pelos autores e pela própria ABNT NBR 6122:2022 foram retirados das etapas de cálculo. Esta etapa é essencial, pois há a necessidade de se entender quais são as cargas de ruptura, para a estaca, obtidas pelos métodos de previsão de capacidade de carga.

Figura 45 – Comparativo das parcelas de resistência de ponta e lateral por diferentes métodos de previsão de capacidade de carga.



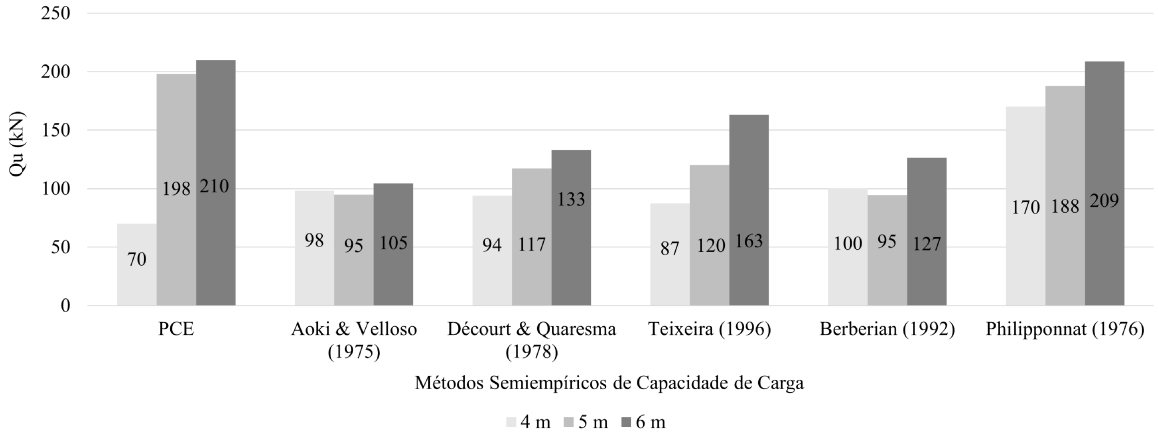
Fonte: Autor (2024)

Nota-se, inicialmente, a assertividade do método de Philipponnat (1980) em relação ao resultado obtido experimentalmente, não só na previsão da capacidade de carga total, mas na proporção atrito lateral/ponta também.

4.3.1.1 Métodos de previsão de capacidade de carga a compressão *vs* Prova de carga

A Figura 46 apresenta o comparativo entre os resultados de capacidades de carga última obtidas pelos métodos de previsão de capacidade de carga e o resultado de capacidades de carga última obtidas por provas de carga instrumentadas, realizadas por Oliveira (2022), Lopes (2023) e os resultados desta pesquisa, em estacas de 25 cm de diâmetro, com 4, 5 e 6 m de comprimento, respectivamente.

Figura 46 – Comparativo das capacidades de carga última, estimadas e experimentalmente obtidas, para as estacas de 4 e 5 m de comprimento.



Fonte: Autor (2024)

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação às provas de carga instrumentadas, far-se-á uma análise de proporcionalidades (Tabela 26).

Tabela 26 – Análise de proporcionalidades entre métodos de previsão de capacidade de carga e provas de carga instrumentadas para a capacidade de carga última.

Método	Q_u			$Q_{u,PCE}$ (kN)			$Q_u/Q_{u,PCE}$		
	4 m	**5 m**	**6 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**	**4 m**	**5 m**	**6 m**
Aoki & Velloso (1975)	98	95	105				1,40	0,48	0,50
Décourt & Quaresma (1978)	94	117	133				1,34	0,59	0,63
Teixeira (1996)	87	120	163	70	198	210	1,24	0,61	0,78
Berberian (1996)	100	95	127				1,43	0,48	0,60
Philipponnat (1976)	170	188	209				2,43	0,95	0,99

Fonte: Autor (2024)

Percebe-se, baseado nos resultados anteriores, que os métodos de previsão de capacidade de carga subestimaram a capacidade de carga da estaca de 4 m de comprimento útil, experimentalmente obtida, sendo o método de Teixeira (1996) o que mais se aproximou do valor obtido durante a prova de carga. Todos os métodos subestimaram a capacidade

de carga das estacas de 5 e 6 m de comprimento, sendo o método de Philipponnat (1976) o que mais se aproximou dos valores obtidos em prova de carga, para ambos os elementos de fundação.

4.3.1.2 Proposta de ajuste de parâmetro

Nesta seção, busca-se corrigir e adaptar o parâmetro β, presente no método semiempírico de estimativa de capacidade de carga de Décourt e Quaresma (1978) para as condições observadas nos ensaios realizados no campo experimental. Para isto, o parâmetro Q_{ult}, na Equação 2.6 foi substituído pelo obtido experimentalmente, e os parâmetros α, N_{spt} e N_p foram fixados conforme considerações para o cálculo inicial de estimativa de capacidade de carga. A Tabela 27 demonstra os parâmetros β obtidos para cada uma das três estacas a compressão ensaiadas no CEMSF e seu valor médio.

Tabela 27 – Parâmetros β corrigidos para as estacas ensaiadas a compressão.

Comprimento da estaca (m)	β	$\bar{\beta}$
4	0,28[1]	
5	1,36	1,25
6	1,13	

[1]Valor não considerado na média.

Fonte: Autor (2024)

O índice β calculado para a estaca a compressão com 4 metros de comprimento apresentou uma considerável disparidade em relação aos outros dois. Portanto, optou-se por não incluí-lo na média, realizando-a apenas com os outros dois parâmetros restantes, referentes às estacas de 5 e 6 metros de comprimento útil. Dessa maneira, obtém-se o parâmetro β recomendado para aplicação no dimensionamento de estacas escavadas à compressão, utilizando o método semiempírico proposto por Décourt e Quaresma (1978), para a região de Uberlândia e arredores, o qual equivale a 1,25.

Apesar de nenhum dos parâmetros β sugeridos pelo Autor do método serem superiores à 1 (Tabela 8), outros autores, assim como neste trabalho e através de retroanálises, identificaram valores superiores à 1, como no caso de Schulze (2013), que identificou β equivalente à 2 ou 3 na região de Campinas-SP;

É importante destacar que o parâmetro recomendado foi derivado para estacas escavadas, implantadas em solo de natureza arenosa e em condições naturais de umidade. Recomenda-se realizar estudos futuros em diversas condições de umidade, tipos de solo e características geométricas das estacas para a calibração do índice.

4.3.2 Previsão da capacidade de carga à tração

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos para se estimar a capacidade de carga da EI-T. Posteriormente, estes resultados foram comparados aos obtidos experimentalmente. Os resultados de carga de ruptura (Q_u) para a estaca escavada à tração, estimada via métodos de previsão de capacidade de carga anteriormente descritos, juntamente com o resultado obtido em PCE, estão dispostos na Tabela 28.

A média das capacidades de carga obtidos pelos métodos equivale à 166 kN. Todos os métodos subestimaram a capacidade de carga da estaca obtida experimentalmente, com o método de Meyerhoff (1973) sendo o que mais se aproximou desta.

Tabela 28 – Cargas de ruptura estimadas para a estaca à tração.

Método	Q_u **(kN)**	$Q_u/Q_{u,PCE}$
PCE	315	-
Cilindro de Atrito	168	0,53
Meyerhoff (1973)	189	0,60
Levacher & Sieffert (1984)	140	0,44

Fonte: Autor (2024)

4.3.2.1 Avaliação do método do tronco de cone

Como mencionado anteriormente, o método do tronco de cone se faz dependente de um parâmetro α para que as estimativas de capacidade de carga sejam obtidas. Diante disto, buscou-se avaliar o valor obtido experimentalmente para este parâmetro, substituindo-se o índice Q_u obtido em PCE, na Equação 2.13, e, assim, aferindo-se o ângulo α para estacas à tração dimensionadas pelo método do tronco de cone em Uberlândia e região, equivalente à 16,2°.

Este valor aproxima-se bastante do obtido por Monteiro (1985) com estacas escavadas inseridas em areias argilosas porosas da região de Ilha Solteira (SP) (Tabela 15). Por outro lado, no mesmo local e em solos e estacas de mesmas características, foram obtidos ângulos α de diferentes valores, caracterizando a imprecisão contida no método de tronco de cone.

4.4 PREVISÃO DE RECALQUES

Neste tópico, apresenta-se a estimativa dos recalques por meio dos métodos previamente mencionados para a estaca isolada submetida a compressão axial. Subsequentemente, esses recalques foram confrontados com os valores experimentais obtidos para duas cargas de trabalho (Q_1 e Q_2). Tais cargas correspondem à aplicação de fatores de segurança equivalentes a 1,6 e 2, respectivamente, em relação à capacidade de carga última da

estaca (Q_u). Estes fatores de segurança são preconizados pela ABNT NBR 6122:2022 em situações em que provas de carga são realizadas durante a fase de elaboração ou ajuste do projeto (F.S = 1,6) e quando métodos semiempíricos são empregados no dimensionamento (F.S = 2). Buscou-se realizar as análises com estas duas cargas de trabalho a fim de se abranger os dois fatores de segurança mais aplicados pelos projetistas no dimensionamento de fundações em estacas.

$$Q_1 = \frac{Q_u}{1,6} = \frac{210}{1,6} = 131kN \tag{4.1}$$

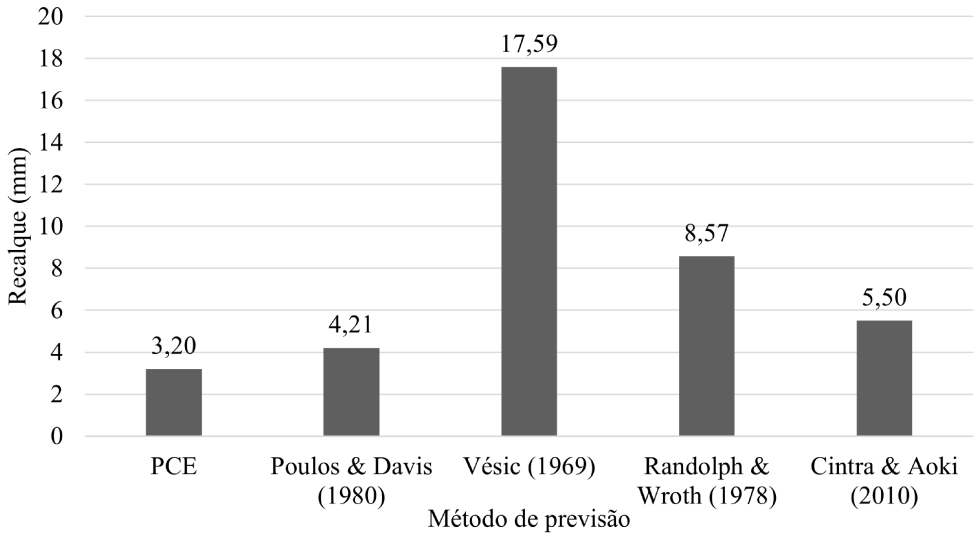
$$Q_2 = \frac{Q_u}{2,0} = \frac{210}{2,0} = 105kN \tag{4.2}$$

As planilhas, validadas por meio de cálculos manuais, utilizadas para a realização dos cálculos, estão apresentadas no Apêndice B.

4.4.1 Carga de Trabalho Q_1: Métodos de previsão de recalques *vs* prova de carga

A Figura 47 apresenta o comparativo entre os resultados de recalques obtidos pelos métodos de previsão, para a carga de trabalho Q_1 (F.S = 1,6), e o resultado experimental, para a mesma carga, obtido via PCE.

Figura 47 – Comparativo dos recalques estimados e experimental para a carga de trabalho Q_1.



Fonte: Autor (2024)

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, fez-se uma análise de proporcionalidade (Tabela 29).

Tabela 29 – Proporcionalidade entre recalques estimados e experimental para a carga Q_1.

Método	**s (mm)**	s_{calc}/s_{PCE}
PCE	3,2	-
Poulos & Davis (1980)	4,2	1,3
Vésic (1969)	17,6	5,5
Randolph & Wroth (1978)	8,6	2,7
Cintra & Aoki (2010)	5,6	1,7

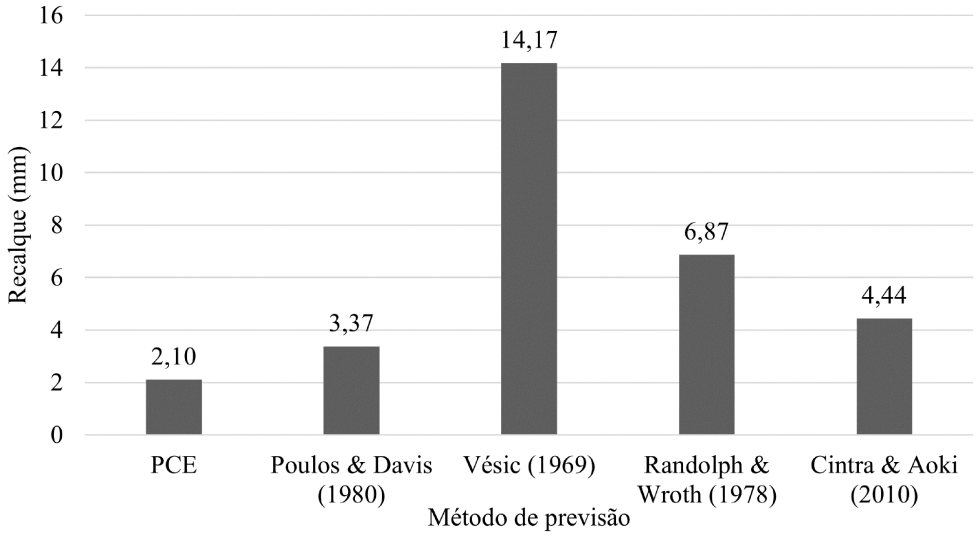
Fonte: Autor (2024)

O método de Poulos & Davis (1980) apresentou o melhor desempenho quanto a previsão do recalque da estaca isolada a compressão para a carga de trabalho Q_1 (F.S = 1,6). Por outro lado, aferiu-se que o método de Vésic (1969) foi o mais discrepante quanto ao valor de recalque obtido via PCE, sobrestimando este em mais de cinco vezes. Tal comportamento pode indicar que os parâmetro adotados para o cálculo do método necessitam de aprimoramentos para melhor representatividade do solo da região de Uberlândia - MG.

4.4.2 Carga de Trabalho Q_2: Métodos de previsão de recalques *vs* prova de carga

A Figura 48 apresenta o comparativo entre os resultados de recalques obtidos pelos métodos de previsão, para a carga de trabalho Q_2 (F.S = 2,0), e o resultado experimental, para a mesma carga, obtido via PCE.

Figura 48 – Comparativo dos recalques estimados e experimental para a carga de trabalho Q_2.



Fonte: Autor (2024)

Para um melhor entendimento em relação à precisão de cada um dos métodos em comparação à prova de carga instrumentada, fez-se uma análise de proporcionalidade (Tabela 30).

Tabela 30 – Proporcionalidade entre recalques estimados e experimental para a carga Q_2.

Método	**s (mm)**	s_{calc}/s_{PCE}
PCE	2,1	-
Poulos & Davis (1980)	3,4	1,6
Vésic (1969)	14,2	6,8
Randolph & Wroth (1978)	6,9	3,3
Cintra & Aoki (2010)	4,4	2,1

Fonte: Autor (2024)

Os mesmos padrões de assertividade observados para a carga de trabalho Q_1 também foram observados na carga de trabalho Q_2 (F.S = 2,0). O método de Poulos & Davis (1980) foi o mais assertivo e o método de Vésic (1969) foi o menos assertivo, com as prováveis mesmas justificativas apontadas para a carga de trabalho Q_1.

5 CONCLUSÃO

Nesta pesquisa, foi realizada uma avaliação do comportamento de quatro estacas isoladas, com diferentes comprimentos, submetidas a diferentes métodos de carregamento (compressão e tração), e instaladas em solo tropical natural, tanto em condições de umidade natural quanto após inundação prévia. A seguir, destacam-se as principais conclusões deste estudo:

1. Os resultados deste estudo, corroborados por pesquisas anteriores no CEMSF, evidenciam uma perda significativa de capacidade de carga das estacas de fundação devido à inundação do solo e ao subsequente colapso. Constatou-se que, em média, essa capacidade foi reduzida em aproximadamente 50% após a inundação. Sugere-se, desta forma, a redução na capacidade de carga calculada de estacas inseridas em solos colapsíveis e sucestíveis à inundação, na região deste estudo;

2. A transferência de carga constatada na estaca a compressão apresentou uma crescente participação de ponta à medida que os estágios de carregamento avançavam. Tal fato pôde ser explicado pela presença de material heterogêneo, de resistência mecânica superior ao solo adjacente, na ponta do elemento de fundação, identificado por meio de sondagem DPL. Desconsiderando-se este caso singular, outras estacas escavadas já ensaiadas no campo experimental apresentaram baixa participação da ponta na capacidade de carga total;

3. Os modelos numéricos da estaca a compressão foram considerados efetivos em representar o comportamento da fundação, conseguindo prever o comportamento de rigidez da estaca, identificado através da progressão da curva carga *vs* recalque com o aumento dos carregamentos. Aferiu-se também que, no momento de queda abrupta da curva carga *vs* recalque experimental na condição inundada, o modelo conseguiu antever a pré-consolidação do solo e acompanhar o momento de ruptura abrupta da estaca;

4. Em uma avaliação geral, para as estacas com 5 e 6 m de comprimento, o método semiempírico de estimativa de capacidade de carga de Philipponnat (1976) foi considerado o mais efetivo, com assertividades superiores à 90%. Por outro lado, o método de Aoki & Velloso (1975) apresentou as estimativas menos precisas para ambas as estacas, apontando capacidades de carga que representaram metade dos valores alcançados em PCE. A estaca de 4 m de profundidade apresentou comportamento divergente às demais, sendo que todos os métodos de estimativa de capacidade de carga superestimaram o resultado experimental, com o método de Teixeira (1996)

sendo o mais assertivo e o método de Philipponnat (1976) apresentando a pior estimativa;

5. Todos os métodos de previsão de recalques superestimaram o recalque, para as cargas de trabalho Q_1 (F.S = 1,6) e Q_2 (F.S = 2,0), em que o método de Poulos & Davis (1980) apresentou o resultado mais próximo, superestimando o recalque observado na prova de carga estática em aproximadamente 45%. Por outro lado, o método teórico de Vésic (1978) apresentou a maior divergência, superestimando em aproximadamente 6 vezes o recalque da estaca escavada a compressão;

6. Foi proposto uma correção para o parâmetro β presente no método de estimativa de capacidade de carga de estacas a compressão de Décourt & Quaresma (1978). O valor obtido em Uberlândia (MG) e região, para estacas escavadas curtas, equivale à 1,25. Tal método utiliza diretamente o ensaio SPT como critério de entrada e sugere-se seu uso na região e nas condições deste estudo. Recomenda-se que mais estudos sejam realizados, a fim de calibrar este parâmetro e melhorar a base de dados para estimativa do mesmo;

7. Em uma análise abrangente, a estaca isolada submetida à compressão com comprimento de 4 m apresentou uma capacidade de carga consideravelmente inferior em comparação às estacas com comprimentos de 5 m e 6 m. Esta diferença pôde ser atribuída ao fato de que as estacas de 5 m e 6 m tiveram uma significativa interação por atrito lateral com uma camada de solo de resistência mecânica superior, que se inicia a partir da profundidade de 5 m em relação ao nível do terreno. Consequentemente, a estaca de 4 m de comprimento não alcança essa camada de solo, resultando em uma menor capacidade de carga;

8. Na condição de umidade in-situ, o atrito lateral unitário obtido à tração foi superior, em mais de duas vezes, ao atrito lateral unitário observado na compressão. Tal fator pode ser explicado pela presença de um tronco de cone de solo, mobilizado pela estaca à tração e crescente em direção à superfície, enrijecido pela exposição às intempéries da superfície;

9. Quanto à estaca à tração, o modelo bidimensional superestimou a rigidez da fundação e os recalques finais, nos estágios de carregamento. O modelo tridimensional também superestimou a rigidez da estaca, além de não conseguir identificar a ruptura da fundação. Recomenda-se portanto, para simulações deste tipo e nas condições desta pesquisa, a utilização de modelos bidimensionais axissimétricos;

10. Quanto às estimativas de capacidade de carga à tração, todos os métodos subestimaram o valor obtido em PCE. O método de Meyerhoff (1973) foi o mais efetivo, com assertividade de 60%;

11. Através de prova de carga realizada em estaca à tração, foi possível estimar o ângulo α presente no método de estimativa de capacidade de carga do tronco de cone. O valor obtido em Uberlândia (MG) e região, para estaca escavada curta, equivale à 16,2º. É importante ressaltar que este parâmetro é orientativo e restrito às condições específicas desta pesquisa;

12. Sugere-se que mais estudos sejam realizados com estacas solicitadas a compressão e à tração, a fim de aprimorar os resultados obtidos nesta pesquisa e minorar as incertezas.

13. Os dados apresentados neste estudo são cruciais para a compreensão do comportamento de estacas em solos colapsíveis tropicais. Suas implicações afetam diretamente os projetos de fundações, além de nortear a prática da engenharia em regiões do mundo onde solos colapsíveis, com características similares, ocorram. O rigor das análises experimentais, aliadas à validação numérica, asseguram replicabilidade e aplicabilidade destes resultados em outros cenários, o que aumenta sua relevância.

Referências

ABELEFF, M. Les affaissements des constructions sur les sols læsseux. *Le Monde Souterrain*, 1938.

ABELEV, Y.; ASKALONOV, V. The stabilization of foundations of structures on loess soils. *Proc. V. ICSMFE, Paris*, 1957.

AL-RAWAS, A. A. State-of-the-art-review of collapsible soils. *Sultan Qaboos University Journal for Science [SQUJS]*, v. 5, p. 115–135, 2000. https://doi.org/10.24200/squjs.vol5iss0pp115-135

ALBUQUERQUE, P.; CARVALHO, D.; FERREIRA, C.; LOBO, A. et al. Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas, em solo não saturado. a experiência do campo experimental da unicamp–campinas. *Geotecnia*, n. 108, p. 43–66, 2006. https://doi.org/10.14195/2184-8394_108_3

ALBUQUERQUE, P. J. R. d. Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. *São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo*, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R. d.; GARCIA, J. R. *Engenharia de Fundações*. [S.l.]: LTC, 2020. 370 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. de; CARVALHO, D. de; PEREIRA, M. Capacidade de carga de estacas escavadas em solo de diabásio, submetidas a carregamentos de tração. Universidade Estadual de Campinas, 2004.

AOKI, N.; VELLOSO, D. d. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING BUENOS . . . . *Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. [S.l.], 1975. v. 1, p. 367–376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7222*: Concreto e argamassa - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12131*: Estacas - prova de carga estática - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 16903*: Solo - prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122*: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

BASTOS, N. J. Interpretação racional do ensaio dpl. Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2016.

BERBERIAN, D. *Engenharia de Fundações*. [S.l.]: Infrasolo Editora Independente, 2016. 1153 p.

CAMPELO, N. d. S. Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível. *São Carlos (SP)*, 1994.

CEPES. Taxa de crescimento anual e variação do tamanho da população residente. 2020.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. In: *Proc. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 1970*. [S.l.: s.n.], 1970.

CINTRA, J. C. A. *Fundações em solos colapsíveis*. [S.l.]: Escola de Engenharia de São Carlos, 1998. 106 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. [S.l.]: Oficina de Textos, 2011. 96 p.

DANZIGER, F. A. B. Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1983.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de spt. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*. [S.l.: s.n.], 1978. v. 6, n. 1996, p. 45–53.

FERREIRA, R.; MONTEIRO, L.; PERES, J.; BENVENUTO, C. Some aspects on the behavior of brazilian collapsible soils. In: *Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ABMS, v. suppl*. [S.l.: s.n.], 1989. p. 117–120.

FISCINA, L. F. G. *Interpretação do mecanismo de falha de microestacas injetadas e instrumentadas, submetidas a solicitações de compressão e tração, em solo de diabásio*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, 2020. Disponível em: https://hdl.handle.net/20.500.12733/1640794. Acesso em: 10 mar. 2023.

GARCIA, J. R. Comportamento de sapatas com estacas assentes em solo tropical melhorado com cimento. Universidade Federal de Uberlândia (UFU), 2021.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de. 3d numerical modeling applied to analysis of piled foundations. *Ingeniare: Revista Chilena de Ingenieria*, Universidad de Tarapacá, v. 26, n. 4, p. 663–672, 2018. http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052018000400663

GEORGE, S. B. B. E.; GANDHI, S. R. Numerical analysis of helical piles in cohesionless soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 14, p. 361–375, 2020. https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1419912

GONZAGA, A.; ALMEIDA, F.; ALELVAN, G.; GUIMARÃES, R.; REBELO, K. et al. Caracterização geotécnica do solo da cidade de uberlândia (mg)/brasil para utilização em aterros sanitários. *Geotecnia*, n. 133, p. 73–90, 2015. https://doi.org/10.24849/j.geot.2015.133.06

HOFFMANN, K. et al. *An introduction to measurements using strain gages*. [S.l.], 1989. 291 p.

HOLTZ, W. G.; GIBBS, H. J. Field tests to determine the behaviour of piles in loess. *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1953.

ISMAEL, N. F. Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 127, n. 9, p. 766–773, 2001. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(766)

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: *Proc. European Conf. SMFE, Wiesbaden, 1963*. [S.l.: s.n.], 1963. v. 1, p. 19–25.

JENNINGS, J.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to"collapse"of grain structure. In: *Sixth Regional Conference fro Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering Durban*. [S.l.: s.n.], 1975.

KALANTARI, B. Foundations on collapsible soils: a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Forensic Engineering*, v. 166, p. 57–63, 2013. https://doi.org/10.1680/feng.12.00016

KAMAL, Z. A.; ARAB, M. G.; DIF, A. Analysis of the arching phenomenon of bored piles in sand. *Alexandria Engineering Journal*, v. 55, p. 2639–2645, 2016. https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.06.035

LEVACHER, D. R.; SIEFFERT, J.-G. Tests on model tension piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 110, n. 12, p. 1735–1748, 1984.

LOPES, A. F. A. Análise experimental e numérica de fundação mista em solo tropical. Universidade Federal de Uberlândia (UFU), 2023.

MARQUES, V. R.; BELINCANTA, A.; BEROYA-EITNER, M.-A.; AUGUSTO, J. L. A.; GUELSSI, E.; ZACHERT, H. Effect of soil moisture content on the bearing capacity of small bored piles in the unsaturated soil of maringá, paraná, brazil. In: EDP SCIENCES. *MATEC Web of Conferences*. [S.l.], 2021. v. 337, p. 03006. https://doi.org/10.1051/matecconf/202133703006

MELLIOS, G. Provas de carga em solos porosos. *SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, v. 2, p. 73–102, 1985.

MEYERHOF, G. The uplift capacity of foundations under oblique loads. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press Ottawa, Canada, v. 10, n. 1, p. 64–70, 1973. https://doi.org/10.1139/t73-005

MONTEIRO, L. Alguns aspectos da capacidade de carga de solos colpsíveis. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais–SEFE II, São Paulo*, v. 2, p. 193–202, 1985.

NILSSON, T. Comparações entre dpl nilsson e spt. *Geosul 2004–IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul*, 2004.

OLIVEIRA, E. A. d. S. Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo tropical. Universidade Federal de Uberlândia (UFU), p. 151, 2022.

OLIVEIRA, E. A. dos S.; GARCIA, J. R. An analysis of static loading tests on short bored pile in tropical soil. *Arabian Journal of Geosciences*, Springer, v. 16, n. 5, p. 299, 2023. https://doi.org/10.1007/s12517-023-11399-w

ORLANDO, C.; MAFFEI, C. E. M. Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na

compressão. 1999.

ORLANDO, C.; VARGAS, M. Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração:: análise de provas de carga de tubulões em areias porosas. 1985.

PASCHOALIN FILHO, J. A. *Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP*. [S.l.]: Campinas, SP, 2008.

PHILIPPONNAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique. *Revue Francaise de Geotechnique*, EDP Sciences, n. 10, p. 55–64, 1980.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile foundation analysis and design*. [S.l.]: Wiley New York, 1980. v. 397.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas–análise em estacas hélice contínua. *REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 14, n. 1, 2018. https://doi.org/10.5216/reec.v14i1.47915

PUL, S.; GHAFFARI, A.; ÖZTEKIN, E.; HÜSEM, M.; DEMIR, S. Experimental determination of cohesion and internal friction angle on conventional concretes. *ACI Materials Journal*, v. 114, n. 3, 2017.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the geotechnical engineering division*, American Society of Civil Engineers, v. 104, n. 12, p. 1465–1488, 1978.

REESE, L. C.; O'NEILL, M.; SMITH, R. E. Generalized analysis of pile foundations. *Journal of the Soil mechanics and foundations division*, American Society of Civil Engineers, v. 96, n. 1, p. 235–250, 1970.

SANTOS, M. d. Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (spt, cpt, dp) para diferentes subsolos arenosos. *Universidade Federal do Espírito Santo–Centro Tecnológico–Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil*, 2017.

SARAIVA JÚNIOR, R.; GARCIA, J. R. Análise da capacidade de carga de estaca escavada curta utilizando o ensaio dpl. *SEFE 10*, São Paulo, SP, 2023.

SCHIAVON, J. *Planilha de Excel para utilização do método de Van der Veen (original e modificado por Aoki)*. [S.l.]: São Carlos - USP, 2013.

SCHULZE, T. *Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, 2013.

SCHWARZ, T. Gjj aleva (compiler) laterites. concepts, geology, morphology and chemistry. isric, wageningen, 1994. 169 pp. price nlg 25. isbn: 90.6672. 053.0. *Clay Minerals*, Cambridge University Press, v. 31, n. 3, p. 440–441, 1996.

SEVERIN, K. P. *Energy dispersive spectrometry of common rock forming minerals*. [S.l.]: Springer, 2004. https://doi.org/10.2138/am.2007.504

SILVA, E. M. da; ASSUNÇÃO, W. L. O clima da cidade de uberlândia-mg. *Sociedade & Natureza*, v. 16, n. 30, 2004.

SILVA, J. Análise dos resultados de provas de carga em estacas de pequeno diâmetro

em solo colapsível. In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES–COBRAMSEF, IX*. [S.l.: s.n.], 1990. p. 125–131.

SMALL, J. C. Practical solutions to soil–structure interaction problems. *Progress in Structural Engineering and Materials*, Wiley Online Library, v. 3, n. 3, p. 305–314, 2001. https://doi.org/10.1002/pse.87

STRAUB, H. A history of civil engineering; an outline from ancient to modern times.. 1964.

TEIXEIRA, A. Projeto e execução de fundações. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, v. 3, n. 1996, p. 33–50, 1996.

VEEN, C. Van der. The bearing capacity of pile. In: *Proc. 3rd ICSMFE*. [S.l.: s.n.], 1953. v. 2, p. 84–90.

VELLOSO, D. d. A.; LOPES, F. d. R. Fundações: Volume 2–fundações profundas. *São Paulo: Editora Oficina de Textos*, 2010.

VESIC, A. S. General report on excavations and deep foundations. In: *PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5°, 1975a, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires*. [S.l.: s.n.], 1975. v. 5.

VESIC, A. S. Design of pile foundations. *NCHRP synthesis of highway practice*, n. 42, 1977.

XAVIER, J. M. *Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Pernambuco, 2018.

ZHANG, Q.-Q.; ZHANG, Z.-M.; LI, S.-C. Investigation into skin friction of bored pile including influence of soil strength at pile base. *Marine Georesources & Geotechnology*, Taylor & Francis, v. 31, n. 1, p. 1–16, 2013. https://doi.org/10.1080/1064119X.2011.626506

ZHONG-MIAO, Z.; QIAN-QING, Z.; FENG, Y. A destructive field study on the behavior of piles under tension and compression. *Journal of Zhejiang University-Science A*, Springer, v. 12, n. 4, p. 291–300, 2011. https://doi.org/10.1631/jzus.A1000253

APÊNDICE A

Apresentam-se, a seguir, as planilhas eletrônicas utilizadas a fim de automatizar os cálculos dos métodos semiempíricos de capacidade de carga. Estas planilhas foram validadas por meio de cálculos manuais.

Figura 49 – Método Semiempírico de Aoki & Velloso (1975).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE AOKI & VELLOSO (1975)								
Tipo de Estaca	Escavada	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		25,00	1	Areia Argilo-Siltosa	1,28	11	2	14
		25,00	2	Areia Argilo-Siltosa	1,88	16	6	22
		25,00	3	Areia Argilo-Siltosa	1,76	15	10	25
		25,00	4	Areia Argilosa	2,57	22	15	37
		25,00	5	Areia Argilosa	7,74	67	31	98
		25,00	6	Areia Argilo-Siltosa	6	52	43	95
		25,00	7	Areia Silto-Argilosa	6	52	53	105
		25,00	8	Argila Arenosa	9	71	66	137
		25,00	9	Argila Arenosa	5	39	74	113
		25,00	10	Argila Arenosa	6	47	83	130
		25,00	11	Areia Argilosa	7	61	97	158
		25,00	12	Areia Argilosa	2	17	102	119

Fonte: Autor (2023)

Figura 50 – Método Semiempírico de Décourt & Quaresma (1996).

	MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978)								
Tipo de Estaca	Escavada sem lama	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	Tipo de Solo 2	NSPT	NP	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		25,00	1	Areia	Areia	1,28	1,28	13	6	18
		25,00	2	Areia	Areia	1,88	1,64	16	12	28
		25,00	3	Areia	Areia	1,76	2,07	21	18	39
		25,00	4	Areia	Areia	2,57	4,02	40	26	66
		25,00	5	Areia	Areia	7,74	5,44	54	40	94
		25,00	6	Areia	Areia	6	6,58	66	51	117
		25,00	7	Areia	Areia	6	7,00	70	63	133
		25,00	8	Argila	Argila	9	6,67	34	88	122
		25,00	9	Argila	Argila	5	6,67	34	105	139
		25,00	10	Argila	Argila	6	6,00	31	124	154

Fonte: Autor (2023)

Figura 51 – Método Semiempírico de Teixeira (1996).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE TEIXEIRA (1996)									
Tipo de Estaca	Escavada a céu aberto	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	NP	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		25,00	1	Areia Argilosa	1,28	1,28	13	4	17
		25,00	2	Areia Argilosa	1,88	1,88	18	10	28
		25,00	3	Areia Argilosa	1,76	1,64	16	15	32
		25,00	4	Areia Argilosa	2,57	2,07	20	24	44
		25,00	5	Areia Argilosa	7,74	4,02	39	48	87
		25,00	6	Areia Argilosa	6	5,44	53	67	120
		25,00	7	Areia Siltosa	6	6,58	78	86	163
		25,00	8	Argila Arenosa	9	7,00	45	114	158
		25,00	9	Argila Arenosa	5	6,67	43	130	172
		25,00	10	Argila Arenosa	6	6,67	43	148	191

Fonte: Autor (2023)

Figura 52 – Método Semiempírico de Berberian (2016).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE BERBERIAN (1992)								
Tipo de Estaca	Escavada Mecanicamente (Sem Lama)	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo	NSPT	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		25,00	1	Areia Argilo Siltosa	1,28	4	2	11
		25,00	2	Areia Argilo Siltosa	1,88	6	4	19
		25,00	3	Areia Argilo Siltosa	1,76	5	6	23
		25,00	4	Areia Argilosa	2,57	9	10	39
		25,00	5	Areia Argilosa	7,74	28	22	100
		25,00	6	Areia Argilo Siltosa	6	18	29	95
		25,00	7	Areia Silto Argilosa	6	26	37	127
		25,00	8	Argila Arenosa	9	39	44	165
		25,00	9	Argila Arenosa	5	21	48	138
		25,00	10	Argila Arenosa	6	26	52	155

Fonte: Autor (2023)

Figura 53 – Método Semiempírico de Philipponnat (1980).

MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE PHILIPPONNAT (1976)									
Tipo de Estaca	Escavadas com D<1,5m	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Tipo de Solo 1	Tipo de Solo 2	Tipo de Solo 3	NSPT	Qp (kN)	Ql (kN)	Qu (kN)
		25,00	1	Areia	Areia Argilo-Siltosa	Areia Argilosa	1,28	13	8	21
		25,00	2	Areia	Areia Argilo-Siltosa	Areia Argilosa	1,88	20	19	38
		25,00	3	Areia	Areia Argilo-Siltosa	Areia Argilosa	1,76	18	29	47
		25,00	4	Areia	Areia Argilosa	Areia Argilosa	2,57	27	44	71
		25,00	5	Areia	Areia Argilosa	Areia Argilosa	7,74	81	90	170
		25,00	6	Areia	Areia Argilo-Siltosa	Areia Argilosa	6	62	125	188
		25,00	7	Areia	Areia Silto-Argilosa	Areia pco. Compacta	6	62	146	209
		25,00	8	Argila	Argila Arenosa	Argila Arenosa	9	106	194	301
		25,00	9	Argila	Argila Arenosa	Argila Arenosa	5	59	221	280
		25,00	10	Argila	Argila Arenosa	Argila Arenosa	6	71	253	324

Fonte: Autor (2023)

APÊNDICE B

Apresentam-se, a seguir, as planilhas eletrônicas utilizadas a fim de automatizar os cálculos dos métodos de estimativas de recalques. Estas planilhas foram validadas por meio de cálculos manuais.

Figura 54 – Método de Poulos & Davis (1980).

Poulos & Davis (1980)	
Trecho	
Comprimento da estaca (m)	6
Diâmetro da estaca (m)	0,25
L/d	24
Diâmetro da ponta (m)	0,25
db/d	1
I,0	0,075
Ep (kPa)	35000000,00
Es=E (kPa)	12000
K	2917
Rk	1,62
h (m)	20
h/L	3,33
L/h	0,30
Rh	0,88
vs	0,35
Rv	0,92
Eb (kPa)	15000
Rb	0,98
I	0,096

Carga (kN)	s (mm)
0	0,00
20	0,64
40	1,29
60	1,93
80	2,57
105	3,37
120	3,86
131	4,21
160	5,14
180	5,78
200	6,43
220	7,07

Fonte: Autor (2023)

Figura 55 – Método de Vésic (1969).

Vésic (1969)

Sp (Recalque na ponta)

Cp	0,14
D (m)	0,25

Carga (kN)	Sp (mm)
0	0,00
20	1,83
40	4,58
60	6,41
80	8,25
100	10,08
120	11,91
140	13,74
160	15,58
180	19,24
200	21,99
220	27,49

Se (Encurtamento Elástico)

L (m)	6
A (m²)	0,05
Ec (MPa)	35000
Alfa,ss	0,5

Carga (kN)	Se (mm)
0	0,00
20	0,04
40	0,08
60	0,13
80	0,17
100	0,21
120	0,25
140	0,29
160	0,33
180	0,38
200	0,42
220	0,47

Sl (Recalque lateral)

Cl	0,240
D (m)	0,25

Carga (kN)	Sl (5m)	Sl (12m)	Sl (mm)
0	0,00	0,00	0,00
20	0,44	0,22	0,67
40	1,04	0,28	1,32
60	1,64	0,39	2,04
80	2,24	0,50	2,75
100	2,92	0,56	3,48
120	3,52	0,67	4,19
140	4,12	0,79	4,91
160	4,72	0,90	5,62
180	5,16	1,01	6,17
200	5,76	1,07	6,83
220	5,97	1,23	7,21

Carga (kN)	S,final (mm)
0	0,00
20	2,54
40	5,99
60	8,58
80	11,16
100	13,77
120	16,35
140	18,94
160	21,53
180	25,79
200	29,24
220	35,17

Fonte: Autor (2023)

Figura 56 – Método de Randolph & Wroth (1978).

Randolph & Wroth (1978)	
ç	4,03
L (m)	6
Gl*tg(u*L)/u*L (MN)	2,18
Rô	0,75

Carga (kN)	s (mm)
0,00	0,00
20,00	1,31
40,00	2,62
60,00	3,92
80,00	5,23
100,00	6,54
120,00	7,85
140,00	9,15
160,00	10,46
180,00	11,77
200,00	13,08
220,00	14,38

Fonte: Autor (2023)

Figura 57 – Método de Cintra & Aoki (2010).

Recalque (1° camada)	
D (m)	0,25
h (m)	1
H (m)	1

Carga (kN)	Delta (kPa)
0	0,00
20	8,32
40	16,63
60	24,95
80	33,26
100	41,58
120	49,89
140	58,21
160	66,52
180	74,84
200	83,15
220	91,47
E,0 (MPa)	15
Sigma,0 (kN/m²)	112

Recalque (1° camada)		
Carga (kN)	**Es (MPa)**	**s (mm)**
0	15,00	0,00
20	15,27	0,54
40	15,53	1,07
60	15,77	1,58
80	16,01	2,08
100	16,23	2,56
120	16,45	3,03
140	16,65	3,49
160	16,85	3,95
180	17,05	4,39
200	17,23	4,82
220	17,41	5,25

Fonte: Autor (2023)