



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



BÁRBARA ESTÉFANY PEREIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE RADIER
ESTAQUEADO ISOLADO PRÉ-CARREGADO SOB CONDIÇÃO INUNDADA**

Uberlândia - MG

2025

BÁRBARA ESTÉFANY PEREIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE RADIER
ESTAQUEADO ISOLADO PRÉ-CARREGADO SOB CONDIÇÃO INUNDADA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção Civil, Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia - MG

2025

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

P436
2025

Pereira, Barbara Estefany, 1997-
Análise experimental e numérica do comportamento de
radier estaqueado isolado pré-carregado sob condição
inundada. [recurso eletrônico] / Barbara Estefany
Pereira. - 2025.

Orientador: Jean Rodrigo Garcia.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.61>
Inclui bibliografia.

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

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:

Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 312, PPGEC				
Data:	03 de fevereiro de 2025	Hora de início:	09h04min	Hora de encerramento:	11h06min
Matrícula do Discente:	12222ECV006				
Nome do Discente:	Barbara Estefany Pereira				
Título do Trabalho:	Análise experimental e numérica do comportamento de radier estaqueado isolado pré-carregado sob condição inundada				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Geotecnia				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Projeto Universal - Termo de Outorga FAPEMIG/DAP nº. 37964078/2021 - PROCESSO N.: APQ-00335-21, coordenado pelo Prof. Dr. Jean Garcia				

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: David de Carvalho - UNICAMP, Michael Andrade Maedo - UFU e Jean Rodrigo Garcia, orientador da candidata.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Jean Rodrigo Garcia, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu à discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da 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):

Aprovada

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 03/02/2025, às 11:04, 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 **Michael Andrade Maedo, Professor(a) do Magistério Superior**, em 03/02/2025, às 11:04, 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 03/02/2025, às 11:16, 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 **6024545** e o código CRC **FC4AC387**.

Dedico este trabalho a todos os engenheiros civis, profissionais da área e pesquisadores que tenham interesse pela temática em prol aos benefícios da construção civil para a sociedade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por estar sempre me protegendo, me guiando e me dando forças para ir em busca dos meus sonhos e objetivos, me permitindo concluir mais uma etapa profissional em minha carreira.

Aos meus pais, que sempre estiveram ao meu lado me apoiando em minhas escolhas e me dando forças para superar a todos os momentos mais difíceis, sem deixar que o cansaço me impedisse de alcançar minhas conquistas.

Aos meus irmãos, por toda a admiração, amor e carinho nos momentos de retorno para casa.

Ao professor Jean Rodrigo Garcia, por mais uma orientação ao longo de minha trajetória acadêmica com muita dedicação e paciência, por todos os ensinamentos, pelo apoio, críticas, ideias.

Aos meus amigos de mestrado, por todo apoio e ajuda ao longo desta trajetória, em especial ao Rogério Saraiva, Alisson Lopes e Eduardo Oliveira que me auxiliaram na execução das provas de carga realizadas para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os meus amigos que me acompanharam de perto ao longo de todo o trajeto, por todo apoio, carinho e ajuda nos momentos de preocupação, permitindo que os dias de batalha fossem mais leves.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, por me proporcionar oportunidades únicas na minha vida acadêmica e ceder suas instalações para o desenvolvimento desta pesquisa.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo apoio financeiro (Projeto Universal - Termo de Outorga FAPEMIG/DAP nº. 37964078/2021 - PROCESSO N.: APQ-00335-21, coordenado pelo Prof. Dr. Jean Garcia).

RESUMO

Nessa pesquisa, buscou-se compreender o comportamento de fundações pré-carregadas em estado inundado assentes em solos com comportamento colapsível na região de Uberlândia-MG. Para tanto, foram realizadas provas de carga estática instrumentadas combinadas a simulações numéricas tridimensionais em protótipos reais de uma sapata isolada com 0,20 m de espessura e 1 m de diâmetro, uma estaca isolada do tipo escavada com 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento e em um radier estaqueado isolado com uma estaca e uma sapata com dimensões iguais as das fundações isoladas, sendo todas as fundações submetidas a compressão axial. Por meio dos ensaios experimentais e das modelagens numéricas no software *RS3* da Rocscience foi possível avaliar o comportamento e os mecanismos de transferência e distribuição de carga e do atrito lateral das fundações, traçando comparativos entre elas e as estudadas por outros autores. Os resultados dos ensaios mostraram uma queda significativa na capacidade de carga de todas as fundações quando ensaiadas no estado inundado, sendo de aproximadamente 60% para a estaca isolada (EI), 35% para o radier estaqueado isolado (REI), 64% para a sapata isolada (SI) sem um pré-carregamento e 24% para a mesma após um pré-carregamento. Além disso, notou-se que nas fundações com a presença de sapatas, a realização de um pré-carregamento anterior à inundação favoreceu a capacidade de carga da fundação, devido à redução de vazios na região abaixo da sapata. Com base nos resultados observados, esta pesquisa oferece diretrizes para projetos de fundações em áreas sujeitas a condições adversas, contribuindo para a segurança e a eficiência de construções em solos colapsíveis.

Palavras-chave: Radier estaqueado isolado, condição inundada, curva carga *versus* recalque, solos colapsíveis, prova de carga estática, pré-carregamento em fundações, modelagem numérica.

ABSTRACT

This research aimed to understand the behavior of preloaded foundations under flooded soil conditions, resting on collapsible soils in the region of Uberlândia-MG. To achieve this, instrumented static load tests were conducted in conjunction with three-dimensional numerical simulations on real-scale prototypes of an isolated footing with a thickness of 0.20 m and a diameter of 1 m, an isolated pile with a diameter of 0.25 m and a length of 5 m, and a piled raft unit composed of a single pile and a footing with the same dimensions as the isolated foundations. All foundations were subjected to axial compression. Through experimental tests and numerical modeling using Rocscience's RS3 software, it was possible to evaluate the behavior, load transfer and distribution mechanisms, and lateral friction of the foundations, establishing comparisons between them and those studied by other authors. The test results showed a significant reduction in the load-bearing capacity of all foundations when tested under flooded conditions, with reductions of approximately 60% for the isolated pile (EI), 35% for the piled raft unit (REI), 64% for the isolated footing (SI) without preloading, and 24% for the same footing after preloading. Additionally, it was observed that in foundations incorporating footings, preloading before flooding improved the load-bearing capacity due to the reduction of voids in the soil beneath the footing. Based on the observed results, this research provides guidelines for foundation design in areas subject to adverse conditions, contributing to the safety and efficiency of constructions on collapsible soils.

Keywords: Isolated piled raft, flooded condition, load versus settlement curve, collapsible soils, static load test, preloading in foundations, numerical modeling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Relação dos recalques do radier estaqueado com uma estaca isolada.	21
Figura 2 – Interações Solo-Estaca-Radier.	22
Figura 3 – Unidade de radier estaqueado com área equivalente por estaca.	23
Figura 4 – Coeficiente α_{pr} de acordo com o tipo de fundação.....	24
Figura 5 – Formas de ruptura de um radier estaqueado	24
Figura 6 – Curva de carga versus recalque simplificada para análise preliminar.	26
Figura 7 – Curvas de carga versus recalque para radiers estaqueados de acordo com várias filosofias de projeto	28
Figura 8 – Estacas centrais para reduzir o recalque diferencial	29
Figura 9 – Ocorrência de colapso no estágio de inundação da prova de carga.	30
Figura 10 – Solos colapsíveis no Brasil	32
Figura 11 – Fluxograma das etapas a serem desenvolvidas na pesquisa.....	43
Figura 12 - Localização geográfica da área experimental.....	44
Figura 13 - Mapa geológico da região de Uberlândia.	45
Figura 14 - Valores de sucção medidas na profundidade de 85 cm no campo experimental CEFMS-UFU.....	46
Figura 15 - Perfil geotécnico do campo experimental obtido por sondagem.....	47
Figura 16 - Gráfico de plasticidade proposto por Casagrande e parâmetros LL e LP para os primeiros 7 metros de solo.	48
Figura 17 - Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Van Genuchten (1980).....	48
Figura 18 – Vista em planta e corte das fundações testes	49
Figura 19 – Disposição das fundações testes no campo experimental.....	50
Figura 20 – Detalhe da armadura das estacas testes.....	51
Figura 21 – Detalhe da armadura das estacas de reação.....	52
Figura 22 – Sistema de prova de carga à compressão com estacas e tirantes de reação.	53

Figura 23 – Viga de reação e equipamentos posicionados para a prova de carga da sapata estaqueada.....	54
Figura 24 – Pré-inundação de solo para prova de carga em estaca isolada.....	56
Figura 25 – Prova de carga em estaca isolada com solo em estado inundado.	56
Figura 26 – Pré-inundação de solo para prova de carga em sapata estaqueada.	57
Figura 27 – Prova de carga em sapata estaqueada com solo em estado inundado.	57
Figura 28 – Pré-inundação de solo para prova de carga em sapata isolada.....	58
Figura 29 – Prova de carga em sapata isolada com solo em estado inundado.	58
Figura 30 – Esquema da ponte de Wheatstone.....	60
Figura 31 – Execução das barras instrumentadas.....	60
Figura 32 – Posicionamento da instrumentação na sapata estaqueada e na estaca isolada.	61
Figura 33 – Gráfico tensão vs deformação obtida pela instrumentação da estaca teste.....	62
Figura 34 – Modelo MEF tridimensional da malha com destaque para densificação na região da estaca.....	63
Figura 35 – Semiespaço dos modelos MEF tridimensional.	64
Figura 36 – Malha de 10 nós do modelo MEF tridimensional.....	65
Figura 37 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental de sapata isolada em estado natural e inundado, com e sem recarregamento.	68
Figura 38 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental e numérico de sapata isolada sem pré-carregamento em estado inundado.	69
Figura 39 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental de estaca isolada em estado natural e inundado.	70
Figura 40 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental e numérico de estaca isolada nos estados natural e inundado.....	71
Figura 41 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental de radier estaqueado isolado em estado natural e inundado.....	72
Figura 42 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental e numérico do radier estaqueado isolado nos estados natural e inundado.....	73

Figura 43 – Distribuição de cargas obtidas experimentalmente para a estaca isolada inundada (EI-INUND-EXP).....	75
Figura 44 – Curvas de transferência de carga obtidas na EI-INUND, experimental e numericamente.....	76
Figura 45 – Gráficos dos atritos laterais unitários para os estágios de carregamento para a EI_INUND_EXP.....	77
Figura 46 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca isolada sob condição natural (EI_NAT).	78
Figura 47 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca isolada sob condição inundada (EI_INUND).....	78
Figura 48 – Distribuição de cargas obtidas experimentalmente para o radier estaqueado isolado inundado pré-carregado (REI-INUND-EXP).....	80
Figura 49 – Curvas de transferência de carga obtidas na REI-INUND, experimental e numericamente.....	81
Figura 50 – Gráficos dos atritos laterais unitários para os estágios de carregamento para a REI_INUND_EXP.....	82
Figura 51 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca do radier estaqueado sob condição natural (REI_NAT).....	83
Figura 52 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca do radier estaqueado sob condição inundada (REI_INUND).	83
Figura 53 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para fundações diretas em solo natural e inundado.	87
Figura 54 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para estacas isoladas em solo natural e inundado.	87
Figura 55 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para fundações mistas em solo natural e inundado.....	88
Figura 56 – Curva tensão versus deslocamento obtida por ensaio experimental de sapata isolada em estado natural e inundado, com e sem pré-carregamento.	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros do solo	46
Tabela 2 - Cronograma de execução das provas de carga estática.	55
Tabela 3 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Estaca Isolada (EI).....	66
Tabela 4 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Sapata Isolada (SI).....	66
Tabela 5 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Radier Estaqueado Isolado (REI)	66
Tabela 6 - Cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível em estado inundado.....	85
Tabela 7 - Comparativo de cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível em estado natural e inundado.	86

LISTA DE SÍMBOLOS

Q_{PR}	Carga total aplicada ao radier estaqueado
$Q_{pile,i}$	Carga absorvida pelas estacas
α_{pr}	Coefficiente de acordo com o sistema de fundação
K_{pr}	Rigidez do radier estaqueado
K_p	Rigidez do grupo de estacas
K_r	Rigidez do radier isolado
α_{cp}	Fator de interação radier-estaca
P_r	Carga transportada pelo radier
P_t	Carga total aplicada
r_c	Raio médio do bloco
r_0	Raio da estaca
ν	Coefficiente de Poisson do solo
E_{sl}	Módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca
E_{sb}	Módulo de Young do solo no ponto de suporte abaixo da ponta da estaca
E_{sav}	Módulo de Young médio do solo ao longo do fuste da estaca
E_s	Módulo de deformabilidade do solo
E_{comp}	Módulo de Young da seção composta (radier+estaca)
E_{conc}	Módulo de Young do concreto
$E_{aço}$	Módulo de Young do aço
A_{conc}	Área de concreto
$A_{aço}$	Área de aço
FS	Fator de segurança
R	Capacidade de carga de fundações profundas na condição não inundada
R_c	Carga de colapso
P_a	Carga admissível
σ_c	Tensão de colapso em fundações diretas
σ_a	Tensão admissível
σ_r	Capacidade de carga em fundações diretas

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
UFU	Universidade Federal de Uberlândia
CEMSF	Campo Experimental Mecânica dos Solos e Fundações
MEF	Método dos Elementos Finitos
PCE	Prova de Carga Estática
EI	Estaca Isolada
REI	Radier Estaqueado Isolado
SPR	Single Piled Raft (Radier Estaqueado Isolado)
SI	Sapata Isolada
EXP	Ensaio realizado por meio de prova de carga estática
NUM	Ensaio realizado por simulação numérica
INUND	Ensaio experimental realizado com o solo em estado inundado
NAT	Ensaio experimental realizado com o solo em estado natural de umidade
PC-EXP	Pré-carregada experimental
SPC-EXP	Sem pré-carregamento experimental

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	16
1.1 Objetivos.....	18
1.1.1 Objetivo geral	18
1.1.2 Objetivos específicos	18
1.2 Justificativa	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 Fundações estakeadas	19
2.2 Compartilhamento de cargas	21
2.3 Projeto de radier estakeado	27
2.4 Recalque em solos colapsíveis.....	30
2.5 Carga de colapso	35
2.6 Sucção matricial e capacidade de carga.....	36
2.7 Tensão admissível do solo	38
2.8 Métodos numéricos.....	39
3 MATERIAL E MÉTODOS	42
3.1 Campo Experimental	43
3.1.1 Geologia e Localização.....	43
3.1.2 Aspectos Climáticos	45
3.1.3 Parâmetros do solo.....	46
3.2 Fundações Teste.....	49
3.3 Armadura do sistema de ensaio e reação	51
3.4 Prova de carga estática.....	52
3.4.1 Prova de carga estática em fundação profunda.....	55
3.4.2 Prova de carga estática em fundação direta.....	57
3.5 Instrumentação.....	59
3.5.1 Extensômetros em provas de carga.....	59
3.5.2 Determinação do Módulo de Young das estacas	61
3.6 Análise numérica – Modelo MEF tridimensional <i>RS3</i>	62
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	67
4.1 Sapata Isolada	67
4.1.1 PCE vs Simulações numéricas – Sapata Isolada (SI)	69
4.2 Estaca Isolada	70

4.2.1	PCE vs. Simulações numéricas – Estaca Isolada (EI)	71
4.3	Radier Estaqueado Isolado	72
4.3.1	PCE vs Simulações numéricas – Radier Estaqueado Isolado (REI).....	73
4.4	Resultados Via Instrumentação Em Profundidade	74
4.4.1	Transferência de Carga – Estaca Isolada (EI).....	74
4.4.2	Transferência de Carga – Radier Estaqueado Isolado (REI)	79
4.5	Comparações das curvas carga vs recalque experimentais.....	85
5	CONCLUSÃO	88
6	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	91
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	APÊNDICE A – CURVA TENSÃO VS DESLOCAMENTO DA SAPATA ISOLADA	
	(SI)	98

1 INTRODUÇÃO

Na engenharia, é comum a aplicação de sistemas convencionais de fundações em projetos, constituídos por elementos rasos ou profundos, selecionados com base nas análises do perfil do solo onde o empreendimento será implantado. Em Minas Gerais, assim como em outras regiões do país, para empreendimentos unifamiliares e multifamiliares de pequeno porte, construções industriais e comerciais térreas, e obras de reforma, é frequente o uso de fundações em radiers apoiados diretamente no solo. No entanto, mesmo sendo uma prática difundida, em muitas situações tem-se observado o surgimento de patologias diretamente relacionadas a estas fundações quando assentes em solos colapsíveis sem as devidas análises das características específicas deste tipo de solo, principalmente quando os mesmos são submetidos a uma elevação de sua umidade.

Com base nisso, o estudo das fundações em solos colapsíveis em estado inundado tem sido cada vez mais fundamental para enfrentar os desafios específicos apresentados por esse tipo de solo, garantindo a segurança e a estabilidade das construções nessas condições adversas, e assim, fornecer diretrizes para aprimorar as técnicas de projeto de fundações em áreas sujeitas ao aumento do teor de umidade do solo.

Assim como em outras regiões do país, a cidade de Uberlândia, localizada no Triângulo Mineiro no estado de Minas Gerais, possui uma grande extensão territorial com uma camada de solo laterítico composto por areia silto-argilosa e argila arenosa porosa. Esse tipo de solo é caracterizado por baixa capacidade de suporte e alta suscetibilidade a deformações elevadas. Estes solos comumente chamados de colapsíveis são solos não saturados, com baixo teor de umidade, e porosos, com alto índice de vazios. Quando submetidos a uma elevação do teor de umidade em quantidade suficiente de água, mantendo-se a tensão aplicada, podem apresentar o fenômeno de colapso em sua estrutura sofrendo grandes deformações devido a diminuição significativa de volume, resultando em recalques bruscos que são somados aos recalques normais das fundações implantadas sobre eles. Esse fenômeno, pode levar ao surgimento de patologias na estrutura como um todo. Essas patologias podem ser desde pequenos danos arquitetônicos, como o aparecimento de fissuras e pequenas trincas em paredes, até danos estruturais mais graves, como a ruína parcial ou total de paredes, pisos e instalações hidráulicas.

Dessa forma, devido aos problemas patológicos observados com o emprego de radiers isolados e considerando as características do solo na região para a construção desses empreendimentos,

tem sido comumente adotado o uso de estacas escavadas como opção de fundação. Isso ocorre porque as propriedades superficiais do solo não permitem o emprego de fundação direta de modo a garantir um desempenho adequado da estrutura, suportando as cargas solicitadas e assegurando os limites máximos de recalque demandados pela fundação.

Além dos sistemas convencionais, existe um modelo de fundações denominado radier estaqueado, que consistem na combinação de um elemento profundo, como uma estaca, com um elemento raso de fundação, normalmente do tipo radier ou sapata, apresentando capacidade de carga de forma combinada, oriunda da cooperação entre os seus elementos. No entanto, o uso dessas fundações combinadas ainda é pouco difundido, assim como a quantidade de pesquisas desenvolvidas experimentalmente sobre este assunto é escassa na região. Como resultado, essa opção de fundação é frequentemente negligenciada em projetos que empregam fundações profundas.

Nesta pesquisa, buscou-se avaliar o comportamento das fundações estaqueadas, investigando a contribuição adicional que o contato entre o radier e o solo podem acrescentar para os projetos de fundações, principalmente nos casos desenvolvidos para regiões com solos colapsíveis. A análise também permitiu avaliar os equívocos cometidos ao ignorar a contribuição deste radier no dimensionamento do conjunto, o que pode gerar resultados subestimados em relação ao desempenhando real da fundação construída. Desta forma, é importante avaliar no radier estaqueado isolado, como ocorre a influência da sapata para com a estaca e como é a influência da estaca para com a sapata. Dado isso, acredita-se que essa análise seja de grande relevância para expandir o conhecimento do comportamento dessas fundações no solo local, especialmente porque o solo apresenta características colapsíveis quando inundado.

Para esta pesquisa, foi adotada a análise de uma fundação em radier estaqueado isolado com uma estaca, que consistem em um elemento de fundação raso do tipo sapata apoiado sobre uma estaca, considerada um elemento de fundação profundo, analisando também seus elementos isolados (radier e estaca). A estaca isolada possui 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento, enquanto o radier, contendo a estaca, apresenta 1 m de diâmetro e 0,20 m de espessura.

Para o estudo, foram desenvolvidos ensaios numéricos e experimentais de três fundações diferentes: os dois primeiros consistiram em ensaiar à estaca e a sapata isoladamente afim de determinar a tensão de ruptura dessas fundações isoladas. Posteriormente, foi conduzido um terceiro ensaio feito em um radier estaqueado isolado com uma estaca, com as mesmas

dimensões dos elementos isolados, porém com a estaca isolada engastada, com o intuito de comparar a tensão de ruptura entre o elemento misto e os elementos isolados.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 *Objetivo geral*

O objetivo desta pesquisa consiste em avaliar por meio de provas de carga estática com instrumentação e através de análises numéricas, a partir do método dos elementos finitos (MEF), o comportamento de um radier estaqueado isolado com uma estaca, construído a partir de uma sapata estaqueada, e o de seus elementos isolados, todos executados em um solo colapsível em condição inundada localizado na cidade de Uberlândia (MG).

1.1.2 *Objetivos específicos*

- a) Avaliar e comparar a capacidade de carga e os deslocamentos no radier estaqueado isolado com uma estaca e seus elementos isoladamente, a partir da realização de provas de carga estática em protótipos de fundação em escala real com o solo sob condição inundada;
- b) Compreender o comportamento das fundações em radier estaqueado isolado com uma estaca e seus elementos isolados, assentes em solo colapsível e inundado;
- c) Explicar como ocorre a transferência de carga nas estacas, isolada e do radier estaqueado isolado, e qual é a influência do efeito “cap” devido a sapata na transferência de carga e no atrito lateral ao longo do comprimento da estaca;
- d) Verificar o ganho da capacidade de carga de uma fundação superficial inundada com a inclusão de uma estaca;
- e) Validar e calibrar um modelo numérico com base nos resultados experimentais para traçar o comportamento das curvas carga *versus* recalque do radier estaqueado isolado inundado e dos seus elementos isolados;
- f) Avaliar qual o efeito do pré-carregamento nas fundações anteriormente a recompressão destas com o solo inundado.

1.2 JUSTIFICATIVA

A presente pesquisa justifica-se como uma forma de ampliar os estudos da aplicação de fundações em radier estaqueado isolado em solos colapsíveis e seu comportamento quando

inundado, principalmente na região de Uberlândia, onde são escassos os estudos técnico-científico relacionados a este solo foram desenvolvidos. Nesse contexto, alguns pontos podem ser mencionados para validar a necessidade do desenvolvimento deste tema.

Em primeiro lugar, destaca-se a importância de aprofundar os estudos sobre o comportamento e a capacidade de carga das fundações em radier estaqueado isolado, uma vez que essa prática ainda é pouca aplicada em projetos. Isso pode ser atribuído, provavelmente, ao conservadorismo de muitos engenheiros de fundações e a escassez de informações sobre os fatores de segurança previstos em legislações e normas, o que limita a confiabilidade dos engenheiros no momento do dimensionamento. Assim, espera-se que, com o desenvolvimento de novos métodos e ferramentas para análises desses sistemas, o número de aplicações práticas aumente e se torne mais difundido no mercado, impactando positivamente nos recursos materiais e na viabilidade executiva das fundações.

Outro ponto a ser mencionado é que, a cada dia, mais casos de patologias em edificações têm sido originados devido ao recalque proveniente do colapso desses solos colapsíveis, o que instiga aos pesquisadores explorarem possíveis novas técnicas construtivas aplicáveis ao longo da execução do empreendimento, visando melhorar o desempenho e a segurança das fundações, além de reduzir os riscos relacionados aos recalques de colapso.

Com essa pesquisa, espera-se contribuir para o avanço do conhecimento técnico-científico na área de fundações em radier estaqueado isolado em solos colapsíveis, fornecendo subsídios relevantes para aprimorar as práticas de projeto e execução de fundações em solos com esse comportamento específico. Além disso, os resultados obtidos podem ter um impacto positivo na indústria da construção civil, proporcionando maior segurança e durabilidade às edificações construídas em tais condições.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Nas últimas décadas, tem sido comum o um aumento acelerado da construção civil e, juntamente com ele, a expansão dos centros urbanos e verticalização das cidades. Isso tem levado os projetistas de fundações a enfrentarem novos desafios no desenvolvimento de projetos. Com a ampliação da altura das edificações, as fundações têm recebido um aumento

de cargas oriundas do sistema estrutural, distribuídos em áreas menores, tornando esses carregamentos cada vez mais concentrados.

Nesse contexto, as fundações estaqueadas, conceitualmente denominadas como *radier* estaqueado isolado, têm recebido maior destaque no momento do dimensionamento. Isto acontece porque essas fundações não apenas contam com o suporte das estacas, mas também se beneficiam da contribuição do contato entre o bloco e o solo, o que tende a proporcionar uma capacidade de carga superior aos elementos quando considerados de forma isolada.

De acordo com Mandolini et al. (2013), o conceito *radier* estaqueado baseia-se na colaboração entre o *radier* e as estacas, com o intuito não de apenas aumentar a rigidez geral do elemento de fundação, mas também aumentar sua capacidade de carga, controlar recalques diferenciais e reduzir o estado de tensão do radier quando considerado como uma alternativa de fundação superficial.

Fisicamente, um grupo de estacas ou bloco de estacas, que é uma forma tradicional de fundação, pode ser considerado como sendo uma *radier* estaqueado quando o bloco de ligação entre as estacas estiver em contato com o solo, fazendo assim o papel de elemento superficial da fundação (SALES, 2000).

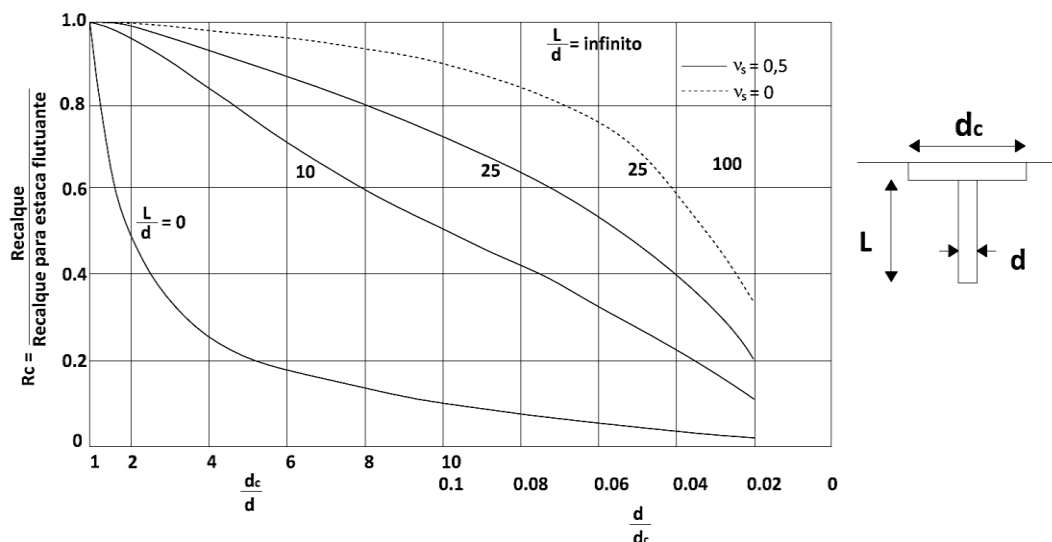
De acordo com Teixeira (1996) a técnica de emprego do radier estaqueado foi desenvolvida por Zeevaert (1957) com o objetivo de reduzir, até certo valor desejado, os recalques de uma fundação por sapata, mediante a implantação de um determinado número de estacas para apoio parcial destas. O autor ainda complementa que o radier estaqueado é uma solução interessante quando o solo sob o radier possuir uma boa capacidade de suporte, de modo que poucas estacas sejam suficientes para reduzir os recalques a limites admissíveis.

Poulos (2001, apud Van Impe, W. F. & Lungu, 1996), assim como Teixeira (1996), menciona que nos últimos anos, houve um crescente reconhecimento do uso de estacas para reduzir recalques de radier e recalques diferenciais, podendo levar a uma economia considerável sem comprometer a segurança e o desempenho da fundação.

Anos após Zeevaert (1957) ter desenvolvido a técnica do radier estaqueado, diversas pesquisas passaram a ser realizadas e, entre elas, pode-se citar Kishida e Meyerhof (1965), que foram um dos predecessores a realizar estudos teóricos considerando a contribuição do bloco apoiado no solo superficial em um radier estaqueado.

Em seguida, Poulos (1968) desenvolveu um trabalho teórico de grande importância tratando do comportamento carga *versus* recalque de uma fundação com a presença de um elemento superficial associado a uma estaca, conforme apresentado na Figura 1.

Figura 1 – Relação dos recalques do radier estaqueado com uma estaca isolada.



Fonte: Modificado de Poulos (1968)

Neste estudo, Poulos (1968) investigou sobre a interação estaca/bloco para uma estaca isolada sob um radier em contato com o solo. Para o estudo, o autor considerou o solo como um semiespaço elástico e o radier em contato com o solo, considerando a estaca como um elemento rígido, onde “L” representava o comprimento da estaca, “d” o diâmetro da estaca e “ d_c ” o diâmetro do radier circular em contato com o terreno e coroando à estaca. Com base nos resultados obtidos, o autor concluiu que, quanto menor o comprimento da estaca em relação ao seu diâmetro (L/d), maior a influência do contato na redução de recalques.

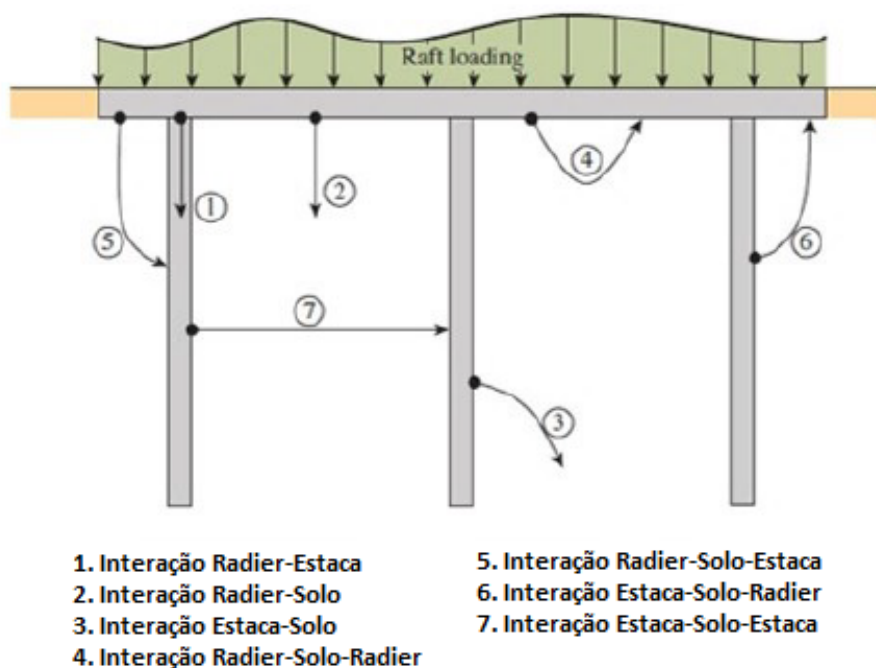
Segundo Lopes e Garcia (2024), em áreas onde o subsolo não possui capacidade de suporte adequado, recalques significativos podem ocorrer, ultrapassando a tolerância do sistema estrutural em uso, o que tem contribuído para o surgimento de patologias em diversas estruturas construídas. Para estes casos, vem sendo comum empregar estacas distribuídas abaixo do radier para mitigar os recalques a níveis aceitáveis.

2.2 COMPARTILHAMENTO DE CARGAS

Embora possa parecer um compartilhamento simples entre os elementos solo-radier-estaca, o mecanismo de transferência de carga em um radier estaqueado envolve uma interação complexa

entre os elementos envolvidos, em que cada elemento exerce uma influência sobre o outro, como ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Interações Solo-Estaca-Radier.

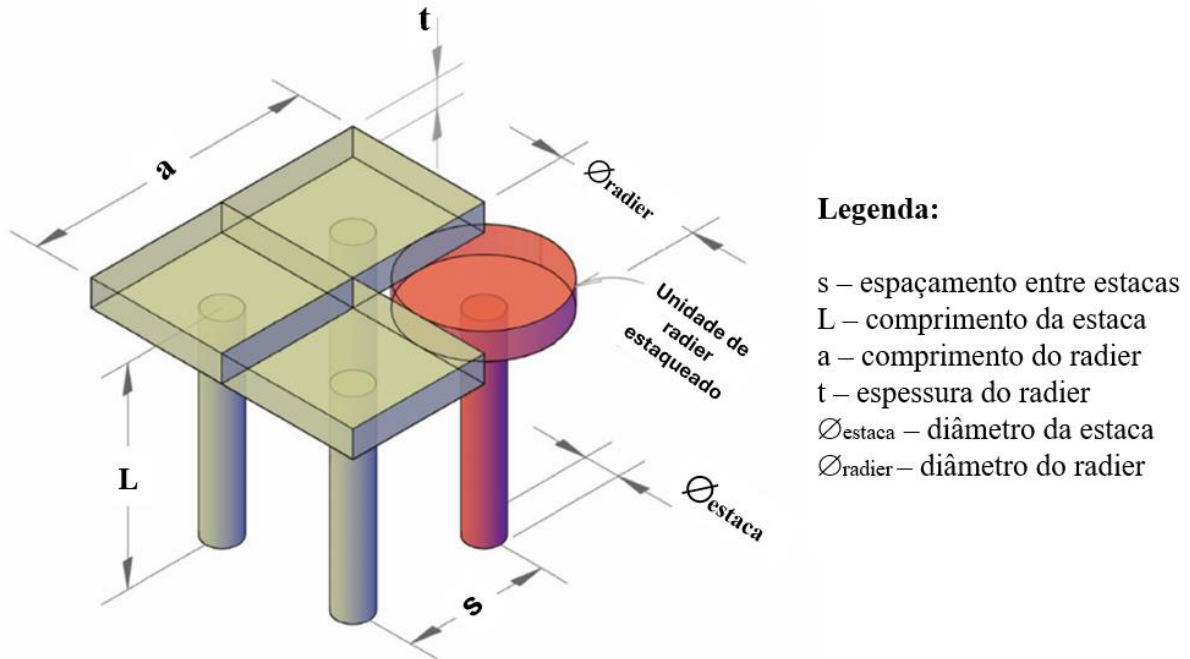


Fonte: Adaptado de Das & Sivakugan (2019 apud O'Brien et al.,2012).

Dadas as interações observadas, é possível notar que comportamento de uma fundação em radier estacado, além da interação entre os elementos da fundação, depende também de vários outros fatores, tais como: o tipo de solo, a geometria do radier, a quantidade de estacas envolvidas, o diâmetro das estacas e do radier, caso este apresente formato circular (como uma sapata), comprimento das estacas, a espessura do radier, o espaçamento e o posicionamento das estacas sob o radier, bem como o tipo, a intensidade e a forma de aplicação das cargas.

Visando uma melhor compreensão do comportamento deste tipo de fundação estacado, Clancy e Randolph (1993) realizaram estudos observando o comportamento de uma unidade de radier estacado, que por definição dos autores se refere à subdivisão de um radier estacado em uma unidade individual (Figura 3).

Figura 3 – Unidade de radier estaqueado com área equivalente por estaca.



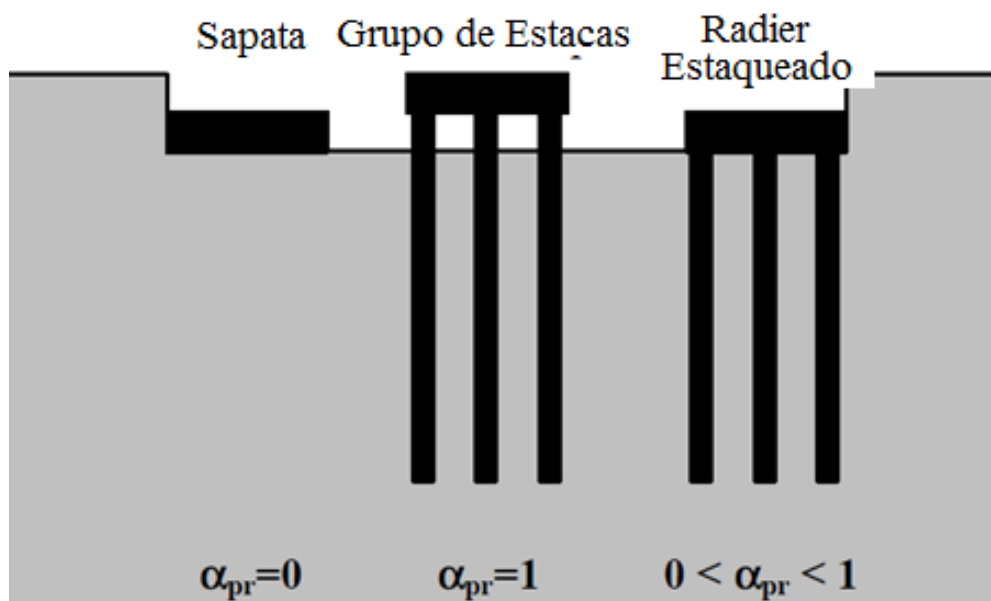
Fonte: Lopes e Garcia (2024) modificado de Clancy e Randolph (1993)

Se tratando do compartilhamento de cargas propriamente dito, o radier estaqueado pode ser caracterizado em função do resultado da distribuição de carga entre os elementos (estacas e radier), utilizando um coeficiente que varia de acordo com o tipo de fundação, denominado α_{pr} , conforme proposto por Mandolini (2003):

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{estaca,i}}{Q_{PR}} \quad (1)$$

em que Q_{PR} é a carga total aplicada ao radier estaqueado, $Q_{estaca,i}$ é a carga absorvida pelas estacas e $\alpha_{pr} = 0$ representa uma fundação rasa sem estacas; $\alpha_{pr} = 1$ representa um grupo de estacas, em que o topo não tem contato com o solo e $0 < \alpha_{pr} < 1$ apresenta o sistema funcionando como radier estaqueado (Figura 4).

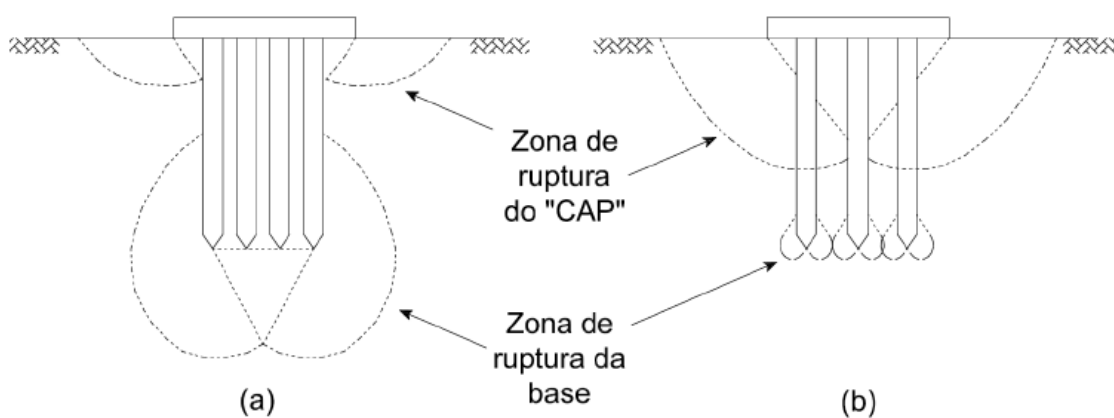
Figura 4 – Coeficiente α_{pr} de acordo com o tipo de fundação



Fonte: Adaptado de Mandolini (2003)

Conforme citado por Garcia (2015), para estacas com espaçamento elevado ($s > 4\phi$), a capacidade de carga da fundação resultaria da soma da capacidade de carga do radier com a do grupo de 6 estacas. Em contrapartida, para estacas com espaçamento reduzido, ocorreria uma ruptura de todas as estacas em conjunto, ou seja, um “ pilar equivalente” conforme pode ser visto na Figura 5.

Figura 5 – Formas de ruptura de um radier estaqueado



Fonte: Garcia (2015)

Em seu trabalho, Poulos (2001) menciona que para avaliar a capacidade de carga vertical, a capacidade de carga última pode ser tomada como o menor dos dois valores propostos a seguir:

- a) A soma das capacidades finais do radier mais todas as estacas;
- b) A capacidade de carga última de um bloco contendo as estacas e o radier, mais a da porção do radier fora da periferia das estacas.

Dado isso, um método simples proposto por Randolph (1994) para estimar o comportamento carga *versus* recalque pode ser verificado abaixo, onde a rigidez do radier estaqueado pode ser estimada da seguinte forma:

$$K_{pr} = \frac{K_p + K_r(1 - \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 K_r K_p} \quad (2)$$

onde K_{pr} é a rigidez do radier estaqueado; K_p é a rigidez do grupo de estacas; K_r é a rigidez do radier isolado e α_{cp} é o fator de interação radier-estaca.

As rigidezes do radier isolado e das estacas podem ser estimados utilizando a teoria da elasticidade proposta por soluções de diversos autores como Mayne & Poulos (1999) e Poulos & Davis (1980), entre outros. Em último caso, a rigidez de uma estaca isolada pode ser calculada a partir da teoria elástica e em seguida, multiplicada por um fator de eficiência de rigidez de grupo, que é estimado aproximadamente a partir de soluções elásticas.

Para o cálculo da proporção de carga total aplicada no radier, pode-se utilizar a expressão abaixo,

$$\frac{P_r}{P_t} = \frac{K_r(1 - \alpha_{cp})}{K_p + K_r(1 - \alpha_{cp})} = X \quad (3)$$

onde P_r é a carga transportada pelo radier e P_t é carga total aplicada.

O fator de interação entre o radier-estaca é dado por:

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\xi} \quad (4)$$

onde r_c é o raio médio do bloco (correspondente a uma área igual à área do radier dividida pelo número de estacas), r_0 é o raio da estaca e os demais parâmetros são indicados abaixo:

$$\xi = \ln (r_m/r_0) \quad (4.1)$$

$$\xi = E_{sl} / E_{sb} \quad (4.2)$$

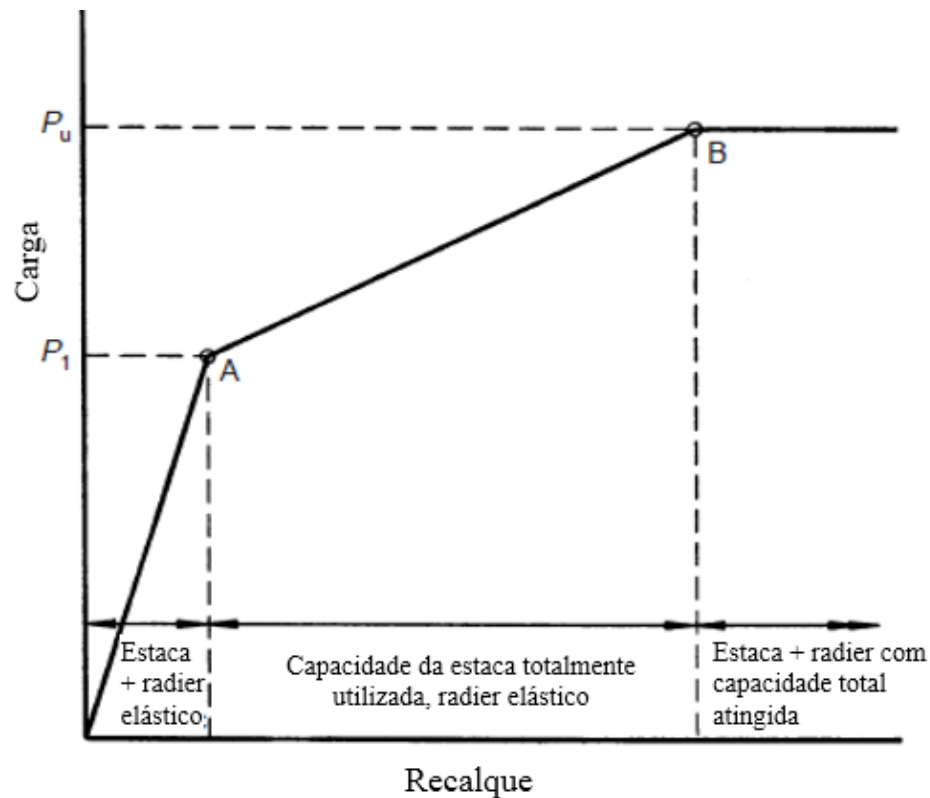
$$r_m = \{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25] \times L\} \quad (4.3)$$

$$\rho = E_{sav} / E_{sl} \quad (4.4)$$

Em que ν é o coeficiente de Poisson do solo; L é o comprimento da estaca; E_{sl} é o módulo de Young do solo ao nível da ponta da estaca; E_{sb} módulo de Young do solo no ponto de suporte abaixo da ponta da estaca; e E_{sav} é o módulo de Young médio do solo ao longo do fuste da estaca.

Dadas as equações mencionadas anteriormente, é possível desenvolver uma curva carga *versus* recalque, conforme indicado na Figura 6.

Figura 6 – Curva de carga *versus* recalque simplificada para análise preliminar.



Fonte: Adaptado de Poulos (2001)

Segundo Poulos (2001), a rigidez permanecerá ativa até que a capacidade da estaca seja totalmente mobilizada. Fazendo a suposição simplificadora de que a mobilização da carga da

estaca ocorre simultaneamente a carga total aplicada, P_1 , na qual a capacidade da estaca é atingida, pode ser estimada por:

$$P_1 = \frac{P_{up}}{1 - X} \quad (5)$$

Sendo P_{up} é a capacidade de carga última das estacas do grupo e X é a proporção da carga transportada pelas estacas.

O autor ainda complementa que a rigidez do radier isolado (K_r), se mantém até que a capacidade de carga última da fundação em radier estaqueado seja atingida (ponto B na Figura 6). Nesse estágio, a relação carga *versus* recalque torna-se horizontal.

2.3 PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO

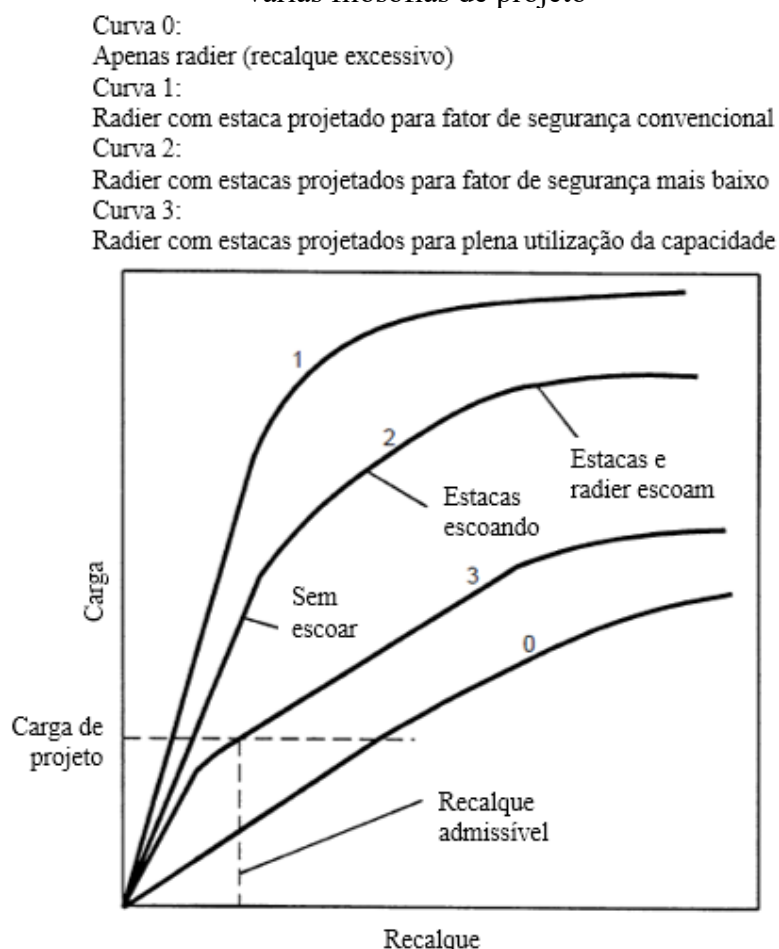
A elaboração de um projeto utilizando radier estaqueado requer a consideração de diversos critérios essenciais, tal como acontece em qualquer projeto de fundação. Esses critérios englobam a análise da capacidade de carga total que o sistema solo-fundação pode suportar, a avaliação das cargas verticais, horizontais, momentos e cortantes presentes no radier e nas estacas, para determinar as dimensões estruturais necessárias. Além disso, é importante definir os recalques máximos e diferenciais que são aceitáveis no projeto, bem como outros parâmetros que o projetista considere relevante. Na literatura especializada, tradicionalmente, tem-se enfatizado a capacidade de carga e os recalques sob cargas verticais, já que esses são aspectos críticos para o dimensionamento dessas fundações. Contudo, existem situações em que se torna necessário avaliar os momentos de “tombamento” resultantes das cargas horizontais, sobretudo quando provocadas pela ação do vento.

Para a concepção do projeto, algumas abordagens alternativas para radiers estaqueados são propostas por Randolph (1994), como destacadas abaixo:

- a) **Abordagem convencional:** neste caso as estacas são projetadas para suportar a maior parte da carga de forma similar ao projeto elaborado para um grupo de estacas, entretanto a contribuição do radier é levada em conta também, principalmente quando atinge-se o nível de capacidade de carga última. Nesta abordagem a principal vantagem apresentada é a redução do número total de estacas devido ao suporte de 60 a 70% da carga estrutural proporcionado pelas estacas, como mostrado na curva 1 da Figura 7.

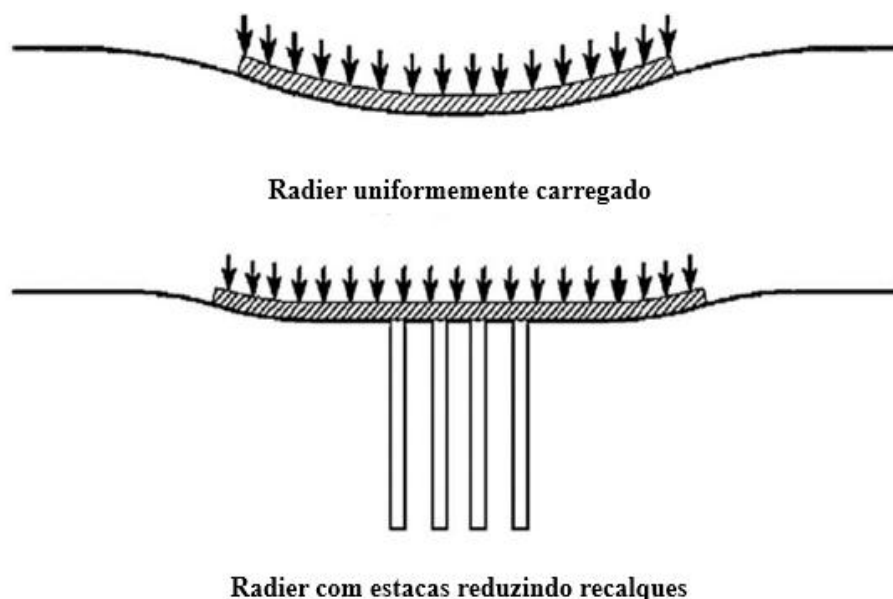
- b) **Creep Pilling (Estacas de fluência):** nesta situação a fundação é dimensionada como um radier em que as estacas são calculadas para operar com uma carga de trabalho na qual a fluência significativa começa a ocorrer, em torno de 70 a 80% da capacidade de carga última. Nesse caso, as estacas são incluídas para reduzir a pressão de contato líquida entre o solo e o radier, limitando assim as tensões ao valor da pressão de pré-consolidação do solo (Curva 2 da Figura 7). A proposição original desta abordagem foi feita por Hansbo e Källström (1983) para solos coesivos relativamente moles e descrita em detalhes por meio de estudos de casos por Hansbo e Jendebý (1983).
- c) **Controle de recalques diferenciais:** neste modelo, as estacas são posicionadas estrategicamente ao longo do radier com o intuito de reduzir os recalques diferenciais, mesmo que não corresponda à limitação do recalque total, como mostrado na Figura 8. O comportamento da curva carga *versus* recalque adotando-se esta abordagem é apresentado na curva 3 da Figura 7.

Figura 7 – Curvas de carga *versus* recalque para radiers estaqueados de acordo com várias filosofias de projeto



Fonte: Adaptado de Poulos (2001)

Figura 8 – Estacas centrais para reduzir o recalque diferencial



Fonte: Adaptado de Randolph (1994)

Nesta última proposição a curva carga *versus* recalque pode ser não-linear na carga de projeto, mesmo assim a fundação tem uma margem de segurança adequada e o critério de recalque é satisfeito. Poulos (2001) ainda complementa as abordagens feitas por Randolph (1994) dizendo que existe uma versão mais extrema de *Creep Pilling*, na qual as estacas utilizam sua capacidade de carga total, ou seja, algumas ou todas as estacas operam a 100% de sua capacidade de carga última.

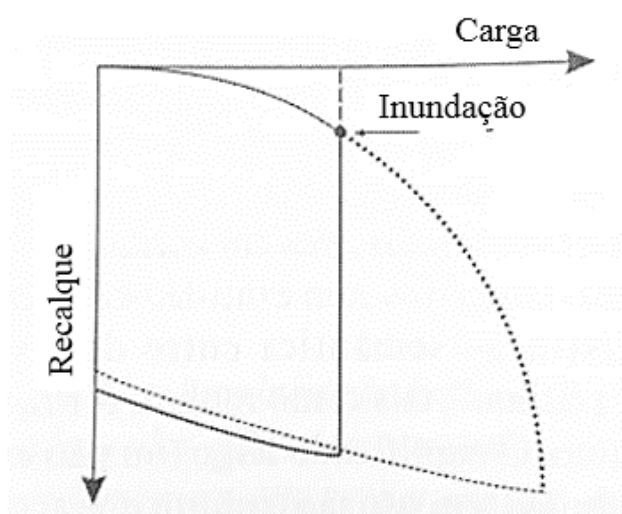
Para avaliar se um projeto deve ser dimensionado com fundações em radier estaqueado, Poulos (2001) menciona que o primeiro passo é avaliar o comportamento e o desempenho de uma fundação em radier sem o uso de estacas, fazendo uma estimativa de capacidade de carga e recalque por meio de fórmulas e métodos convencionais. Se, após a realização dessa estimativa, verificar que o radier isolado não fornece a capacidade de carga necessária para suporte, então é provável que a fundação deva ser projetada com a filosofia convencional, onde o radier trabalhará para reduzir as solicitações de carga nas estacas. Caso o radier isolado apresente capacidade de carga adequada ou quase adequada, mas não atenda aos critérios de recalques, então é viável o uso das estacas como elementos redutores de recalque ou adotar a abordagem de *creep pilling*.

2.4 RECALQUE EM SOLOS COLAPSÍVEIS

É de conhecimento comum que todas as fundações tendem, inevitavelmente, a sofrer recalques durante e após a conclusão do empreendimento em que estas estão empregadas. Esses recalques podem variar de acordo com o nível das tensões que são aplicadas nas fundações e da deformabilidade do solo em que estão assentadas. Com base no estudo prévio das características locais e de projeto, esses recalques são considerados normais e tendem a estabilizar-se ou até mesmo podem cessar após um determinado período. Entretanto, existe um tipo especial de recalque denominado “recalque por colapso”, que pode ocorrer em solos específicos conhecidos como colapsíveis.

De acordo com Cintra e Aoki (2009) os solos colapsíveis são solos não saturados, com baixo teor de umidade, e porosos, com alto índice de vazios, que podem sofrer uma espécie de colapso de sua estrutura em consequência à infiltração de água em quantidade suficiente. Os autores ainda complementam dizendo que é o aumento do seu teor de umidade ou grau de saturação, mantida a tensão aplicada, que produz o fenômeno de colapso, ocasionando recalques repentinos que são somados aos recalques normais, como é possível verificar na curva carga *versus* recalque da Figura 9 obtida por meio de uma prova de carga estática com a ocorrência de colapso devido à inundação. Verifica-se que o trecho pontilhado representa a continuidade da curva caso não houvesse a inundação.

Figura 9 – Ocorrência de colapso no estágio de inundação da prova de carga.



Fonte: Cintra e Aoki (2009)

Esses recalques de colapso podem surgir em qualquer momento durante a vida útil da obra, e sua ocorrência depende apenas da presença de uma fonte de água capaz de inundar o solo em que a fundação está assentada. Quando somados aos recalques normais, esses recalques de colapso podem causar danos às edificações caso ultrapassem os limites admissíveis estabelecidos em projeto.

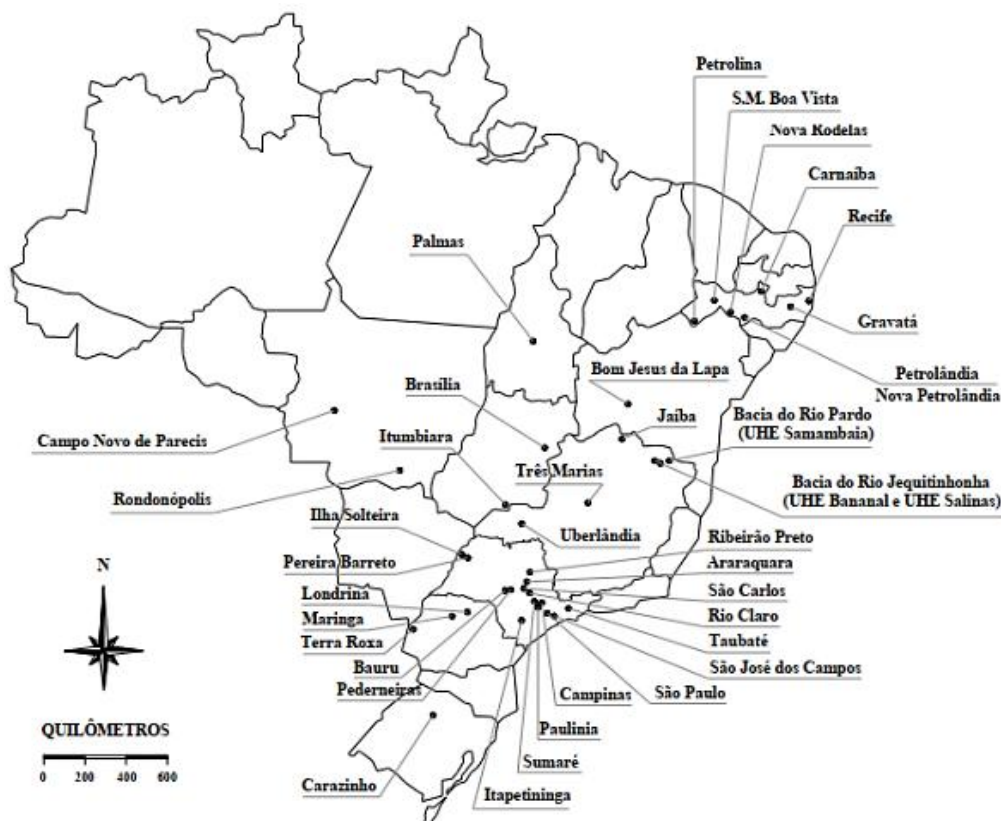
Segundo Carneiro (1999) as regiões de clima tropical são propensas à ocorrência do fenômeno de colapsibilidade devido à lixiviação de finos dos horizontes superficiais, resultante da alternância de estações relativamente secas e precipitações intensas, um processo conhecido como laterização. Esse processo cria uma estrutura porosa não-saturada. O autor explica que esses solos, quando submetidos a infiltração de algum agente, geralmente água, capaz de gerar um desequilíbrio e reduzir a ação dos mecanismos de suporte, faz com que os grãos se desloquem (cisalhem) em direção aos espaços vazios, provocando assim o colapso da estrutura do solo.

Cintra e Aoki (2009) também mencionam que o solo colapsível apresenta uma estrutura instável, porém com uma grande rigidez temporária mantida pela sucção matricial e que uma constatação prática disto ocorre nos solos arenosos não saturados do interior de São Paulo, em que cortes verticais de apreciáveis profundidades são estáveis, desde que não sejam inundados. Os autores elucidam que a inundação provoca a dissipação da sucção matricial, anulando a parcela de coesão “aparente” e, portanto, reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento o que provoca o colapso da sua estrutura.

A norma de fundações ABNT NBR 6122:2022 destaca que, no caso de solos colapsíveis, é necessário considerar a possibilidade de encharcamento, que pode ocorrer devido a fatores como vazamentos em tubulações de água ou elevação do lençol freático, entre outros. Além disso, a norma prescreve que essas características devem ser levadas em conta tanto no projeto quanto no método construtivo.

No Brasil, a existência de solos colapsíveis foi confirmada em várias regiões do país, incluindo na cidade de Uberlândia situada em Minas Gerais conforme os estudos desenvolvidos por Oliveira (2022). No mapa da Figura 10 é possível observar um levantamento feito por Ferreira et al. (1989) com atualização de Rodrigues (2009) que indicam algumas cidades em que este tipo de solo pode ser encontrado.

Figura 10 – Solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Rodrigues (2009) adaptado de Ferreira et al. (1989)

No cenário internacional, de acordo com Cintra e Aoki (2009), os primeiros problemas de recalques causados por inundação do solo sob carga constante foram descritos por Zamarin e Reshetkin (1932), citados por Abelev e Askalonov (1957). Segundo estes autores, “solos loéssicos, com estrutura macroporosa, apresentam problemas de recalque sob fundações de estruturas e edifícios devido à sua tendência de deformação quando inundados”.

No Brasil, o primeiro relato da existência de solos colapsíveis aparece na citação feita por Vargas (1951), que descreve alguns problemas observados em construções residenciais. Segundo Vargas, esses problemas eram decorrentes da “argila porosa vermelha da cidade de São Paulo”, e a “a construção de edifícios sobre esse tipo de solo, mesmo com tensões admissíveis reduzidas nas sapatas, tem resultado em recalques que, na maioria das vezes, são suficientemente grandes para trincar as alvenarias de tijolos”. Apesar de não serem feitas associações desses recalques as infiltrações de água, Cintra e Aoki (2009) comentam que já se ouvia falar de outros casos em que houve o aparecimento de trincas em residências por meio de recalques após a ruptura de tubulações de água do encanamento.

A partir deste e de outros casos relatados, diversos estudos passaram a ser desenvolvidos por todo país com o intuito de analisar e compreender melhor a colapsibilidade desse tipo de solo e qual o comportamento desempenhado pelas fundações executadas nestes. Dados os estudos desenvolvidos, alguns trabalhos de grande relevância podem ser citados como por exemplo os estudos de Cintra et al. (1986) que por meio de ensaios em amostras indeformadas e compactadas, ensaiadas com placas de 30 x 60 mm² observaram uma sensível influência da compactação do solo na redução dos recalques devido ao colapso.

Carneiro (1999) realizou ensaios de prova de carga em tubulões situados na cidade de São Carlos no interior do estado de São Paulo na qual constatou uma redução da carga máxima de mais de 50% nos tubulões pré-inundados por 48 horas comparados aos tubulões ensaiados em estado natural em época de seca.

Em fundações estacadas, Scallet (2011) desenvolveu estudos experimentais em estacas escavadas de pequeno diâmetro assentes em solo colapsível onde foram submetidas a carregamentos axiais de compressão através de provas de carga estática realizadas na cidade de Campinas - SP, considerando o solo com e sem uma pré-inundação e com e sem uma melhoria de ponta, na qual observou reduções consideráveis na capacidade de carga em função da pré-inundação do solo, sendo essas reduções mais expressivas para as estacas com melhoria de ponta.

Saraiva Junior (2024) também realizou seus estudos em estacas escavadas assentes 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, sendo ambas 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, na qual o autor constatou que o processo de inundação do solo levou a capacidade de carga da estaca a compressão a uma queda de aproximadamente 26% em relação à condição in situ.

Xavier (2018) executou seus estudos analisando o comportamento de solos colapsíveis voltado para o uso de fundações superficiais, constituído, predominantemente, por uma areia média argilo-siltosa no *campus* do município de Juazeiro do Norte, na Mesorregião Sul do estado do Ceará. Por meio de provas de carga sobre placas no período seco e chuvoso, os resultados apresentaram um recalque de 3 mm para a tensão de 320 kPa em período seco, o qual corresponde a 2,4% do recalque obtido no período chuvoso para a tensão de 240 kPa (126 mm).

Também visando o estudo de fundações superficiais em solos colapsíveis, Pereira et al. (2024) analisou por meio de prova de carga estática e lenta o comportamento de uma sapata isolada em Uberlândia (MG), assente em solo previamente inundado e sem pré-carregamento, comparando-a com outra sapata idêntica testada por outro autor, que realizou o pré carregamento seguido da inundação, constatando uma diminuição na tensão de ruptura das sapatas quando submetidas a ensaios no estado inundado, em comparação com as sapatas testadas em seu estado natural.

Se tratando de fundações mistas, Garcia (2015) examinou experimentalmente fundações do tipo radier estaqueado suportados por estacas no solo da cidade de Campinas – SP. Seus estudos buscaram investigar o efeito da interação entre o radier e o solo no comportamento da fundação, da qual concluiu que a presença de estacas não impediu a formação do bulbo de tensão, resultando em deslocamentos no solo adjacente à estaca e, conseqüentemente, uma redução no atrito da pele naquela região próxima ao radier.

Oliveira (2022) ao avaliar o desempenho de sapatas estaqueadas em solos tropicais, conduziu investigações em solos predominantemente compostos por areia silto-argilosa e argila arenosa porosa, e em algumas regiões, seguida por silte argiloso na cidade Uberlândia, localizada no Triângulo Mineiro, estado de Minas Gerais. O autor constatou que apesar da sapata estaqueada proporcionar um ganho de 30% a 40% na capacidade de carga da estaca, em relação à estaca isolada, mesmo em condição inundada, para um dado valor de recalque, a sapata estaqueada exibiu maior capacidade de suporte quando comparado à soma algébrica dos seus elementos isolados em solo natural. No entanto, na condição inundada, a soma algébrica dos elementos isolados apresentou maior capacidade de carga comparado à sapata estaqueada, o que, segundo o autor, pode ser atribuído à perda de resistência por parte do solo subjacente à sapata quando inundado.

Por meio de provas de carga estáticas em protótipos reais e modelagens numéricas tridimensionais, Garcia et al. (2024) desenvolveram estudos avaliando o compartilhamento de cargas de fundações estaqueadas assentes em solos não convencionais, da qual observaram que o recalque correspondente à carga admissível dos grupos de estacas foi significativamente menor, variando de 22% a 73%, em comparação com os radiers de coroamento das estacas que exercem pressão de contato sobre o solo, ficando evidente que a estimativa do recalque do conjunto de estacas com base no projeto convencional, que não considera o contato entre o

radier/bloco e o solo, pode subestimar significativamente o recalque e fornecer uma análise excessivamente otimista da interação solo-estrutura.

2.5 CARGA DE COLAPSO

Segundo Cintra (1998) o colapso de um solo pode se dar de duas formas: pelo próprio peso da camada ou por uma carga externa aplicada. Nos solos brasileiros esse efeito ocorre usualmente quando o solo é submetido a uma carga limite, ou seja, uma carga de colapso de acordo com a terminologia adotada pelo autor, somada a alteração das condições de saturação do solo, uma vez que apenas a aplicação da carga de colapso não se faz suficiente para colapsar o solo.

Cintra (1995) propõem que além da determinação da capacidade de carga (R) de fundações profundas na condição não inundada, seja feita a também a determinação da carga de colapso (R_c), para a aplicação de um fator de segurança específico, estabelecendo assim uma metodologia de projeto de fundações em solos colapsíveis. Desta forma, na determinação da carga admissível, além das verificações usuais de segurança à ruptura e ao recalque, inclui-se a verificação de segurança ao colapso do solo.

Cintra e Aoki (2009) expõem que essa verificação complementar consiste na aplicação de um fator de segurança (FS) mínimo de 1,5 à carga de colapso, como mostrado na relação abaixo.

$$P_a \leq \begin{cases} R/2,0 \\ R_c/1,5 \end{cases} \quad (6)$$

Para os autores, essa metodologia caracteriza uma evolução do conhecimento, pois dessa forma leva-se em conta a colapsibilidade na própria determinação da carga admissível, em vez de determinar a carga admissível, sem a consideração da colapsibilidade e apenas fazer a verificação do colapso através de provas de carga com inundação.

De forma semelhante às fundações profundas, Cintra e Aoki (2009) também propõem uma metodologia para fundações diretas, com a introdução do conceito de tensão de colapso (σ_c), análogo ao de carga de colapso, representando em fundações diretas a tensão mínima que provoca o colapso num solo colapsível inundado.

Deste modo, tendo provas de carga em placa nas condições inundada e pré inundada é possível obter os valores de capacidade de carga (σ_r) e tensão de colapso (σ_c). Com esses valores e com

a verificação do recalque admissível, os autores propoem as seguintes expressões para determinação da tensão admissível (σ_a):

$$\sigma_a \leq \begin{cases} \sigma_r/2,0 \\ \sigma_c/1,5 \end{cases} \quad (7)$$

Pelo cálculo advindo por meio de fórmulas teóricas, como a de Terzaghi, os autores aconselham a utilização da mesma fórmula, mas com a utilização de parâmetros do solo advindos da condição inundada e com os fatores de segurança alterados, sendo a tensão admissível dada por:

$$\sigma_a \leq \begin{cases} \sigma_r/3,0 \\ \sigma_c/2,25 \end{cases} \quad (8)$$

Com relação a verificação dos recalques admissíveis, tanto para as fundações diretas quanto para as fundações profundas, Cintra e Aoki (2009) indicam que os recalques sejam verificados considerando a condição do solo inundado, sendo esta situação a mais crítica e ainda complementam que ao empregar formulas para estimativa de recalque como o método de Schmertmann, por exemplo, se o módulo de deformabilidade do solo (E_s) for obtido por correlações com N_{SPT} ou q_c , estes valores devem resultar de ensaios realizados com o terreno previamente inundado.

2.6 SUCÇÃO MATRICIAL E CAPACIDADE DE CARGA

Ao longo dos anos, o reconhecimento da existência de solos colapsíveis e seu comportamento atípico, quando comparado aos solos comumente encontrados, desencadeou uma série de pesquisas no âmbito geotécnico. O objetivo dessa pesquisa é estudar de forma mais aprofundada a maneira como esses solos se comportam perante a um carregamento em situação natural e inundada.

Dado isso, diversos estudos realizados por meio de provas de carga em placa juntamente com medições de sucção apontaram que a capacidade de carga de fundações executadas nesses solos sofre influência direta da sucção matricial, resultando em uma perda de resistência com o aumento do teor de umidade do solo, gerando uma diminuição dessa sucção.

Fredlund e Rahardjo (1993) sugerem que a capacidade de carga de um solo não saturado seja obtida com o auxílio do conceito de variáveis do estado de tensão. Dado isto, as fórmulas “convencionais” já conhecidas para estimativa da capacidade de carga poderiam ser adaptadas levando em consideração a parcela referente à sucção do solo.

Assim, para que esta proposição feita pelos autores se torne aceitável, o estado de saturação do solo deve ser considerado na estimativa de capacidade de carga através da coesão, e não mais do peso específico, como proposto por Meyerhof (1955). Desta forma, a coesão total pode ser calculada através da Equação (9, apresentando uma parcela devida à coesão efetiva c' (correspondente ao estado saturado) e outra devida à sucção.

$$c = c' + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (9)$$

onde $u_a - u_w$ é a sucção matricial composta pela pressão do ar (u_a) e a poropressão da água (u_w); ϕ^b é o ângulo indicativo da taxa do aumento da resistência ao cisalhamento relacionada à sucção matricial.

No âmbito experimental, existem diversas formas de determinar a sucção matricial de um solo, dentre as quais se destacam o uso de tensiômetros, amplamente utilizados na agronomia, funil de Haines, câmara de Richards e o método do papel filtro. Entre eles, o método do papel filtro é o mais comumente utilizado, uma vez que apresenta um intervalo de abrangência maior para o cálculo da sucção e, apesar de ser um ensaio delicado que demanda um maior cuidado do executor, possui um custo menor em comparação com os demais.

A técnica do papel filtro é descrita pela norma americana ASTM D5298-16 que fornece as instruções a serem adotadas para a obtenção da sucção relacionada ao teor de umidade na amostra, podendo a sucção matricial ser obtida por meio de correlações matemáticas empregando a umidade do papel filtro (w_{papel}) dadas pelas equações (10) e (11) indicadas por Chandler et al. (1992), sendo a primeira aplicada para w_{papel} maior do que 47% e a segunda para w_{papel} menor ou igual a 47%.

$$s = 10^{6,05-2,48 \log w_{papel}} \text{ (kPa)} \quad (10)$$

$$s = 10^{4,84-0,0622 w_{papel}} \text{ (kPa)} \quad (11)$$

Dentre os trabalhos envolvendo esse assunto, destaca-se o estudo realizado por Carvalho e Souza (1990). Os autores conduziram duas provas de carga direta a uma profundidade de 0,60 m em Ilha Solteira – SP sendo uma com solo no teor de umidade natural e outra com inundação do solo iniciando ao notar a estabilização dos recalques atingindo um valor correspondente a 1/3 da carga máxima obtida no ensaio em estado natural, obtiveram resultados que mostram uma ocorrência instantânea de recalques provocados pela presença da água, caracterizando o colapso do solo.

Costa (1999), também por meio de ensaios em provas de carga em placa com 80 cm de diâmetro do tipo lentas (*Slow Maintained Load - SML*) e rápidas (*Quick Maintained Load - QML*), evidenciou o aumento da tensão de ruptura devido ao aumento da sucção.

Em fundações rasas, ao avaliar o efeito da sucção em placas com 20 cm, 40 cm, 80 cm e 150 cm de diâmetro, Vianna et al. (2007) identificaram relações importantes entre o aumento da carga admissível da placa e a sucção matricial do solo, assim como os ensaios feitos com a inundação do solo indicaram aspectos do comportamento deste frente a situação de colapsibilidade.

Para fundações profundas, Cintra et al. (1997) mencionam reduções na capacidade de carga de estacas da ordem de 35% a 50% com aplicação de inundação em solos colapsíveis quando comparados a situação natural. O mesmo foi observado por Oliveira (2022) por meio de provas de carga estática realizadas em Uberlândia – MG no solo em seu estado natural e inundado em três tipos de fundações, sendo estas: estaca isolada, sapata isolada e sapata estacada.

2.7 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Por meio da curva carga vs recalque ou tensão vs recalque, se faz possível determinar a tensão admissível do solo (σ_{adm}) para um recalque admissível ou tolerável de acordo com as características da superestrutura. Segundo Albuquerque e Garcia (2020), esta determinação deve ser fixada pelo valor mais desfavorável dentre os seguintes critérios:

- Critério de ruptura:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{rup}}{FS} \quad (FS \geq 2) \quad (12)$$

- Caso não ocorra ruptura:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{FS} \quad (FS \geq 2) \quad (13)$$

É possível utilizar também o critério de obras da cidade de Boston, como relatado por Teixeira e Godoy (2016):

$$\text{Critério de recalque: } \sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{10 \text{ mm}} \\ \frac{\sigma_{25 \text{ mm}}}{2} \end{cases} \quad (14)$$

Onde: $\sigma_{10 \text{ mm}}$ é a tensão verificada na curva carga vs recalque ou tensão vs recalque para um recalque de 10 mm e $\sigma_{25 \text{ mm}}$ é a tensão verificada na curva carga vs recalque ou tensão vs recalque para um recalque de 25 mm.

2.8 MÉTODOS NUMÉRICOS

De acordo com a literatura, a análise do comportamento de fundações em radier estaqueado demanda uma abordagem de cálculo mais sofisticada do que os métodos empregados para o dimensionamento das fundações convencionais, como por exemplo um grupo de estacas. Segundo Lee et al. (2010), essa situação se dá visto que o comportamento de radiers estaqueados além de sofrerem com influência do solo em que estão inseridos, também são afetados pela interação 3D entre o solo, estaca e radier ou sapata, o que torna o processo de análise mais complexa, sendo necessário o uso de modelos analíticos adequados para avaliar essas interações.

Segundo Freitas Neto (2013), existem diversos métodos de dimensionamento que buscam representar o comportamento do radier estaqueado, indo desde os métodos simplificados como correlações empíricas, ábacos de cálculo, métodos das fundações equivalentes e métodos baseados na teoria da deformabilidade até os Métodos Computacionais Aproximados, em que o radier é representado por uma placa e as estacas são consideradas molas. Além destes, o autor também menciona os Métodos Computacionais Rigorosos como o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Método dos Elementos Finitos (MEF).

De acordo com Oliveira (2022), 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, Oliveira (2022) e Small (2001) adverte que o uso de tal

modelo, ou baseados em molas, pode conduzir a erros significativos devido às molas não interagirem entre si, atuando de forma independente. Small (2001) também apresenta conclusões que confirmam as vantagens da utilização de soluções que tomem o solo de forma contínua, como é o caso do MEF.

Nesse contexto, vários autores desenvolveram seus estudos utilizando o método de modelagem por elementos finitos. Por exemplo, Ottaviani (1975) comparou o recalque em função do módulo de deformabilidade do solo e estacas, e a distribuição de cargas entre as estacas para uma estaca isolada e para o radier estaqueado de 3×3 e 5×3 , verificando que o recalque se deu maior para um radier estaqueado do que para estacas isoladas, e que o recalque para radier estaqueado em análise dependia da profundidade da camada de solo compressível existente abaixo das estacas. O autor também observou que o sistema em radier estaqueado permite não só transmitir parte da carga diretamente para o solo, que aumenta com a diminuição da razão do módulo de deformabilidade do concreto pelo módulo de deformabilidade do solo, como modifica consideravelmente o mecanismo de transferência da carga das estacas para o solo.

Reul e Randolph (2003) realizaram comparações por meio de análises numéricas, por meio do software ABAQUS, da fundação de três obras: “Westend 1”, “Messeturm” e “Torhaus der Messe”. Os resultados obtidos das comparações entre o recalque total, o recalque diferencial e a carga distribuída para as estacas mostraram razoável conformidade, entretanto os autores verificaram que o M.E.F. usualmente mostra uma proporção maior da carga distribuída para as estacas em relação às medições realizadas in loco.

Lee et al. (2010) realizaram análises numéricas 3D, também com o uso do software ABAQUS, em radiers estaqueados quadrados com 9, 16 e 25 estacas, com comprimentos de 8, 12 e 16 m assentados sobre argila mole, variando-se os espaçamentos entre as estacas e o tipo de carregamento aplicado sobre o radier estaqueado. Por meio das análises, os autores notaram que com o aumento do espaçamento entre as estacas o fator α_{pr} diminui e o tipo de carregamento aplicado (concentrado ou uniformemente distribuído) influencia na distribuição de carga nas estacas e no recalque do radier, o que implica na geometria do conjunto, sendo necessário uma melhor distribuição das estacas sob o radier.

Garcia (2015) também adotou o método dos elementos finitos tridimensional com o uso do software LCPC-Cesar para modelagem de fundações em radier estaqueado visando realizar análises complementares em termos de tensão-deformação ao redor do radier. Por meio das

análises, concluiu que o modelo de Mohr-Coulomb se apresentou satisfatório na representação das características mecânicas do solo, exibindo resultados em concordância com o comportamento observado experimentalmente.

Garcia e Albuquerque (2019) analisaram a contribuição do contato em fundações estacadas compostas por uma, duas, três e quatro estacas instrumentadas de 25 cm de diâmetro e 5 m de comprimento (L), da qual obtiveram resultados de uma contribuição média de 21% do bloco-solo em relação a capacidade total da fundação estacada, o que levou os autores a concluir que existe uma necessidade dos projetistas de fundações reavaliarem os requisitos de cálculos tradicionais, visando racionalizar o projeto geotécnico e melhorar a segurança/estabilidade geral do sistema.

Resende e Garcia (2021) por meio de métodos teóricos e numéricos, realizaram análises empregando os programas Slide e RSpile com o intuito de avaliar a estabilidade de taludes reforçados por estacas considerando a variabilidade estatística dos parâmetros geomecânicos do solo e variando a geometria do reforço, concluindo que o aumento do diâmetro das estacas e a diminuição do espaçamento entre elas contribuem para aumentar a estabilidade do talude, apresentando um melhor posicionamento das estacas próximo à crista do talude.

Oliveira, Justino e Garcia (2022) por meio da calibração do modelo numérico com uma prova de carga instrumentada, estudaram a influência de uma estaca curta executada por escavação acoplada a um radier. O modelo adotado pelos autores foi a modelagem numérica axissimétrica com elementos finitos (FEM-2D) por meio do software RS2 da Rocscience, o que permitiu que os resultados pudessem ser aplicados, dentro das condições estabelecidas, ao projeto de fundações para edificações de pequeno e médio porte assentes em solos com as mesmas propriedades mecânicas analisadas.

Também por meio do software RS2 da Rocscience, Pereira e Garcia (2023) analisaram o comportamento de nove protótipos de tubulões assentados a 10 m, 15 m e 20 m de profundidade, sendo três para cada profundidade, considerando modelos com e sem base expandida, e um terceiro tipo com material deformável no topo da base do tubulão.

Já Azevedo e Garcia (2023) por meio de análises numéricas tridimensionais utilizando o método dos elementos finitos com o software LCPC-CESAR realizaram investigações de como as geometrias de contato do bloco com o solo afetam o comportamento de fundações do tipo

radier estaqueado. Para tal estudo, os autores mantiveram a área útil de contato, o diâmetro, o comprimento e o número de estacas constantes em todos os casos analisados, obtendo resultados mostrando que independentemente do espaçamento entre as estacas e a geometria de contato, a curva carga-recalque do sistema não foi afetada, entretanto sofreu alterações significativas na distribuição das cargas entre os elementos de fundação e a transferência de cargas das estacas para o solo.

Com o intuito de dar continuidade aos estudos desenvolvidos por Lopes (2023) para radier estaqueado isolado com uma estaca em solo tropical na condição *in situ*, nesta dissertação foram realizadas análises das mesmas fundações estaqueadas estudadas pelo autor, juntamente com suas partes constituintes isoladas (radier e estaca), porém, considerando o solo sob a condição inundada, com o intuito de observar o comportamento destas frente a colapsibilidade do solo em questão.

Para a modelagem numérica optou-se pela escolha do software RS3 da Rocscience baseado no método dos elementos finitos (MEF ou FEM - terminologia em inglês), por considerar uma ferramenta comprovadamente eficaz para a obtenção de resultados comparativos aos observados em escala real.

3 MATERIAL E MÉTODOS

O desenvolvimento deste estudo consistiu em duas etapas, sendo uma de cunho experimental e a outra executada numericamente, ambas com o objetivo de avaliar a capacidade de carga e o comportamento das fundações assentes no solo colapsível existente na cidade de Uberlândia.

Neste capítulo, serão apresentadas as principais características geográficas, geológicas e geotécnicas do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF), bem como os critérios utilizados para dimensionamento das fundações e dos elementos constituintes para os ensaios de prova de carga estática e instrumentação (PCE). Também serão apresentados os detalhes construtivos dos ensaios realizados e as definições utilizadas para a modelagem numérica. As modelagens e análises dos resultados serão realizadas por meio do método dos elementos finitos (MEF) utilizando o software RS3 da Rocscience.

Desta maneira, a divisão das atividades deste estudo pode ser observada no fluxograma da Figura 11, no qual é possível notar que, ao final das etapas, existe um processo iterativo entre elas.

Figura 11 – Fluxograma das etapas a serem desenvolvidas na pesquisa



Fonte: Autora (2025)

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL

A etapa experimental desta dissertação está associada ao projeto de pesquisa financiado pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), denominado “Otimização de fundações em construções populares em solo da região de Uberlândia/MG”, sob coordenação do professor Jean Garcia, o qual, até o presente momento, já resultou em uma dissertação defendida com os estudos experimentais do local, realizadas por Lopes (2023).

Em continuidade ao projeto de pesquisa em questão, esta dissertação se desenvolveu como forma de aprofundamento dos estudos produzidos por Lopes (2023), realizando análises das mesmas fundações estaqueadas estudadas pelo autor, porém com o solo sob a condição inundada.

3.1.1 Geologia e Localização

A pesquisa foi realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), no Campus Santa Mônica, na cidade de

Uberlândia, MG, como indicado na Figura 12. Para isso, foram realizadas investigações geotécnicas para caracterização do perfil do solo local e testes de carga *in situ* em modelos reais.

Figura 12 - Localização geográfica da área experimental

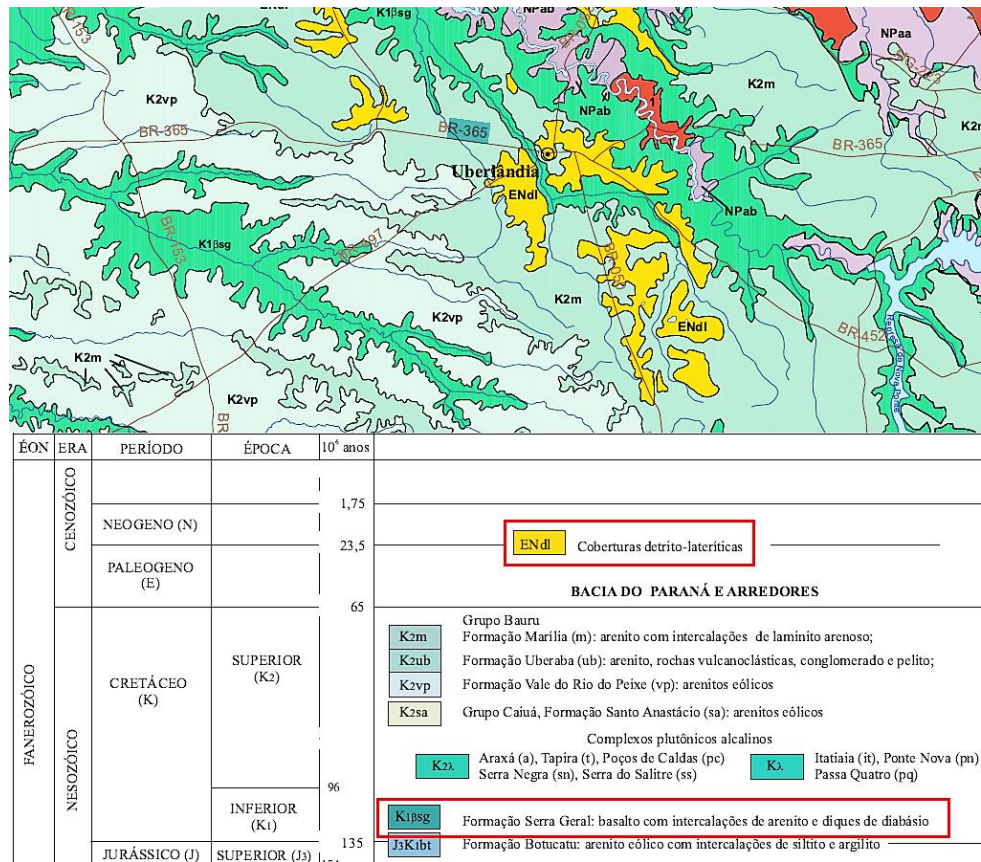


Fonte: Adaptado de Google Earth – (capturada em 15 de dezembro de 2022)

De acordo com o mapeamento geológico do estado de Minas Gerais executado pelo Serviço Geológico do Brasil-CPRM em 2003, verifica-se que a cidade de Uberlândia está inserida na Bacia do Paraná, com seu território predominantemente localizado em um grupo rochoso denominado Grupo São Bento, originado da Formação Serra Geral. Algumas regiões situadas também estão situadas em áreas de coberturas detrito-lateríticas, como pode ser observado na Figura 13.

De acordo com Oliveira e Tiradentes (2006 apud RadamBrasil, 1983), a região do Triângulo Mineiro apresenta solos argilosos e bem desenvolvidos, onde se nota a presença dos Latossolos Roxos nos afloramentos de basalto, enquanto os Latossolos Vermelho-Escuro estão presentes nas coberturas terciárias. Nas demais áreas, os solos apresentam textura média, como o Latossolo Vermelho-Escuro, Latossolo Vermelho-Amarelo e os Solos Podzólicos Vermelho-Amarelos.

Figura 13 - Mapa geológico da região de Uberlândia.



Fonte: Adaptado de (CPRM, 2003)

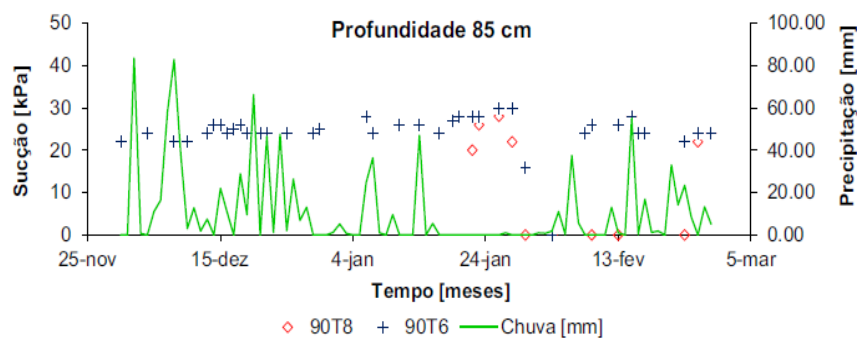
3.1.2 Aspectos Climáticos

Com relação ao clima, Pereira (2016) aponta que a região do Triângulo Mineiro possui um clima tropical bem definido por duas estações: uma seca (março a outubro) e outra chuvosa (novembro a fevereiro), apresentando uma pluviosidade média anual variando entre 1.250 mm e 1.800 mm, concentrada no verão na estação chuvosa.

Baccaro (1990) menciona que no período de estiagem, que ocorre de maio a setembro, são encontrados os menores índices de chuva com média anual de 10 a 15 mm de precipitação, o que acaba ocasionando uma mudança no comportamento da vegetação, do solo e do tipo de processo morfo e pedogenético. Com a ausência de água, o autor cita que essas mudanças provocam o ressecamento e a concentração dos óxidos de ferro no solo, sendo o fator principal para origem dos solos lateríticos, cuja coloração típica pode se apresentar em tons de vermelho, amarelo, marrom e alaranjado, devido ao enriquecimento do solo de óxido hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita como argilomineral predominante e quase exclusiva.

Em um estudo realizado por Oliveira (2022) no mesmo campo experimental desta pesquisa, medidas de sucção foram feitas por meio de tensiometria, evidenciando a variação da sucção em profundidades de até 85 cm com a precipitação (Figura 14). Os resultados obtidos permitiram ao autor comprovar que em períodos chuvosos ocorre uma redução dos valores de sucção no solo local, enquanto em períodos de curta estiagem ocorre o aumento da sucção, afetando consideravelmente a capacidade de carga de fundações rasas.

Figura 14 - Valores de sucção medidas na profundidade de 85 cm no campo experimental CEFMS-UFU.



Fonte: Oliveira (2022)

3.1.3 Parâmetros do solo

Com base nos ensaios realizados por Oliveira (2022), Santos Oliveira e Garcia (2023) e Lopes (2023) no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Uberlândia (CEMSF-UFU), foram adotados para esta pesquisa as mesmas propriedades e parâmetros de solo, conforme indicado na Tabela 1, visto que tais fundações foram executadas na mesma área.

Tabela 1 - Parâmetros do solo

Material	Camadas	Peso específico (γ_{nat}) [kN/m ³]	Coesão (c) [kPa]	Ângulo de Atrito (ϕ) [°]	Módulo de Young (E) [MPa]	Coefficiente de Poisson (ν) [-]	Teor de umidade - Natural (w) (%)
Areia silto-argilosa porosa	1 e 2	16	9	23	12	0,35	9 e 12
	3	16	10	30	15	0,35	14

Fonte: Adaptado de Oliveira (2022)

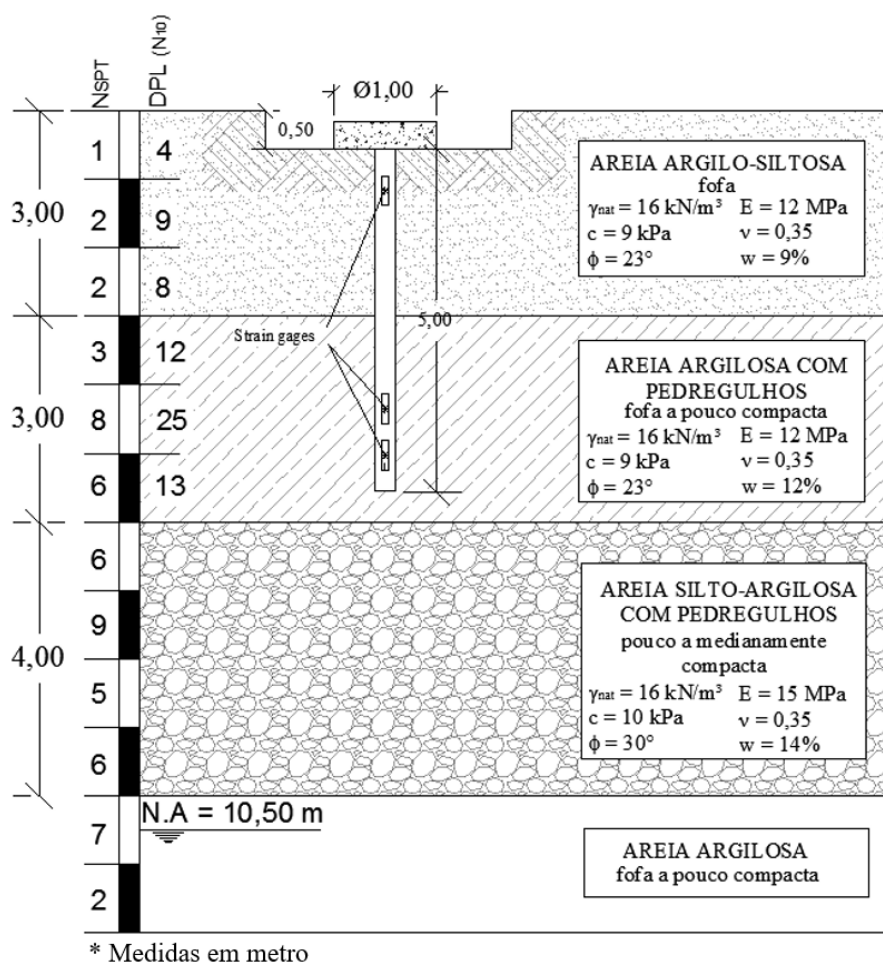
Em primeiro momento, com o intuito de conhecer as características mecânicas das camadas do solo local por meio do índice N_{SPT} , Oliveira (2022) realizou como ensaio inicial uma sondagem

de simples reconhecimento, conforme as especificações da ABNT NBR 6484:2020. Os dados obtidos dessa investigação geotécnica (furo SPT1) estão destacados na Figura 15.

Além da sondagem SPT, o autor realizou outros ensaios para melhor caracterização do solo, como o ensaio de granulometria, umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e peso específico dos grãos, todos estes seguindo as recomendações da ABNT 6122:2019. Também foram feitos ensaios para medir a sucção das amostras do solo local utilizando tensiômetros para monitoramento da sucção no campo experimental.

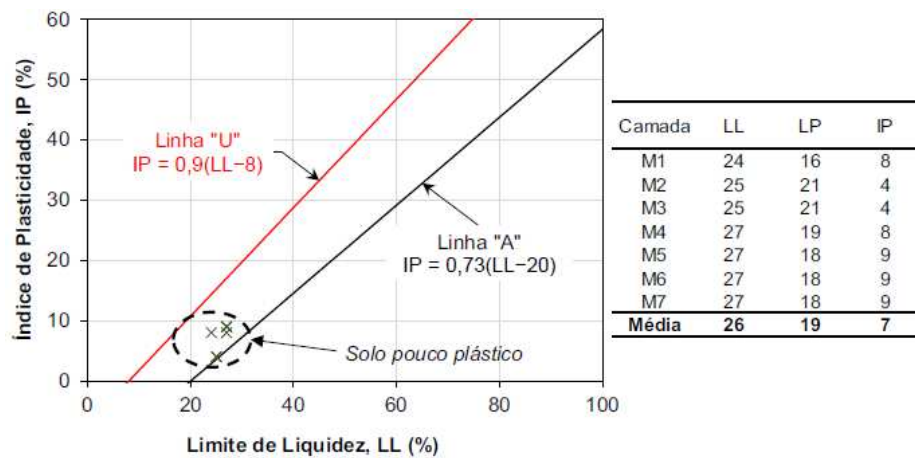
Pelos ensaios de caracterização, Oliveira (2022) identificou que o solo dos primeiros 5 metros de profundidade pertence ao grupo das areias, especificamente das areias argilo-siltosas. Conforme mencionado pelo autor, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), essa camada superficial de solo é denominada silte, areia argilo-siltosa (até 3 m), areia argilosa com pedregulhos (de 3 m a 5 m) recebendo o símbolo SM-SC, conforme mapeamento feito com o gráfico de plasticidade criado por Casagrande (Figura 16).

Figura 15 - Perfil geotécnico do campo experimental obtido por sondagem.



Fonte: Autora (2025)

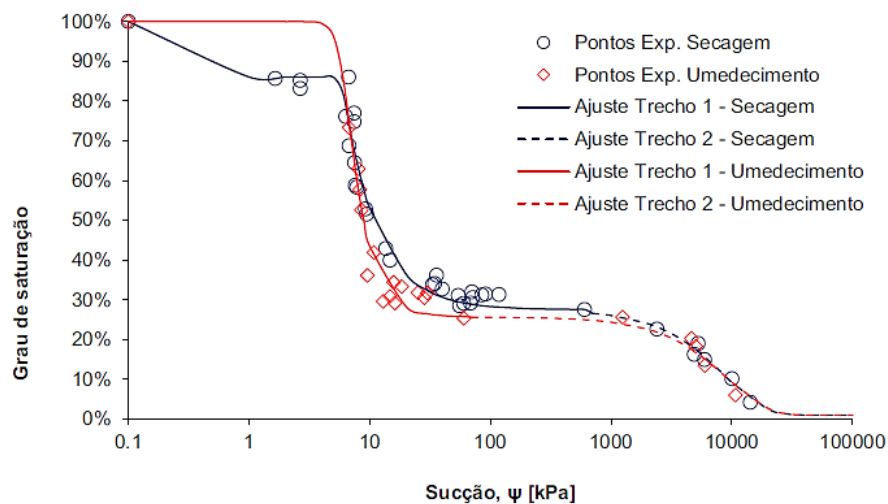
Figura 16 - Gráfico de plasticidade proposto por Casagrande e parâmetros LL e LP para os primeiros 7 metros de solo.



Fonte: Oliveira (2022)

Por meio do método do papel filtro, Oliveira (2022) pode obter os parâmetros referentes a sucção do solo em questão, obtendo as curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Van Genuchten (1980), como indicado na Figura 17.

Figura 17 - Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Van Genuchten (1980).



Fonte: Oliveira (2022)

Para obter informações sobre a compressibilidade do solo superficial e seu comportamento quando inundado, Oliveira (2022) também realizou ensaios edométricos do tipo normal e duplo. Através desses ensaios, foram obtidas nas curvas edométricas para o solo em condição de umidade natural e inundada, cujos resultados indicam que o solo ensaiado se encontra na classe

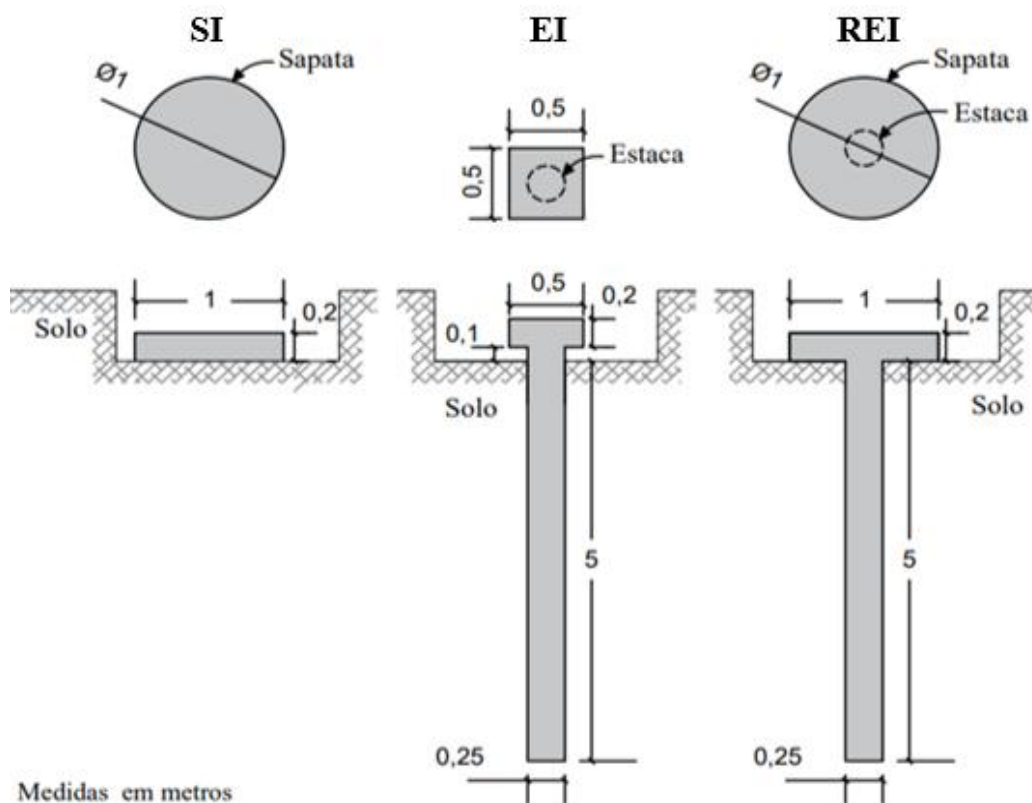
de severidade “problemático”, com um potencial de colapso (PC) igual a 11%, segundo a escala apresentada por Jennings e Knight (1975) para quantificar o potencial de colapso.

3.2 FUNDAÇÕES TESTE

Para tanto, foram executadas duas estacas escavadas mecanicamente à trado, instrumentadas em profundidade, com 5 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro. A sapata que coroa uma das estacas e a sapata isolada possuem 1 m de diâmetro e 0,20 m de altura. Já a estaca isolada (EI) possui um bloco de coroamento com dimensões de 0,50 m x 0,50 m x 0,20 m (largura x comprimento x altura), no qual o contato com o terreno foi suprimido em 0,10 m, ou seja, procedeu-se a escavação do solo subjacente ao bloco estaqueado depois deste totalmente executado, como visto na Figura 18.

As cotas de assentamento das sapatas e estacas ficaram definidas na profundidade de 0,5 m da camada superficial do solo, evitando assim que a coesão aparente devido ao efeito da sucção e ao intemperismo físico e químico dessa camada de solo viesse a influenciar de forma significativa no comportamento das fundações testes, podendo levar dessa maneira em um aumento na capacidade de carga afetando dessa forma nos resultados da pesquisa.

Figura 18 – Vista em planta e corte das fundações testes

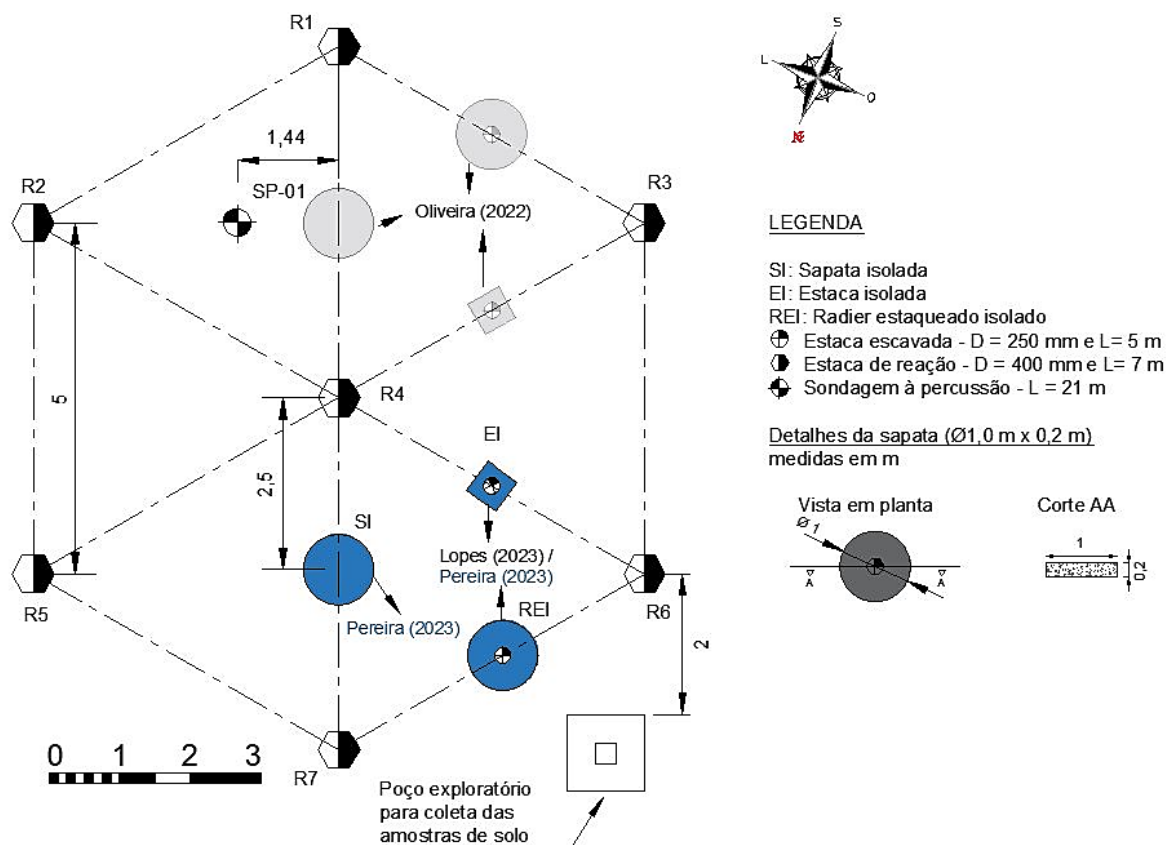


Fonte: Lopes (2023)

A disposição destas fundações teste no campo experimental se deu em formato triangular de forma que as estacas de reação (R4, R6 e R7) pudessem atender na execução de duas provas de carga, reduzindo assim o número de estacas de reação a serem executadas de 6 para 3 unidades. De acordo com o item 6.3.5 da ABNT NBR 16903:2020, a distância mínima entre o sistema de reação e à estaca-teste deve ser de três vezes o diâmetro equivalente da estaca-teste e no mínimo 1,5 m, medida do eixo da estaca-teste ao eixo do elemento de reação. Dado isso, como a estaca de reação executada possui 0,40 m de diâmetro e 6,50 m de profundidade, adotou-se 2,5 m (Figura 19).

Para a caracterização dos parâmetros do solo do campo experimental desta pesquisa, Oliveira (2022) e Lopes (2023) realizaram coletas de amostras para ensaios laboratoriais no poço de coleta de amostras deformadas e indeformadas indicado na Figura 19.

Figura 19 – Disposição das fundações testes no campo experimental



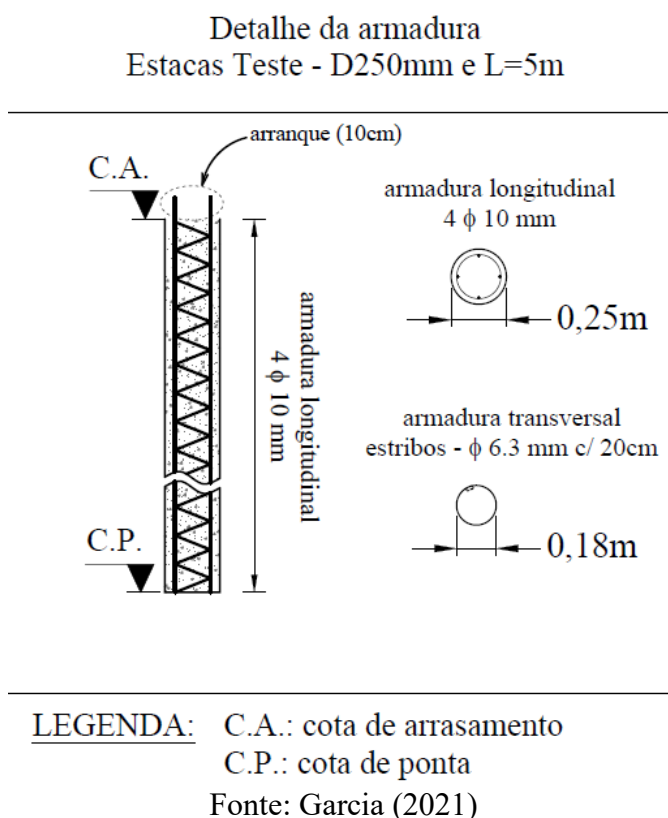
Fonte: Autora (2025)

3.3 ARMADURA DO SISTEMA DE ENSAIO E REAÇÃO

No que se refere ao dimensionamento estrutural do sistema de ensaio, as estacas testes (EI e REI) foram dimensionadas estruturalmente para uma carga superior em duas vezes a capacidade de carga geotécnica, visto que o intuito das provas de carga não se tratava da ruptura estrutural do material de constituição das estacas (aço e concreto), mas sim da ruptura geotécnica na interface solo-fundação. Com relação a armação, considerou-se as estacas testes armadas por toda sua extensão com uma armadura de aço CA-50 (Figura 20).

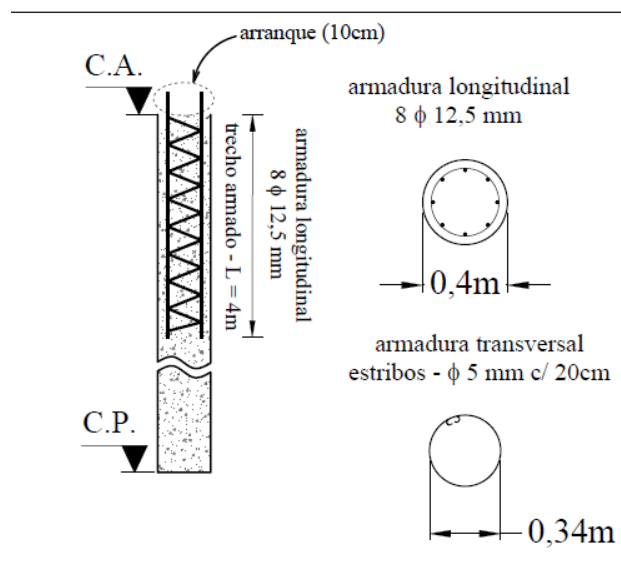
Para as estacas de reação foi considerada a armação de aço CA-50 com 4 m de profundidade a partir da cota de arrasamento (C.A) conforme mostrado na Figura 21. Estas estacas foram dimensionadas geotécnica e estruturalmente para uma carga superior, em pelo menos uma vez e meia (1,5 vezes) a carga máxima de ensaio, conforme orientações prescritas pela ABNT NBR 6122:2019.

Figura 20 – Detalhe da armadura das estacas testes.



O bloco de coroamento da estaca teste, foi projetado com as dimensões acabadas seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, com armadura de aço CA50 e concreto f_{ck} de 25 MPa. Além disso, as barras instrumentadas foram instaladas na armadura das estacas.

Figura 21 – Detalhe da armadura das estacas de reação
 Detalhe da armadura
 Estacas de Reação - D400mm e L=6m



LEGENDA: C.A.: cota de arrasamento

C.P.: cota de ponta

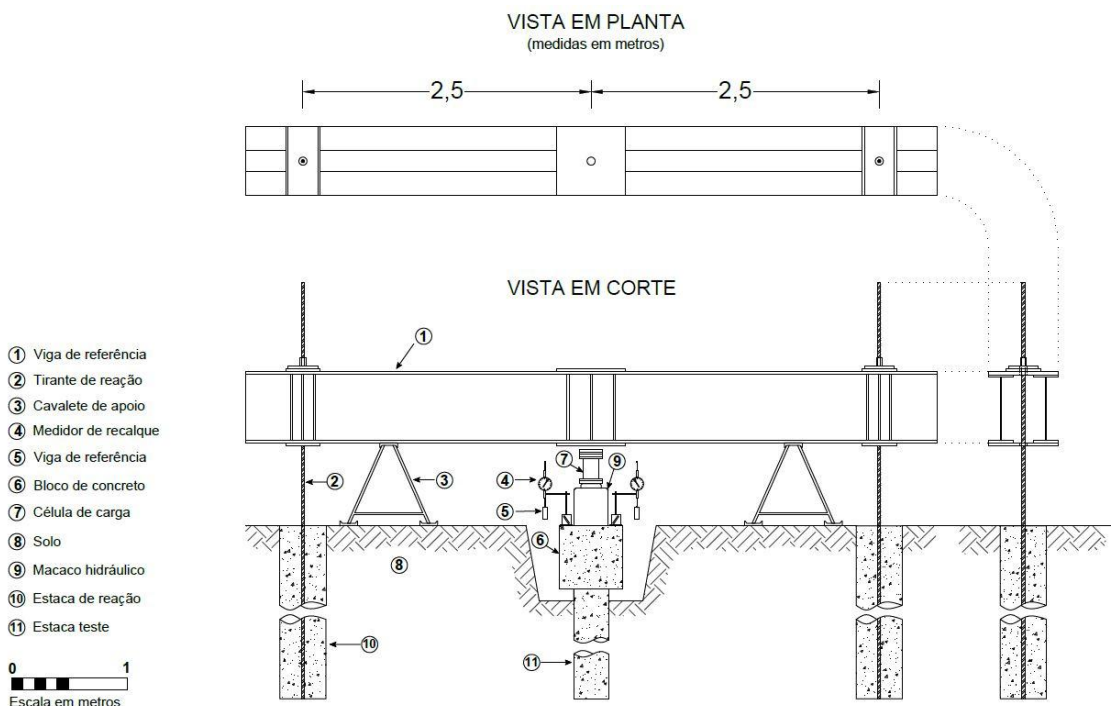
Fonte: Garcia (2021)

3.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Para o desenvolvimento deste estudo adotou-se o modelo de prova de carga estática (PCE) com carregamento a compressão de forma lenta seguindo as especificações de execução conforme a norma ABNT NBR 16903:2020 e a ABNT NBR 6489:2019.

Os elementos necessários para a realização das provas de carga podem ser verificados na Figura 22. Como é possível notar, para a realização de cada ensaio, foram utilizadas duas estacas de reação ($\phi = 0,40$ m, $L = 6,50$ m), com tirante de 32 mm de diâmetro (INCO28D da Incotep), com capacidade para 680 kN (carga limite de utilização). O tirante foi inserido e posicionado axialmente em toda a extensão das estacas de reação.

Figura 22 – Sistema de prova de carga à compressão com estacas e tirantes de reação.



Fonte: Garcia (2021)

A viga de reação constitui em uma estrutura de aço rígida formada pela união de dois perfis “I” (W610x101) apresentando na seção transversal, largura total de 0,60 m e altura de 0,65 m após a união. O comprimento desta viga é de 5 m, tendo oito enrijecedores de alma ao longo do comprimento, seis chapas de ligação dos perfis e para enrijecimento das mesas, garantindo dessa forma a sua estabilidade estrutural. O seu peso está estimado em 18 kN, permitindo o transporte e a movimentação de forma simples por um caminhão Munck.

A célula de carga e o macaco hidráulico empregado possuem capacidade de carga para ensaios de até 1000 kN. Esta célula para a leitura da carga aplicada à placa reduz significativamente o erro na leitura se comparada à sistemas que empregam manômetros para medidas de esforços. Para aferir os deslocamentos, utilizou-se deflectômetros instalados nos planos ortogonais da sapata, com precisão de leitura de 0,01 mm (Figura 23).

Figura 23 – Viga de reação e equipamentos posicionados para a prova de carga da sapata estaqueada.



Fonte: Autora (2025)

Em cada fundação teste, foram realizadas provas de carga do tipo lenta, sob a condição natural e inundado, totalizando 5 testes, conforme apresentado na Tabela 2. Os resultados individuais obtidos para as fundações em condição natural foram apresentados por Lopes (2023), enquanto os observados no estado inundado, são objeto da presente pesquisa e serão apresentados ao longo deste trabalho. É importante destacar que os ensaios com o solo em condição inundado foram realizados após uma pré-inundação com um fluxo de água contínuo, com o objetivo de manter uma lâmina d'água superficial sobre o terreno da fundação por um período de 24 h, cessando apenas no momento do início do ensaio da prova de carga.

Tabela 2 - Cronograma de execução das provas de carga estática.

Fundação	Data do Ensaio	Condição do solo	Identificação do teste experimental	Identificação do teste numérico	Autor do ensaio
Estaca Isolada (EI)	05/08/2022	Natural	EI-NAT-EXP	EI-NAT-NUM	Lopes (2023)
Estaca Isolada (EI)	08/08/2022	Inundado	EI-INUND-EXP	EI-INUND-NUM	Autora (2025)
Radier Estaqueado Isolado (REI)	11/08/2022	Natural	REI-NAT-EXP	REI-NAT-NUM	Lopes (2023)
Radier Estaqueado Isolado (REI)	17/08/2022	Inundado	REI-INUND-EXP	REI-INUND-NUM	Autora (2025)
Sapata Isolada (SI)	01/09/2022	Inundado	SI-INUND-EXP	SI-INUND-NUM	Autora (2025)

Como as fundações profundas desta pesquisa são as mesmas ensaiadas por Lopes (2023), durante a realização destas provas de carga na condição de umidade natural, os recalques foram limitados a um baixo deslocamento, de modo a permitir o reaproveitamento dos protótipos de fundação quanto ao efeito do colapso do solo por inundação superficial, simulando a ocorrência de chuvas. Dessa forma, as provas de carga na condição natural foram interrompidas a 12 mm para a estaca isolada e 15 mm para a sapata estaqueada, a fim de não ocorrer modificação da resposta na ponta das estacas ao analisar o estado inundado, assim evitando a descaracterização do seu comportamento de estacas por atrito. Em contrapartida, as fundações em estado inundado foram carregadas ao longo do experimento até a ruptura nítida.

3.4.1 Prova de carga estática em fundação profunda.

As provas de carga estática em fundações profundas consistiram no total em 4 (quatro) ensaios realizados, da qual 2 (dois) deles foram executados por Lopes (2023) com o solo em estado de umidade natural e os outros 2 (dois) executados para esta pesquisa avaliando uma estaca isolada (EI) e uma sapata estaqueada (REI), ambas com solo na condição inundada. Os ensaios iniciaram-se pela estaca isolada em condição natural de umidade (EI-NAT-EXP) conforme apresentado por Lopes (2023). Após finalizado o ensaio, realizou-se a pré-inundação do solo por meio de uma lâmina de água superficial por um período de 24 horas (Figura 24) e em seguida procedeu-se com a prova de carga na fundação com o solo em estado inundado (EI-

INUND-EXP), levando esta segunda até a carga de ruptura (Figura 25). Visando eliminar a influência do contato do bloco de coroamento da estaca nos resultados do experimento, realizou-se anteriormente ao início da prova de carga uma escavação do solo ao redor de 10 cm próximo ao topo da estaca, região imediatamente abaixo do bloco. Esta escavação também facilitou no processo de inundação garantindo que fosse possível manter uma lâmina d'água constante ao redor do topo da estaca.

Figura 24 – Pré-inundação de solo para prova de carga em estaca isolada.



Fonte: Autora (2025)

Figura 25 – Prova de carga em estaca isolada com solo em estado inundado.



Fonte: Autora (2025)

Com base na carga de ruptura presumida para a estaca isolada na condição inundada, os estágios de carregamento ao longo da prova de carga foram definidos em 10 kN. Procedimento análogo ao realizado para o solo na condição natural. O modo de carregamento escolhido foi o tipo lento, com leituras realizadas nos intervalos de 5 min, 10 min, 15 min e 30 min, com as demais leituras, se necessário, realizadas a cada 15 minutos, até que tenha sido observado a estabilização do recalque na respectiva carga do estágio.

No recarregamento da estaca teste com solo inundado, realizou-se a aplicação de carga até que a mesma chegasse à ruptura nítida, permitindo deste modo obter conjuntamente ao trabalho de Lopes (2023), uma curva carga *versus* recalque completa para o solo em ambos os estados de análise.

Posteriormente aos ensaios da estaca isolada, procedeu-se com as mesmas tratativas para os ensaios do radier estaqueado isolado com uma estaca (sapata estaqueada), iniciando pelo ensaio em condição natural de umidade (REI-NAT-EXP), conforme apresentado por Lopes (2023),

seguido do ensaio com o solo em estado inundado após inundação por um período de 24 horas (REI-INUND-EXP), conforme ilustrado nas Figura 26 e Figura 27.

Figura 26 – Pré-inundação de solo para prova de carga em sapata estaqueada.



Fonte: Autora (2025)

Figura 27 – Prova de carga em sapata estaqueada com solo em estado inundado.



Fonte: Autora (2025)

Nos ensaios realizados, o carregamento durante a prova de carga foi conduzido em estágios definidos de 20 kN para a condição natural de umidade e 10 kN para a condição inundada. Além disso, foi realizado o carregamento lento, com leituras realizadas seguindo os mesmos intervalos nos ensaios da estaca isolada.

3.4.2 Prova de carga estática em fundação direta.

A prova de carga estática em fundação direta foi a última a ser realizada dentre a série de ensaios definidos nesta pesquisa (Tabela 2). Por se tratar principalmente de uma análise do comportamento de fundações em solo colapsível em estado inundado, esta pesquisa priorizou executar a prova de carga na sapata isolada com o solo diretamente inundado, sem que houvesse a etapa de carregamento do solo com umidade natural. Tal procedimento foi adotado porque visou-se analisar como se daria o comportamento do solo em seu estado inicial de tensões sem um histórico de carregamentos precedentes ao ensaio inundado. Além disso, realizar o ensaio diretamente inundado permitiu gerar dados comparativos com a fundação direta do tipo sapata isolada ensaiada por Oliveira (2022) em solo com estado natural, uma vez que ambas possuem as mesmas características geométricas e foram ensaiadas no mesmo campo experimental.

Com isso, assim como nas fundações profundas, para a prova de carga da sapata isolada em solo inundado (SI-INUND-EXP), procedeu-se com a inundação prévia por um período de 24 horas antecedentes ao ensaio (Figura 28), cessando o fluxo de água ao iniciar o ensaio (Figura 29).

Figura 28 – Pré-inundação de solo para prova de carga em sapata isolada.



Fonte: Autora (2025)

Figura 29 – Prova de carga em sapata isolada com solo em estado inundado.



Fonte: Autora (2025)

Assim como no bloco das estacas, visando eliminar a influência de contato da lateral da sapata com o solo, realizou-se anteriormente ao início da inundação uma escavação do solo ao redor da mesma, além de evitar mudanças no teor de umidade, ou sucção, do solo subjacente às laterais da sapata. Esta escavação também facilitou no processo de inundação garantindo que fosse possível manter uma lâmina d'água ao redor da sapata.

Para a execução de provas de carga em fundações diretas, a norma ABNT NBR 6489:2019 solicita que os deslocamentos sejam lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente ao estágio, seguindo-se de leituras decorridas em 2 min, 4 min, 8 min, 15min, 30 min, 1 h e assim sucessivamente em intervalos de 1h, contados a partir do início do estágio até se atingir a estabilização. Entretanto, como neste estudo, buscou-se avaliar o comportamento do elemento misto de fundação (REI) e compará-lo com o comportamento apresentado pelos elementos isolados (EI e SI), de forma a padronizar as leituras dos ensaios seguiu-se os mesmos intervalos de tempo adotado para os ensaios anteriores em fundações profundas.

Com relação aos incrementos de carga foram definidos carregamentos em 5 kN e o modo de carregamento escolhido para aplicação desta carga foi também o do tipo lento. Procedeu-se o ensaio de carregamento até atingir um recalque máximo de 62 mm, sendo este um deslocamento

suficiente para caracterizar a ruptura da sapata isolada. Posteriormente a isto, procedeu-se o descarregamento da fundação.

Diferentemente das análises realizadas nas fundações profundas, a prova de carga na fundação direta contou apenas com os instrumentos instalados sobre a fundação teste para leitura dos deslocamentos verticais, não sendo utilizado instrumentação em profundidade como as estacas.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

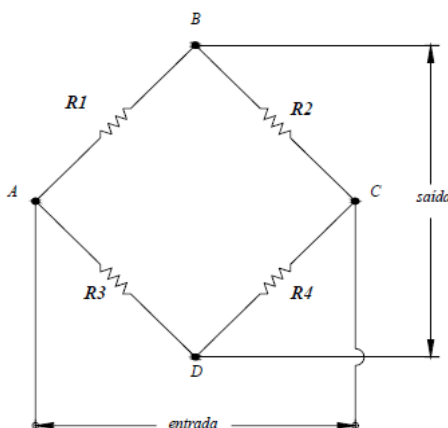
No ensaio de prova de carga o sistema de instrumentação utilizado é constituído por três partes: os atuadores (bomba e cilindro hidráulico), sensores (relógios comparadores, célula de carga e extensômetros) e a equipe operacional responsável pela execução do ensaio.

Os instrumentos atuadores e sensoriais foram locados tanto na superfície da fundação como é o caso do cilindro hidráulico, da célula de carga e dos relógios comparadores, como em profundidade, como é o caso dos extensômetros posicionados nas fundações do tipo estaqueadas por meio de segmentos de barras no momento da execução. É importante destacar que o uso de extensômetros não é obrigatório para o ensaio de provas de carga, entretanto, a sua aplicação permite avaliar em profundidade o comportamento de transferência de carga ao longo do comprimento da estaca de fundação, possibilitando calcular o atrito lateral unitário por trechos, ter um maior controle do experimento na obtenção de resultados. Além disso, no radier estaqueado isolado, também é possível avaliar a distribuição de carga entre o elemento de fundação superficial e profundo.

3.5.1 *Extensômetros em provas de carga*

Com finalidade de se obter a parcela de carregamento que é transferida para a ponta e para o topo das estacas (EI e do REI) durante os ensaios de prova de carga, foram instaladas no momento da execução das estacas, barras de aço do tipo CA-50, com 12,5 mm de diâmetro e 0,50 m de comprimento instrumentadas com extensômetros de resistência com o sistema conhecido pelo nome de ponte de *Wheatstone* na configuração de ponte completa (Figura 30).

Figura 30 – Esquema da ponte de *Wheatstone*.



Fonte: Autora (2025)

O circuito em ponte completa, permite anular os efeitos da temperatura e das deformações oriundas da flexão, obtendo apenas as deformações advindas dos esforços axiais normais a seção. Após sua fixação na barra de aço, os extensômetros foram colocados dentro de tubos de PVC que serviram como forma para a aplicação da resina epóxi líquida 3M, protegendo o sistema elétrico dos *strain-gages* contra umidade e choque mecânico. Por fim, as barras foram fixadas nas armações das estacas, conforme Figura 31.

Figura 31 – Execução das barras instrumentadas.



a) Ligações completas



b) Proteção realizada



c) Barra instrumentada fixada na armação da estaca

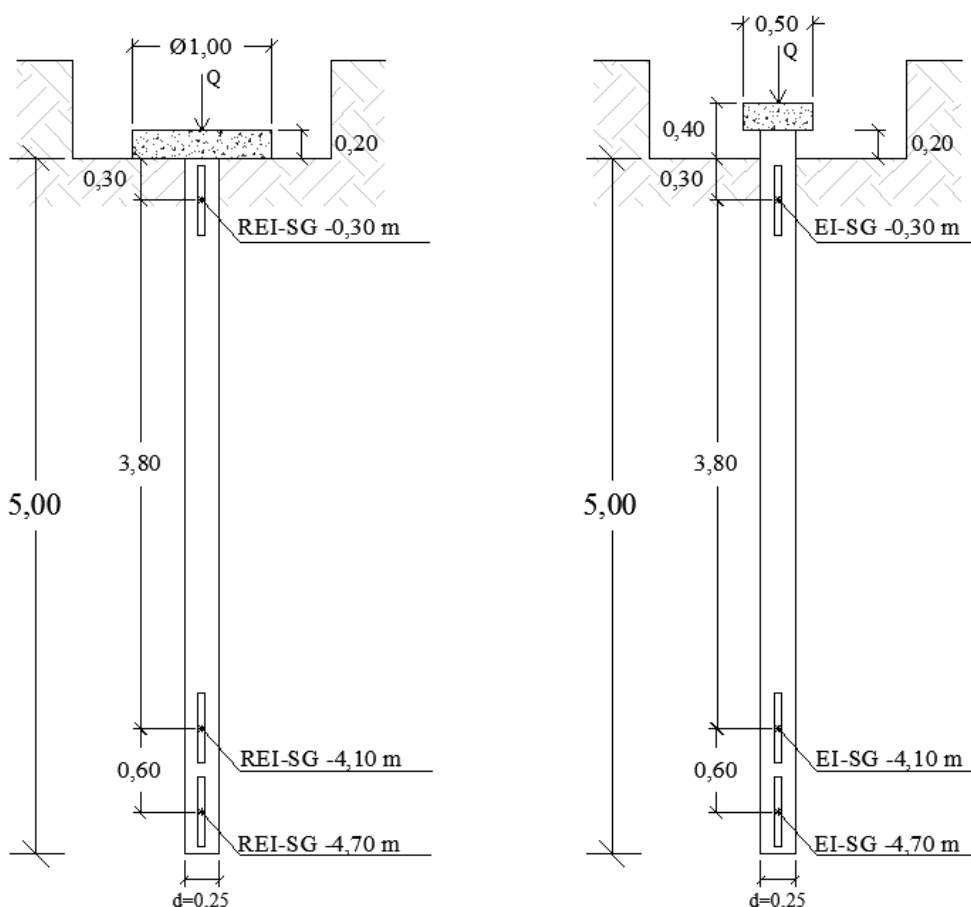
Fonte: Lopes (2023)

Estas barras foram previamente aferidas e calibradas antes de sua fixação no eixo das armaduras das estacas, sendo posicionadas em cada fundação nas profundidades de 0,30 m, 4,10 m e 4,70 m do topo da estaca, como indicadas na Figura 32.

Os extensômetros elétricos de resistência empregado nas fundações teste são do modelo roseta dupla a 90° (PA-06-060TG-350-L) da fabricante Excel Sensores e possuem fator de

sensibilidade (K) aproximadamente igual a 2,11, fator este que depende do material do condutor, correlacionando a resistência elétrica e variação de comprimento devido a deformabilidade. O material possui a liga *constantan* e o valor do fator de sensibilidade pode apresentar variações na segunda casa decimal, e por isso é informado pelo fabricante junto ao respectivo lote de fabricação.

Figura 32 – Posicionamento da instrumentação na sapata estaqueada e na estaca isolada.



Fonte: Autora (2025)

3.5.2 Determinação do Módulo de Young das estacas

Devido ao fato de a seção da estaca ser formada por materiais de propriedades mecânicas diferentes (aço e concreto), pode-se calcular o módulo da seção composta (E_{comp}), entretanto, se faz necessário encontrar o módulo elasticidade do concreto da estaca, uma vez que o aço possui esse dado fornecido pelo fabricante, que é entorno de 210 GPa.

Dado isto, uma forma mais simples para obtenção do módulo de elasticidade da estaca sem que houvesse a necessidade de determinar o módulo do concreto, foi aferir diretamente o valor do módulo da seção composta por meio das leituras da instrumentação durante as provas de carga,

ajustando por meio de uma reta via Lei de Hooke os pontos de leitura verificados durante os estágios dos experimentos.

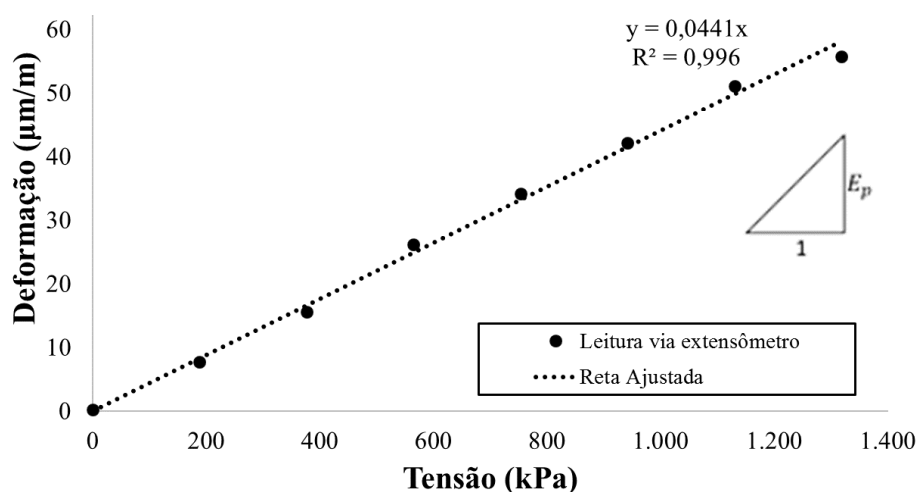
Dado isto, é possível determinar o Módulo de Young das estacas por meio da relação dada pela expressão da lei de Hooke (Equação (15)), tendo como incógnita o módulo de Young, ou elasticidade longitudinal, da seção composta (E_p) pela: armadura da estaca, barra de aço instrumentada e o concreto.

$$\sigma = E_p \times \varepsilon \quad (15)$$

Em vista disso, para que a estimativa não tivesse interferências externas como as advindas das forças devidas ao atrito lateral da estaca com o solo, adotou-se para os cálculos a seção da estaca isolada em que a instrumentação EI – SG – 0,30 m estava instalada (Figura 32).

A partir da relação tensão e deformação atuante (Figura 33), obteve-se o módulo de Young da estaca, como sendo 22,67 GPa.

Figura 33 – Gráfico tensão vs deformação obtida pela instrumentação da estaca teste.



Fonte: Autora (2025)

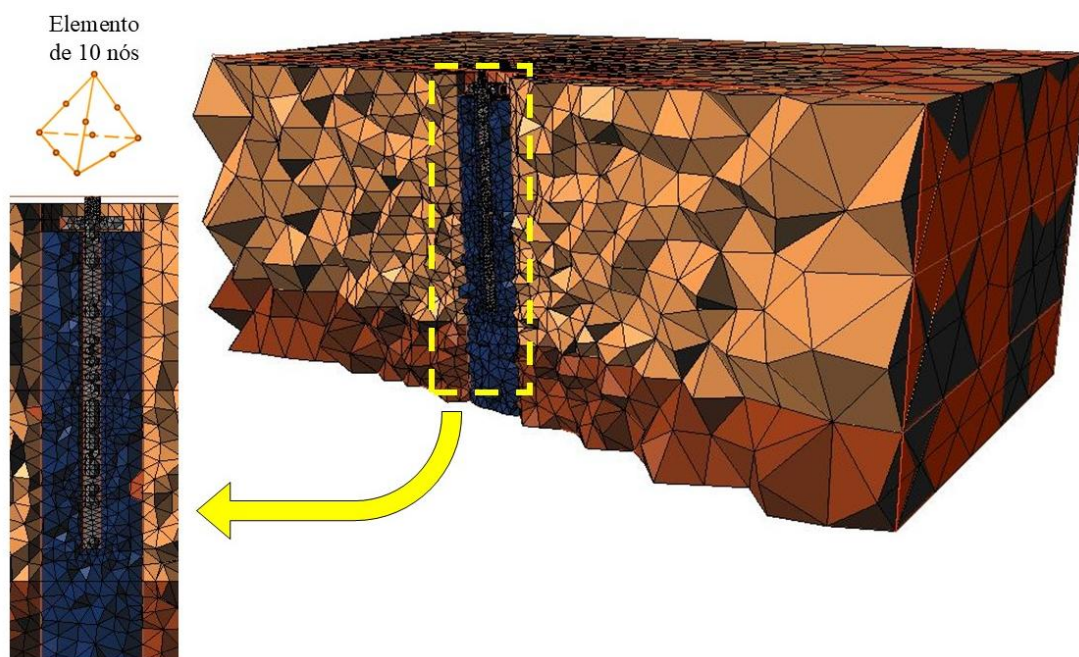
3.6 ANÁLISE NUMÉRICA – MODELO MEF TRIDIMENSIONAL RS3

Conforme apresentado anteriormente, a modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) visa simular de forma computacional o comportamento apresentado pelas fundações quando ensaiadas em campo, permitindo realizar análises que vão desde problemas simples até as situações mais complexas. Com base nisto, para que os modelos numéricos representem adequadamente as fundações em campo é necessário avaliar as informações obtidas das investigações em campo, transformando esses dados em parâmetros a serem

utilizados pela ferramenta computacional, ajustando os modelos numéricos da forma mais adequada para avaliar essas interações.

Para a construção dos três modelos desenvolvidos neste trabalho (estaca isolada, radier estaqueado isolado e sapata isolada), foi utilizado o pacote de programas *RS3* da fabricante *Rocscience*, que emprega o MEF para solução das modelagens construídas de forma tridimensional, e conta com modelos constitutivos previamente implementados para lidar com problemas geotécnicos (Figura 34). Esta forma de análise é geralmente considerada superior à análise em duas dimensões porque permite uma representação mais precisa da geometria do problema em um semiespaço com comprimento, largura e profundidade, considerando as propriedades de volume e permite uma avaliação mais detalhada do comportamento do objeto sob carregamentos como no ensaio de prova de carga estática (PCE).

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



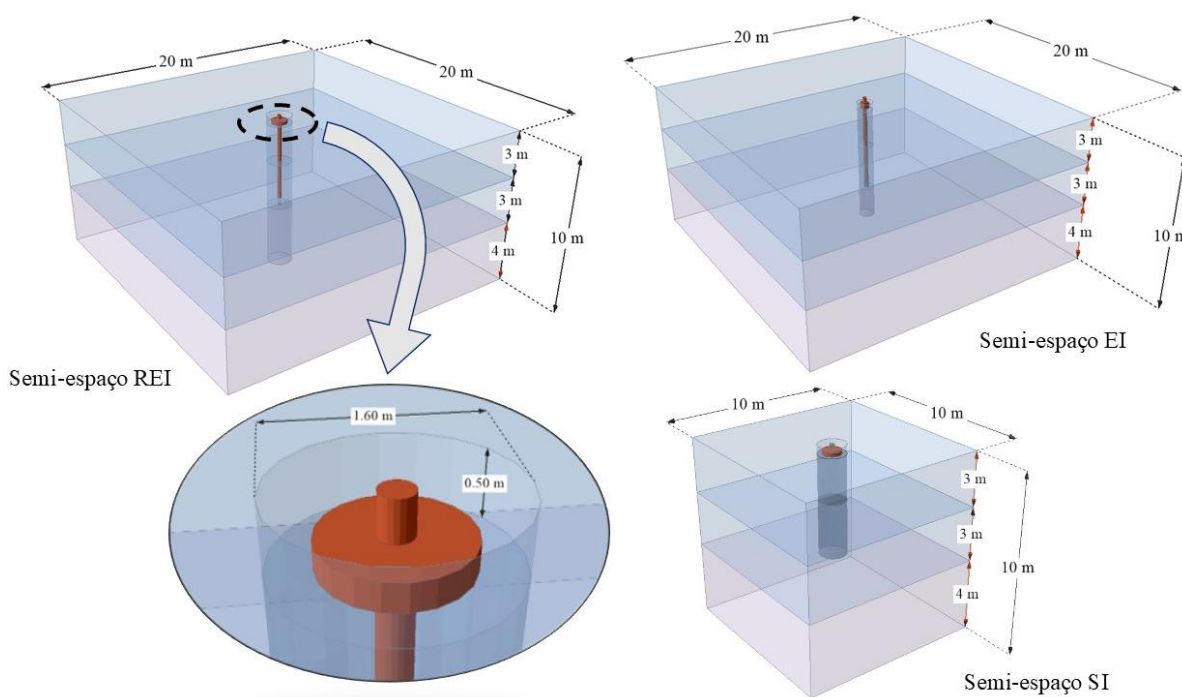
Fonte: Autora (2025)

O pacote de programas adotado (*RS3*), é composto por 3 partes: *RS Modeler* (pré-processamento e modelagem), *RS Compute* (processamento) e *RS Interpret* (pós-processamento).

Na etapa inicial de pré-processamento foram realizadas as modelagens dos problemas (geometria e dimensões), as definições de parâmetros dos modelos e as condições de contorno do problema. Ainda nesta etapa, realizou-se a discretização da malha e foram definidos a tipologia dos elementos que constituíram a mesma.

Com o intuito de reduzir o número de interações dos modelos adotou-se os semiespaços com dimensões de 10 x 10 x 10 m para a sapata isolada (SI) e 20 x 20 x 10 m para a estaca isolada (EI) e para o radier estaqueado isolado (REI), conforme exemplo mostrado na Figura 35. Na etapa de análise computacional dos resultados obtidos, assegurou-se que as deformações presentes nos contornos do semiespaço fossem mínimas quando comparadas às deformações obtidas no elemento de fundação. Esta análise foi importante para garantir que as dimensões estabelecidas para o semiespaço fossem suficientes para distribuir as tensões e deformações aplicadas as fundações, sem que as mesmas apresentassem valores demasiadamente grandes e que pudessem impactar no aumento do tempo de processamento do modelo.

Figura 35 – Semiespaço dos modelos MEF tridimensional.



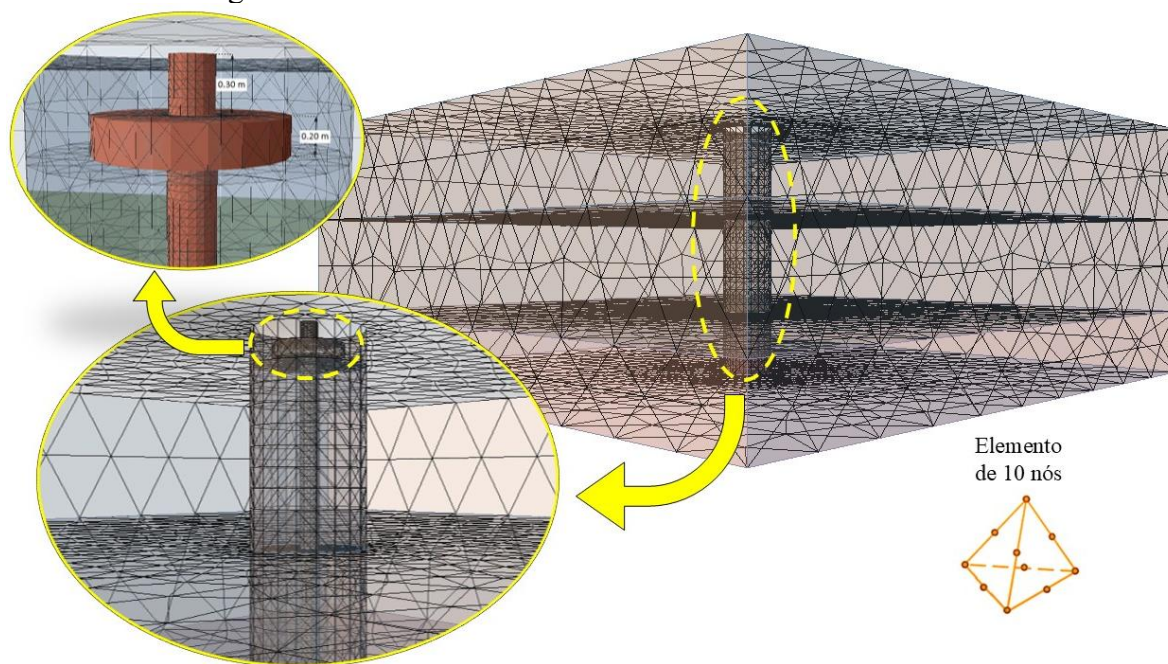
Fonte: Autora (2025)

O modelo tridimensional convencionou um eixo XY expressando profundidade e largura na horizontal e um eixo Z expressando altura na vertical, respectivamente. Dado isso, para as condições de contorno aplicadas considerou-se a parte superior do modelo tida como livre para deslocamentos, as laterais do semiespaço tiveram seus deslocamentos em XY definidos como zero e a base as mesmas premissas em XYZ, permitindo que apenas a fundação deslocasse no sentido vertical.

Se tratando da malha para análise numérica do modelo tridimensional (Figura 36) analisou-se duas opções de refinamento de malhas constituídas por polinômios com 4 e 10 nós. Por meio dos resultados obtidos, verificou-se que a segunda opção apresentou curvas de tensão *versus*

deformação mais fidedignas às observadas nos resultados obtidos dos ensaios experimentais. Dado isto, para as modelagens adotou-se o uso da malha composta por tetraedros de 10 nós. É importante destacar que a malha se densifica conforme se aproxima da região de interesse do problema com o propósito de aprimorar a qualidade e representatividade do cálculo computacional nesta região.

Figura 36 – Malha de 10 nós do modelo MEF tridimensional.



Fonte: Autora (2025)

Na etapa de processamento, o modelo é computado pelo método computacional escolhido, conforme os parâmetros e definições adotadas. Em seguida, na terceira etapa denominada de pós-processamento (*RS Interpret*) são escolhidos os locais para a coleta de dados de tensões e deformações do problema numérico de forma a viabilizar a comparação com os dados obtidos em campo de forma experimental.

Para as simulações numéricas adotou-se como critério de falha o método de Mohr-Coulomb por ser um dos mais usuais para modelagens no meio técnico. Considerando as simulações realizadas, foi possível traçar as curvas carga *versus* recalque numérica das fundações em análise, refinando numericamente os parâmetros adotados para o solo em que elas se encontram executadas. Os parâmetros adotados para cada simulação numérica seguem abaixo nas Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5 e as curvas obtidas serão apresentadas na Seção 4.

Tabela 3 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Estaca Isolada (EI)

ESTACA ISOLADA (EI)								
Material	Camadas	Peso específico (γ_{nat}) [kN/m ³]	Coesão (c) [kPa]	Coesão Residual ($c_{residual}$) [kPa]	Ângulo de Atrito (ϕ) [°]	Módulo de Young (E) [MPa]	Módulo de Young Residual ($E_{residual}$) [MPa]	Coefficiente de Poisson (ν) [-]
Areia silto-argilosa	1 e 2	16	19	18	25	12	11	0,35
porosa (Natural)	3	16	20	19	30	12	11	0,35
Areia silto-argilosa porosa (Inundada)	1, 2 e 3	16	9	9	25	10	-	0,35

Fonte: Autora (2025)

Tabela 4 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Sapata Isolada (SI)

SAPATA ISOLADA (SI)								
Material	Camadas	Peso específico (γ_{nat}) [kN/m ³]	Coesão (c) [kPa]	Coesão Residual ($c_{residual}$) [kPa]	Ângulo de Atrito (ϕ) [°]	Módulo de Young (E) [MPa]	Módulo de Young Residual ($E_{residual}$) [MPa]	Coefficiente de Poisson (ν) [-]
Areia silto-argilosa	1 e 2	16	19	19	25	12	-	0,35
porosa (Natural)	3	16	20	20	30	15	-	0,35
Areia silto-argilosa porosa (Inundada)	1 e 2	16	1	1	20	2,4	1,05	0,35

Fonte: Autora (2025)

Tabela 5 - Parâmetros do solo para modelagem numérica RS3 – Radier Estaqueado Isolado (REI)

RADIER ESTAQUEADO ISOLADO (REI)								
Material	Camadas	Peso específico (γ_{nat}) [kN/m ³]	Coesão (c) [kPa]	Coesão Residual ($c_{residual}$) [kPa]	Ângulo de Atrito (ϕ) [°]	Módulo de Young (E) [MPa]	Módulo de Young Residual ($E_{residual}$) [MPa]	Coefficiente de Poisson (ν) [-]
Areia silto-argilosa	1 e 2	16	8	6	25	12	6	0,35
porosa (Natural)	3	16	9	7	30	12	6	0,35
Areia silto-argilosa porosa (Inundada)	1, 2 e 3	16	1	0	25	6,5	-	0,35

Fonte: Autora (2025)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, os resultados obtidos por meio das provas de carga instrumentadas realizadas no campo experimental em estado inundado e simulações numéricas serão apresentados por meio de comparativos com os dados obtidos por Lopes (2023) e Lopes e Garcia (2024) em seus ensaios com o solo em situação natural. Já para a fundação em sapata isolada (SI) serão expostos os valores obtidos do ensaio individual no estado apenas inundado comparando-os aos resultados obtidos por Oliveira (2022) em suas provas de carga no estado natural e inundado. É válido ressaltar que, como indicado no tópico 3.2, todas as provas de carga que estão sendo comparadas às ensaiadas nesta pesquisa também foram executadas no mesmo campo experimental com os mesmos parâmetros e características de solo.

Por meio dos ensaios experimentais, além das curvas carga vs recalque, foi possível também obter os valores das cargas atuantes em três níveis diferentes para as estacas isolada e do radier estaqueado isolado. Conforme apresentado no tópico 3.5.2, foram instalados *straingages* nas profundidades de 0,30 m, 4,10 m e 4,70 m, permitindo por meios destes realizar leituras das micro deformações ($\mu\text{m/m}$) ao longo dos estágios dos ensaios, possibilitando a determinação do módulo de Young das estacas e os valores de cargas atuantes em diferentes profundidades.

4.1 SAPATA ISOLADA

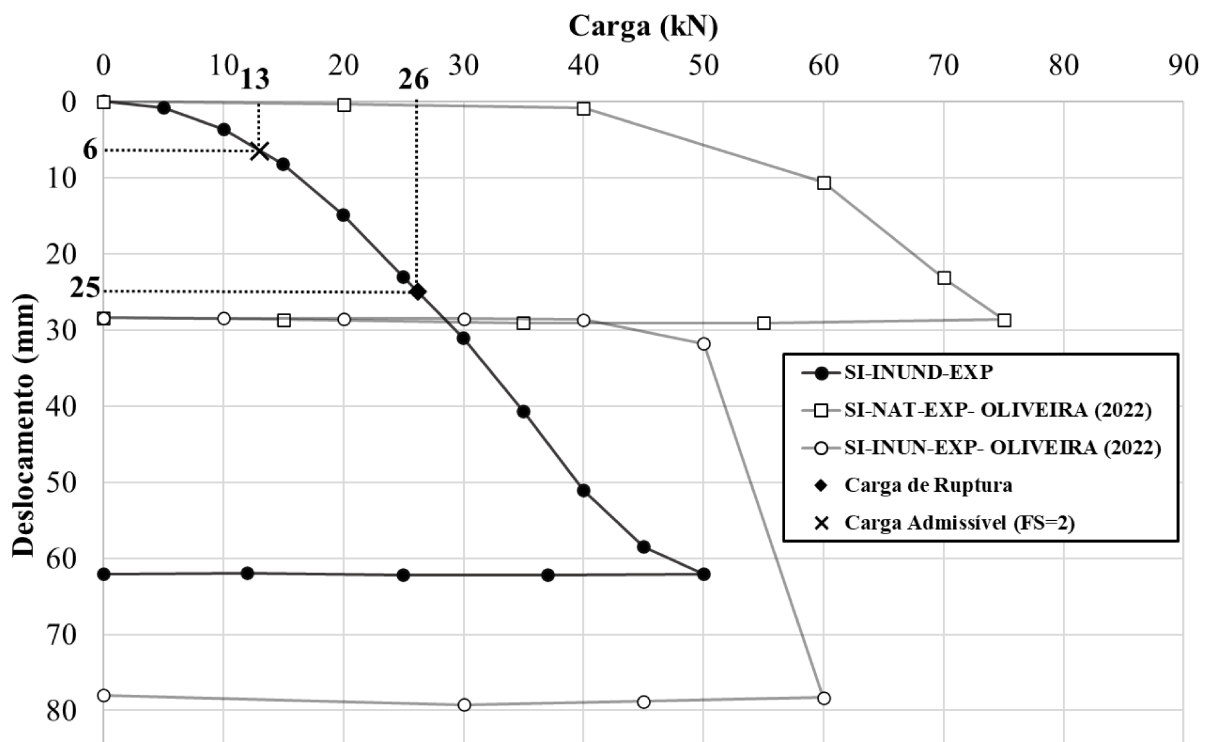
Por meio da Figura 37, é possível avaliar a curva carga vs recalque obtida por meio de prova de carga estática para a sapata isolada em estado inundado sem pré-carregamento (SI-INUND-EXP). No ensaio em questão foi aplicada uma carga máxima de 50 kN gerando um deslocamento máximo de 62,15 mm, na qual foi obtida uma carga de ruptura convencionada para um recalque de 25 mm de aproximadamente 26 kN. Essa carga equivale a uma carga admissível de 13 kN ($FS = 2$) e corresponde a um recalque admissível de 6,46 mm.

Ainda na Figura 37, é possível comparar a curva da sapata isolada ensaiada em estado inundado com a de uma sapata isolada ensaiada por Oliveira (2022) com as mesmas características construtivas e geotécnicas. Neste ensaio o autor realizou inicialmente uma prova de carga com o solo em estado natural de umidade e procedeu o descarregamento. Após isto, realizou a inundação por 24 horas e recarregou a mesma, obtendo as curvas indicadas em cinza na imagem.

Por meio da comparação entre a curva carga *vs* recalque desta pesquisa com as obtidas por Oliveira (2022) foi possível notar que a realização de um pré-carregamento anteriormente a inundação favorece no aumento da capacidade de carga da fundação, uma vez que os ensaios realizados mostram que a sapata isolada (SI) quando ensaiada com o solo diretamente em estado inundado apresenta uma capacidade de carga inferior comparada a mesma sapata ensaiada inundada após um pré-carregamento. Tal fato mostra que a escavação do solo abaixo da base das fundações rasas seguido da recompactação destas camadas, apresenta um melhoramento do solo, aumentando sua capacidade de carga devido à redução de vazios, o que evita um maior adensamento durante o carregamento das fundações ao longo da construção, principalmente em situação que podem vir a ser inundadas posteriormente.

Para permitir a análise comparativa da capacidade de carga entre o radier estacado isolado e seus elementos ensaiados isoladamente (sapata e estaca isolada), a curva da sapata isolada foi traçada em função da carga *vs* recalque, ao invés da tensão *vs* deformação que é a forma mais indicada pela norma ABNT NBR 6489:2019 para apresentação dos resultados desse tipo de fundação. Apesar disso, a curva tensão *vs* deformação pode ser vista no APÊNDICE A –.

Figura 37 – Curva carga *versus* recalque obtida por ensaio experimental de sapata isolada em estado natural e inundado, com e sem recarregamento.

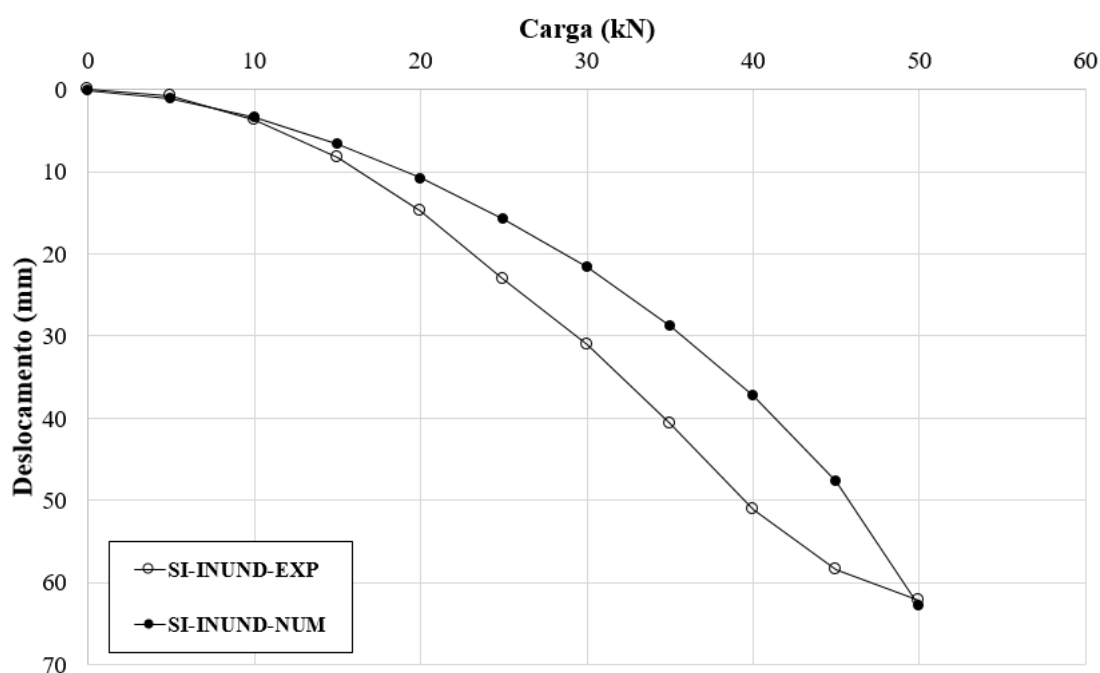


Fonte: Autora (2025)

4.1.1 PCE vs Simulações numéricas – Sapata Isolada (SI)

A simulação numérica por elementos finitos, em modelo tridimensional da sapata isolada sem pré-carregamento com solo sob condição inundado (SI-INUND-NUM) foi realizada e as curvas carga *vs* recalque obtidas nas condições *in situ* inundada e numérica estão dispostas na Figura 38.

Figura 38 – Curva carga *versus* recalque obtida por ensaio experimental e numérico de sapata isolada sem pré-carregamento em estado inundado.



Fonte: Autora (2025)

Na representação das curvas obtidas por meio experimental e numérico (Figura 38) nota-se que existe uma variação no comportamento da curva numérica quando comparada a curva experimental, apresentando uma curvatura mais exponencial e contínua e com menores recalques. Essa diferença provavelmente se dá devido à forma como o modelo numérico representa o solo, isto é, como um meio constituído por ligações contínuas entre o solo, água e ar, uma vez que fisicamente o colapso observado se aproxima mais de um meio descontínuo do que contínuo, visto que somado a situação de saturação do solo tem-se uma destruição das ligações que garantem que o solo apresente o comportamento de um material contínuo (Figura 38).

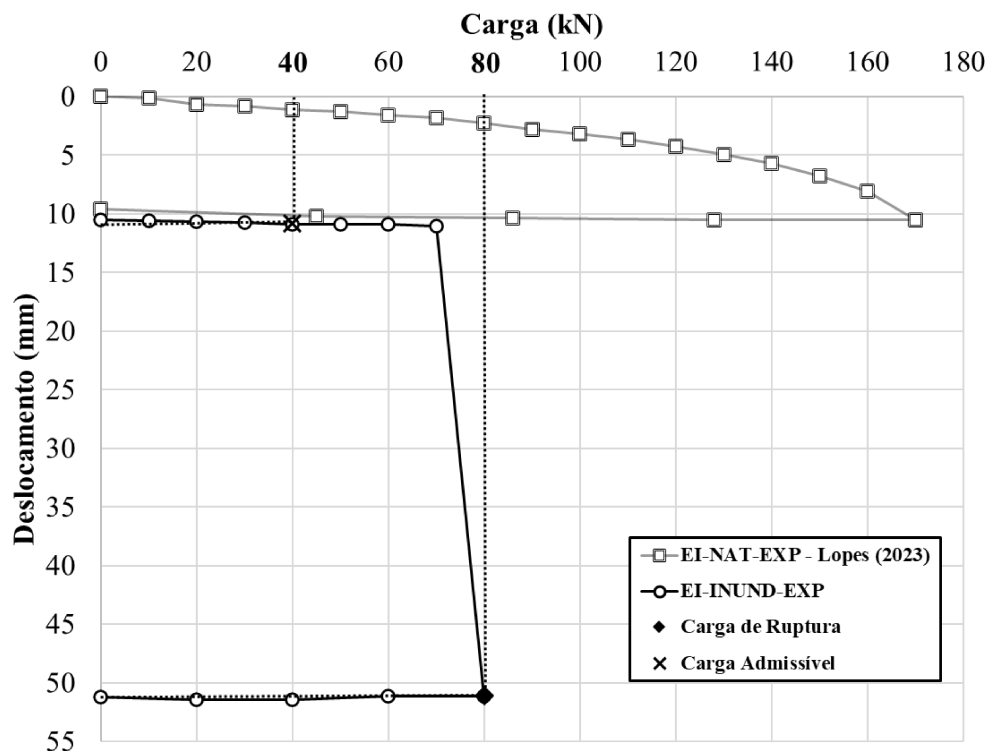
4.2 ESTACA ISOLADA

Como visto na Figura 39 da curva carga *versus* recalque em estado natural é possível notar que a fundação foi levada até uma carga de 170 kN atingindo um deslocamento máximo de 10,52 mm, sendo descarregada posteriormente. Após o processo de inundação já apresentado anteriormente, foi realizado a prova de carga da fundação em estado inundado, com carregamento em intervalos de 10 kN levando a mesma ao colapso com ruptura nítida, atingindo uma carga máxima de 80 kN com um deslocamento máximo acumulado de 51,12 mm.

Pelo critério da ruptura apresentado anteriormente, a carga admissível observada para esta fundação em estado inundado é de 40 kN ($FS = 2$) para um deslocamento admissível de 10,82 mm.

É importante destacar que, devido ao recarregamento da estaca realizado na segunda prova de carga e tendo conhecimento de que a fundação já havia sido submetida a deslocamentos advindos da prova de carga inicial, as curvas carga *versus* recalque indicadas na Figura 39 foram traçadas com seus deslocamentos acumulados.

Figura 39 – Curva carga *versus* recalque obtida por ensaio experimental de estaca isolada em estado natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

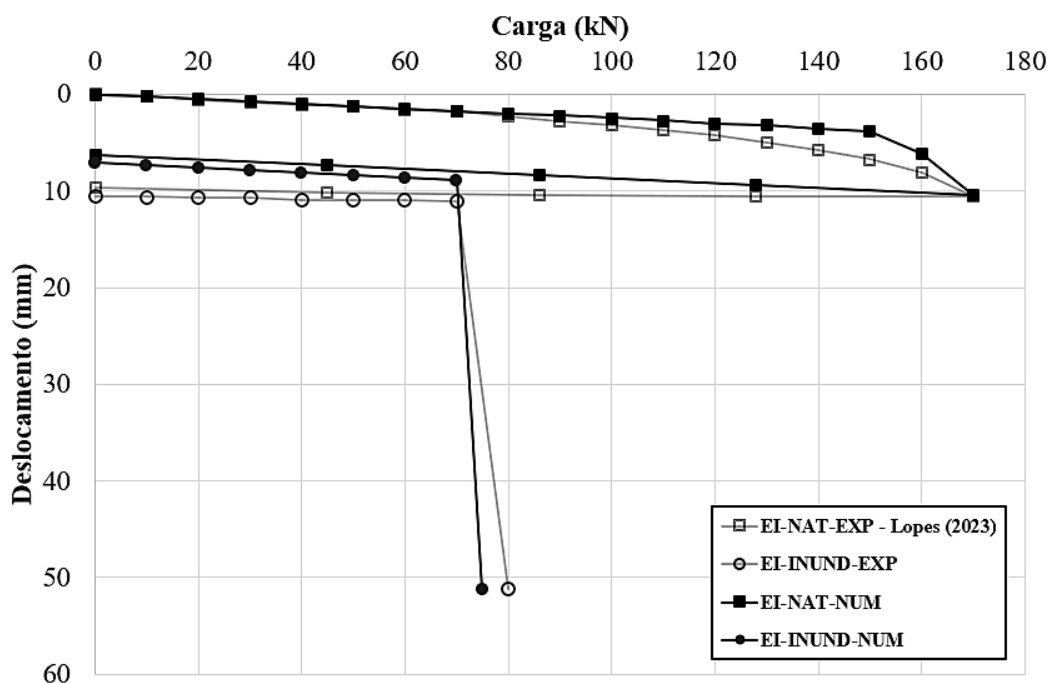
4.2.1 PCE vs. Simulações numéricas – Estaca Isolada (EI)

Assim como foi feito para a sapata isolada, foram realizadas as simulações numéricas por meio elementos finitos em modelo tridimensional da estaca isolada (EI-INUND-NUM), e as curvas carga *vs* recalque obtidas *in situ* por Lopes (2023) sob a condição natural e *in situ* e numérica sob a condição inundada obtidas neste trabalho estão dispostas na Figura 40.

Na sobreposição das curvas das simulações numéricas e experimentais da estaca isolada foi possível observar que tanto para a situação em que o solo se encontra natural, como para a situação inundada, as mesmas apresentam concordância entre si no carregamento.

Além da concordância das curvas, a simulação para a prova de carga em condição inundada após a simulação da situação com o solo natural, permitiu representar o ganho de rigidez inicial devido à pré-consolidação provocada pelo ensaio de prova de carga com o solo em estado natural, além de representar na situação numérica e experimental o ponto de ruptura nítida para o carregamento de 80 kN.

Figura 40 – Curva carga versus recalque obtida por ensaio experimental e numérico de estaca isolada nos estados natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

Na representação das curvas dando ênfase ao recalque, verifica-se que existe uma pequena diferença entre o modelo numérico e o experimental (Figura 40), além disso nota-se uma diferença entre o recalque final alcançado via modelo numérico e o experimental. Essa

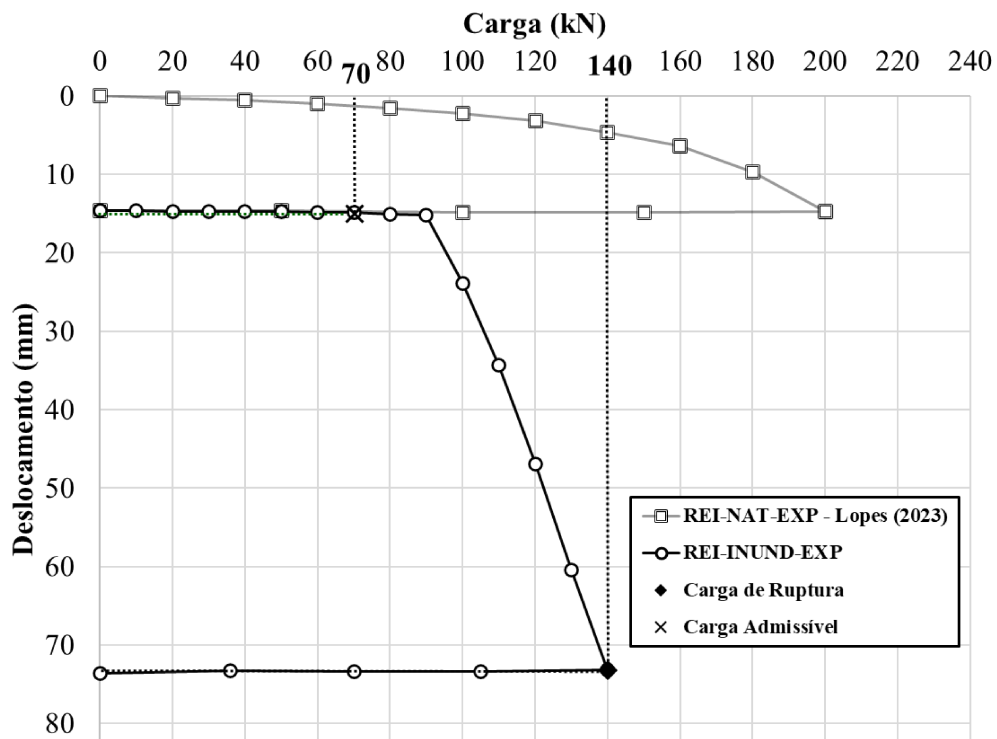
diferença provavelmente se dá devido à forma como o modelo numérico representa o solo como meio contínuo, o que não é observado com o ensaio experimental que apresenta o colapso mais próximo de um meio descontínuo.

4.3 RADIER ESTAQUEADO ISOLADO

Assim como a fundação em estaca isolada, foram realizadas para o radier estaqueado isolado com uma estaca também duas provas de carga em estados de umidade distintos. A primeira prova de carga executada na fundação foi realizada por Lopes (2023) com o solo em estado natural de umidade da qual foi levada até uma carga de 200 kN atingindo um deslocamento máximo de 14,78 mm, sendo descarregada posteriormente.

Realizado o processo de inundação, executou-se uma nova prova de carga na fundação com o solo em estado inundado, com carregamento em intervalos de 10 kN levando a mesma ao colapso com ruptura nítida, atingindo uma carga máxima de 140 kN com um deslocamento máximo acumulado de 73,23 mm, como indicado na Figura 41. Dado isto, pelo critério da ruptura apresentado anteriormente, a carga admissível observada para esta fundação em estado inundado é de 70 kN para um deslocamento de 14,96 mm.

Figura 41 – Curva carga *versus* recalque obtida por ensaio experimental de radier estaqueado isolado em estado natural e inundado.

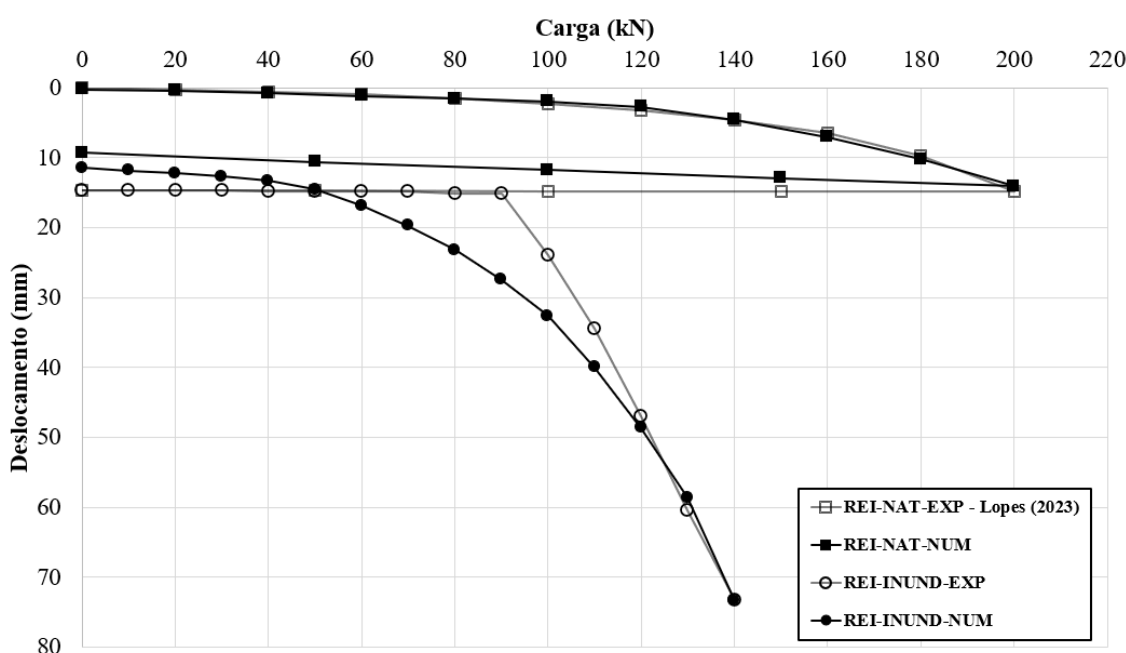


Fonte: Autora (2025)

4.3.1 PCE vs Simulações numéricas – Radier Estaqueado Isolado (REI)

Da mesma forma como nos casos anteriores, foram realizadas as simulações numéricas por meio de elementos finitos em modelo tridimensional do radier estaqueado isolado (REI-INUND-NUM), e as curvas carga *vs* recalque obtidas *in situ* por Lopes (2023) sob a condição natural e *in situ* e numérica sob a condição inundada obtidas neste trabalho estão dispostas na Figura 42.

Figura 42 – Curva carga *versus* recalque obtida por ensaio experimental e numérico do radier estaqueado isolado nos estados natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

Da mesma forma como foi observado na representação das curvas da estaca isolada, nota-se que as curvas do radier estaqueado isolado apresentam uma boa concordância sob a condição natural no trecho de carregamento, entretanto no trecho de descarregamento observa-se que existe uma pequena diferença entre o modelo numérico e o experimental (Figura 42).

Essa diferença observada se dá devido a previsão do comportamento dos recalques que é adotado pelos modelos numéricos, uma vez que, os mesmos previram recalques elásticos na fundação no trecho de descarregamento, que não ocorreu na realidade, demonstrando a baixa capacidade elástica do solo em que a fundação *in situ* está inserida.

Já no trecho referente ao carregamento inundado, é possível observar no trecho inicial da curva um comportamento similar ao visto na estaca isolada inundada, da qual permitiu representar o ganho de rigidez inicial devido à pré-consolidação provocada pelo ensaio com solo sob a

condição natural, entretanto a partir da carga de 50 kN nota-se que a curva mostra um desempenho semelhante ao da sapata isolada, apresentando uma curvatura mais exponencial e contínua e com menores recalques. Tal comportamento provavelmente se deu devido a previsão do comportamento dos recalques que o modelo numérico estabelece ao conjunto (sapata + estaca), onde inicialmente apresenta uma solicitação da estaca, seguido da solicitação da sapata, desta forma concordando ambas as curvas dos elementos isolados.

Além disso, assim como visto nas curvas dos elementos isolados (estaca e sapata isolada) nota-se pela curva experimental que o comportamento de colapso observado no elemento composto também se aproxima mais de um meio descontínuo do que de um meio contínuo, na qual a saturação do solo resulta na destruição das ligações que garantem que o solo apresente o comportamento de um material contínuo, o que não é retratado na análise numérica que apresenta o solo como um material contínuo.

4.4 RESULTADOS VIA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Nesta seção são apresentados os resultados de transferência de carga da estaca isolada e do radier estaqueado isolado pré-carregados e com solo sob condição inundada via instrumentação em três profundidades diferentes conforme indicadas no tópico 3.5. Tais valores apresentam-se comparados aos resultados numéricos obtidos na modelagem tridimensional da fundação no software RS3. Estes resultados estão relacionados, via Lei de Hooke, com a respectiva carga atuando em cada nível, formando assim as curvas de transferência de carga. Os resultados dos ensaios com solo sob condição natural foram apresentados por Lopes (2023).

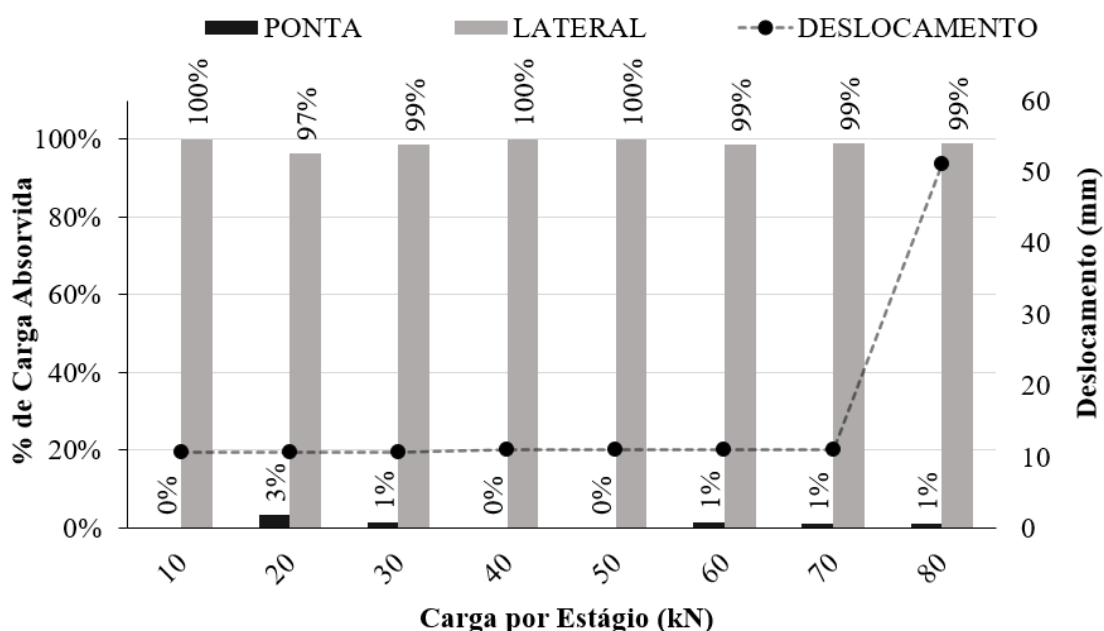
Além dos resultados advindos da instrumentação experimental, também foram comparados os resultados obtidos numericamente, a fim de validar os modelos.

4.4.1 *Transferência de Carga – Estaca Isolada (EI)*

A partir dos resultados via instrumentação da estaca isolada com solo sob condição inundado, foi possível determinar a carga nos níveis onde foram instaladas as barras instrumentadas com os “*strain-gages*” e analisar a porcentagem de carga absorvida por atrito lateral e pela ponta da estaca, conforme os percentuais representados na Figura 43, assim como a transferência de carga para o primeiro estágio de carregamento (10 kN) e para os estágios correspondentes a 50 e 100% da carga máxima atingida na PCE (40 e 80 kN respectivamente), conforme mostrado na Figura 44.

Por meio do gráfico percentual de distribuição de cargas (Figura 43), verifica-se que basicamente toda a carga absorvida pela estaca isolada se dá por atrito lateral, praticamente não ocorrendo nenhuma mobilização de ponta. Essa baixa capacidade de suporte de carga da ponta da estaca pode ser explicada devido ao processo executivo do tipo de fundação, uma vez que durante movimentação do trado na perfuração, ele tende a desprender o solo na ponta da estaca, resultando um acúmulo de material solto e fofo nesta região onde a ponta fica apoiada, levando-a a ter um comportamento similar ao de uma estaca flutuante.

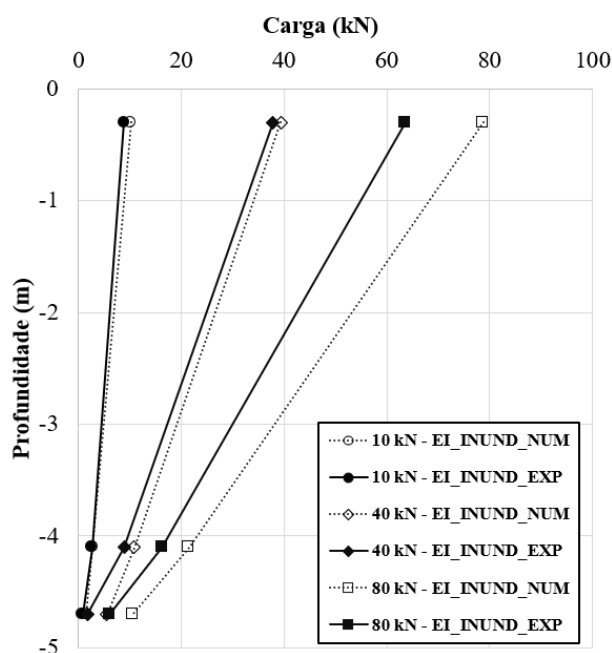
Figura 43 – Distribuição de cargas obtidas experimentalmente para a estaca isolada inundada (EI-INUND-EXP).



Fonte: Autora (2025)

Por meio das curvas de transferência de carga (Figura 44) também é possível observar a redução da capacidade de carga com um aumento da profundidade, mostrando a baixa participação da ponta da estaca. No meio geotécnico, este comportamento é visto como comum e esperado em estacas escavadas e de atrito com solo sob condições normais. Observa-se também que no trecho de 4,1 a 4,7 m de profundidade, existe uma pequena inclinação na reta ocasionada pela maior mobilização por atrito lateral da estaca devido a presença de uma camada de maior resistência entre 4 e 5 m de profundidade, evidenciada por um valor de N_{SPT} igual a 8 golpes.

Figura 44 – Curvas de transferência de carga obtidas na EI-INUND, experimental e numericamente.



Fonte: Autora (2025)

Considerando os resultados obtidos por meio dos ensaios realizados neste trabalho e por Oliveira (2022), foi possível observar que, apesar da redução da capacidade de carga, o comportamento de transferência de carga das estacas isoladas com o solo sob condição inundado foi similar ao comportamento das mesmas fundações ensaiadas em sob condições normais de umidade.

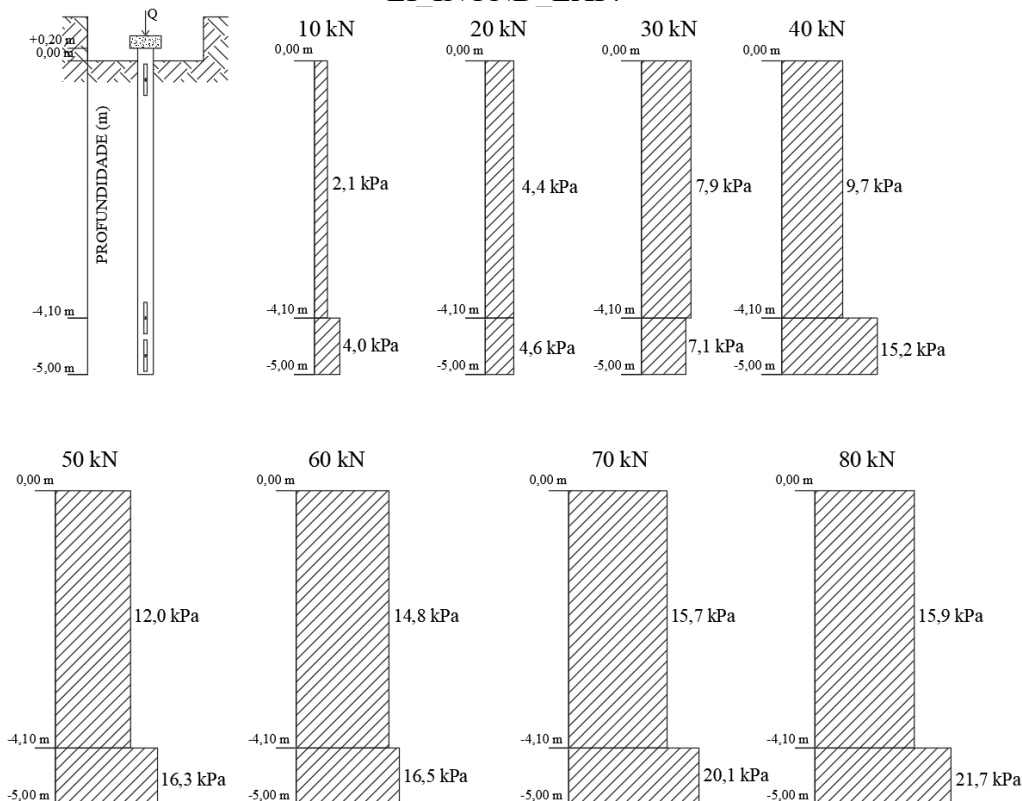
Em relação aos valores numéricos, observa-se na Figura 44, que todas as curvas numéricas apresentam um comportamento similar as obtidas experimentalmente, com valores ligeiramente superiores aos resultados experimentais nos estágios com maiores carregamentos. Observa-se que a curva numérica e experimental do primeiro estágio (10 kN) e do estágio correspondente a 50% da carga máxima (40 kN) apresentam maior concordância entre si, com valores de carga mais próximos e uma menor variação de comportamento. Já no estágio com 100% da carga máxima (80 kN) observa-se curvas com desenvolvimento similar entre si, porém com valores de carga ligeiramente divergentes, sendo o numérico um pouco superior ao experimental.

Apesar disto, a concordância entre as curvas experimentais e numéricas adquiridas para a estaca isolada pré-carregada com solo sob condição inundado apresentaram-se satisfatórias, validando assim o modelo e os parâmetros empregados.

Via instrumentação experimental, também foi possível obter a distribuição de atrito lateral unitário ao longo da estaca, através da carga aferida nos três níveis de instrumentação em profundidade (0,30 m, 4,10 m e 4,70 m do topo da estaca), em função da área lateral correspondente àquele segmento instrumentado, conforme mostrado na Figura 45.

Pelos gráficos é possível observar um atrito lateral com comportamento crescente em função da profundidade da estaca, com valores maiores à medida que se aproxima da ponta da estaca, apresentando uma maior mobilização no trecho de 4,1 a 4,7 m de profundidade devido a presença da camada de maior resistência entre 4 e 5 m de profundidade, conforme destacado anteriormente.

Figura 45 – Gráficos dos atritos laterais unitários para os estágios de carregamento para a EI_INUND_EXP.

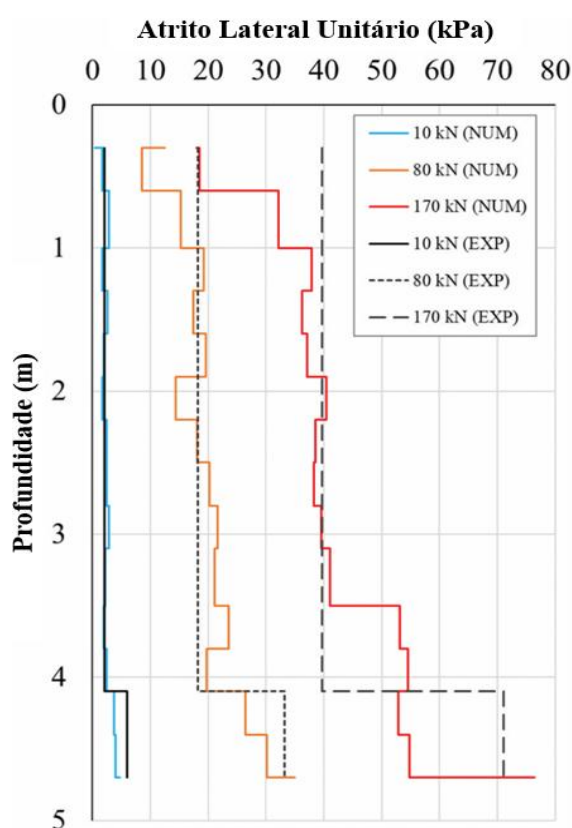


Fonte: Autora (2025)

A análise da distribuição de atrito lateral unitário também foi realizada por meio numérico, utilizando uma abordagem semelhante ao adotado na análise experimental, porém com medições feitas em intervalos menores de 0,30 m do topo até a ponta da estaca, o que permitiu uma caracterização mais detalhada do atrito lateral unitário ao longo do comprimento da estaca. Os resultados obtidos desta análise para a estaca ensaiada com o solo sob condição inundada

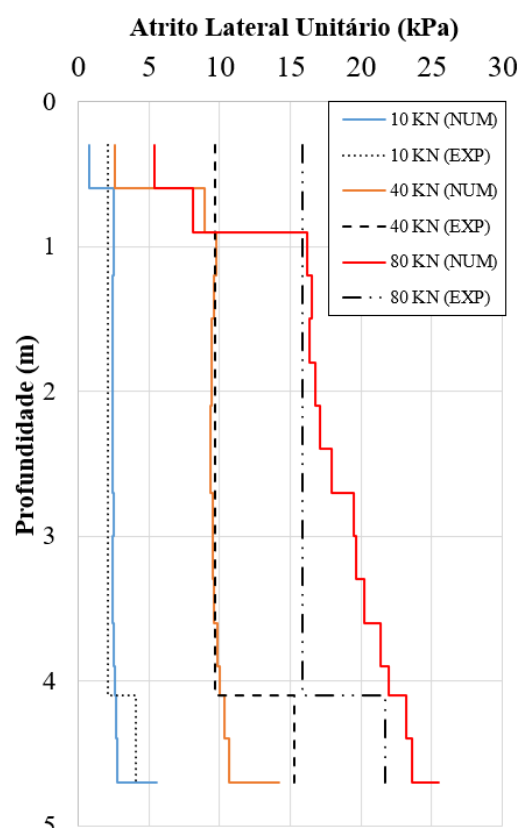
podem ser vistos no gráfico da Figura 47 e são apresentados em comparativo com os resultados obtidos por Lopes e Garcia (2024) para a mesma estaca ensaiada com solo sob condição natural (Figura 46). É importante destacar que, os pontos de aferição no modelo numérico não foram colhidos diretamente na interface estaca-solo (região periférica da estaca), mas sim internamente à estaca com um pequeno deslocamento da interface. Tal conduta se deu para evitar imprecisões devido à alta variação nas tensões de cisalhamento na interface podendo resultar numa comparação comprometida entre a tensão normal (teste de carga) e a tensão de cisalhamento (análise numérica).

Figura 46 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca isolada sob condição natural (EI_NAT).



Fonte: Adaptado de Lopes e Garcia (2024)

Figura 47 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca isolada sob condição inundada (EI_INUND).



Fonte: Autora (2025)

Comparando os resultados obtidos dos ensaios natural e inundado, nota-se que apesar da queda da capacidade de carga e da redução do valor numérico do atrito lateral unitário para cada estado, verifica-se que para ambos os casos ocorre um aumento do atrito lateral unitário ao longo da profundidade da estaca, apresentando curvas com comportamento similares.

4.4.2 Transferência de Carga – Radier Estaqueado Isolado (REI)

Enquanto na estaca isolada a carga é suportada somente pela própria estaca, no caso do radier estaqueado, há um compartilhamento de cargas, onde parte da carga máxima aplicada a esta fundação é suportada pela estaca e parte pela sapata que a coroa.

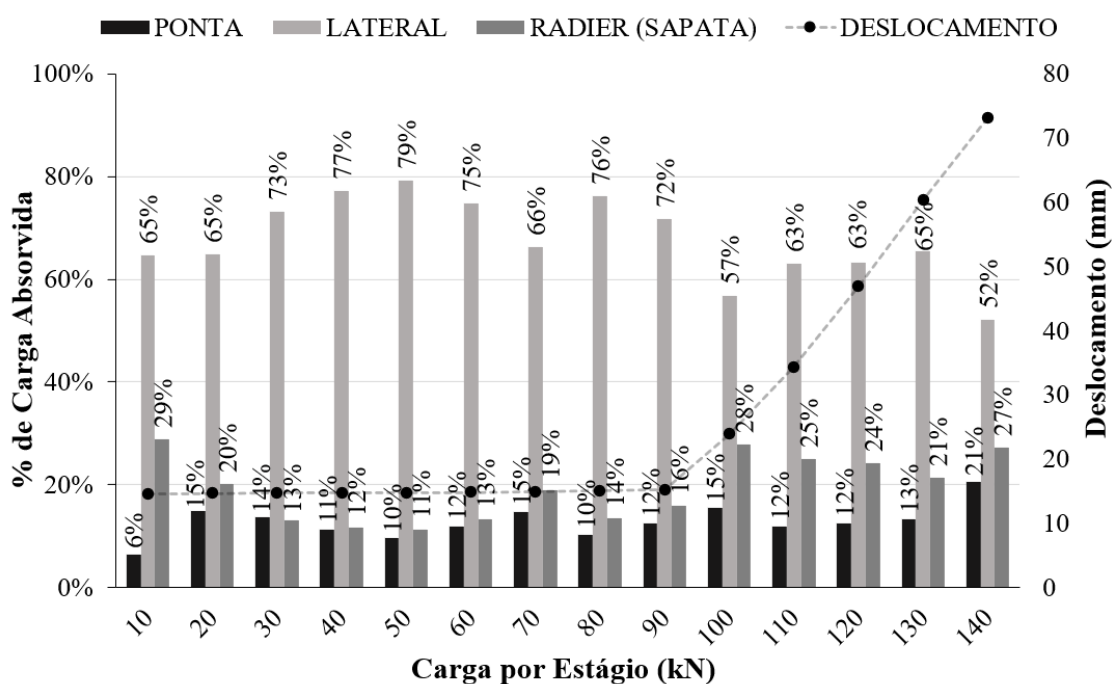
Para o radier estaqueado isolado previamente carregado e com solo sob condição inundado, a análise de transferência de carga também se iniciou pelos resultados obtidos experimentalmente nas três seções instrumentadas de sua estaca, a fim de se construir os diagramas de transferência de carga, atrito lateral unitário considerando a profundidade e compreender a distribuição de cargas entre os elementos do radier estaqueado isolado (sapata + estaca isolada). Por meio da modelagem numérica, também foram apanhados os resultados ao longo da fundação permitindo comparar os diagramas numéricos aos experimentais.

É importante ressaltar novamente que a fundação em análise sofreu um pré-carregamento com o solo sob condição natural anteriormente ao ensaio com o solo inundado e os resultados obtidos nesta dissertação são apresentados levando em consideração o pré-carregamento prévio a inundação e em comparativo com os valores apresentado por Lopes (2023) e Lopes e Garcia (2024).

Por meio dos resultados experimentais foi possível traçar o gráfico percentual de distribuição de cargas entre os elementos constituintes do radier estaqueado isolado (Figura 48), permitindo avaliar como se deu essa transferência sob a condição inundada do primeiro ao último estágio de carregamento, com uma carga máxima de 140 kN e um recalque máximo acumulado de 73,23 mm.

Como é possível ver no gráfico da Figura 48, nota-se que na fundação em questão que a estaca é responsável por suportar a maior parcela da carga aplicada, apresentando uma resistência por atrito lateral superior a 50% em todos os estágios, tendo maior mobilização nos estágios iniciais e uma leve queda nos estágios finais de carregamento. Esta queda pode ser justificada devido ao aumento da capacidade de suporte do elemento de fundação superficial (radier de coroamento) nos estágios com carga acima de 100 kN onde o mesmo começa a apresentar maior resistência ao deslocamento, tendendo a limitar o deslocamento da fundação superficial ao mesmo tempo que reforça a rigidez geral da fundação.

Figura 48 – Distribuição de cargas obtidas experimentalmente para o radier estaqueado isolado inundado pré-carregado (REI-INUND-EXP).



Fonte: Autora (2025)

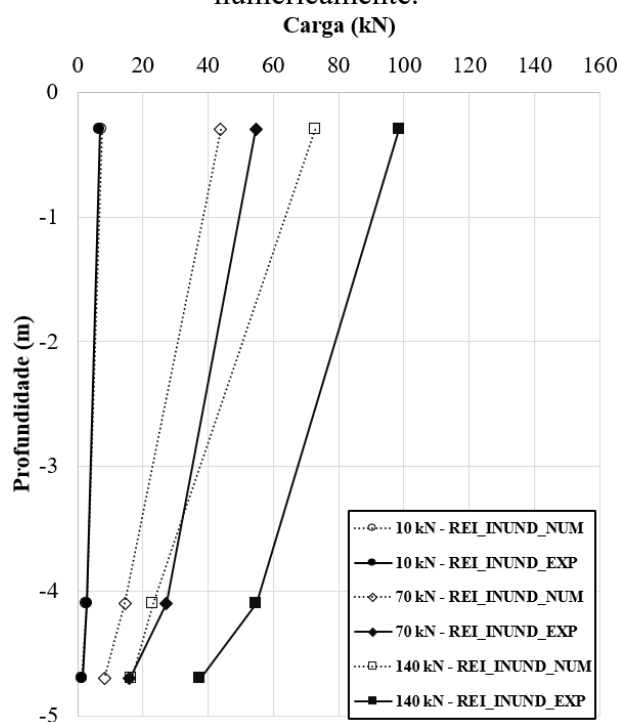
Outro ponto a ser destacado é a elevada carga observada para o radier no primeiro estágio de carregamento (10 kN). Nota-se que nos estágios seguintes, a carga observada na sapata sofre uma queda enquanto a capacidade de atrito lateral da estaca aumenta. Este comportamento inicial provavelmente se dá como resultado do pré-carregamento antecedente ao ensaio inundando, que assim como nos ensaios da sapata isolada, tendem a reduzir os vazios no solo imediatamente abaixo da sapata de coroamento, melhorando a capacidade de carga nesta região, na qual apenas a sapata consegue suportar a carga de baixa intensidade aplicada. Com o aumento da carga, o cenário tende a se inverter, tendo uma maior mobilização da fundação com um aumento de capacidade de carga por atrito lateral da estaca nos estágios seguintes.

Com relação a resistência de ponta da estaca, nota-se que entre os elementos de suporte, a ponta é a que apresenta o menor percentual, com uma mobilização de aproximadamente 21% da capacidade de carga total no estágio final. Em termos quantitativos para o estágio máximo de carregamento (140 kN) tem-se um valor suportado pela ponta de 28,9 kN contra 73 kN suportado pela resistência lateral e 38 kN pela sapata de coroamento. É importante destacar que este percentual observado na ponta está diretamente relacionado com o pré-carregamento realizado na fundação com o solo em estado natural, visto que o ensaio inundado teve seu início partindo de uma mobilização prévia da ponta de aproximadamente 6% do diâmetro da estaca

indo até 29% ao término do ensaio, apresentando um percentual consistente para uma estaca escavada de pequeno diâmetro ensaiada inundada após um pré-carregamento.

Assim como para a estaca isolada, para o radier estaqueado isolado (REI) foram expressas graficamente as curvas de transferência de carga para o primeiro estágio de carregamento da PCE (10 kN) e para os estágios correspondentes a 50 e 100% da carga máxima atingida no ensaio (70 e 140 kN respectivamente), conforme mostrado na Figura 49.

Figura 49 – Curvas de transferência de carga obtidas na REI-INUND, experimental e numericamente.



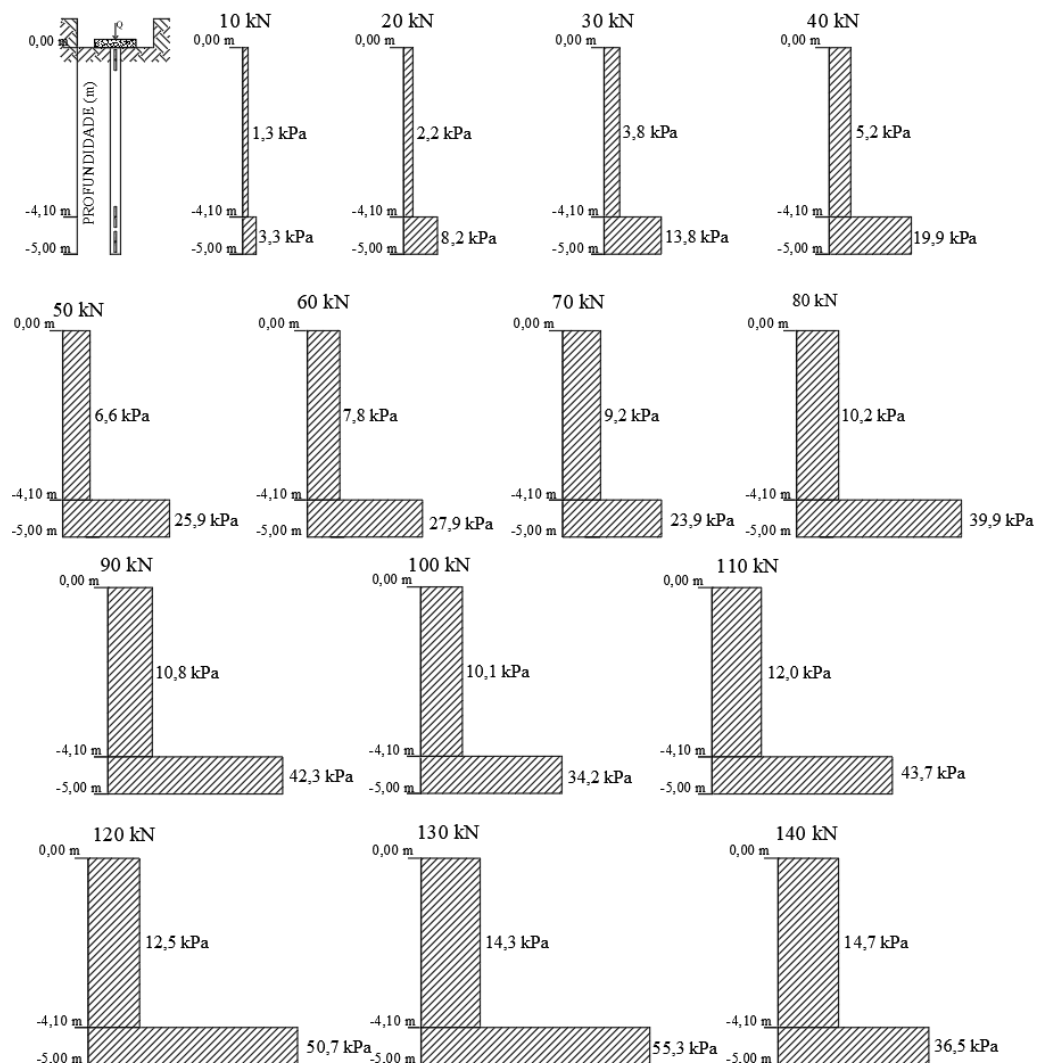
Fonte: Autora (2025)

Nos resultados obtidos para a transferência de carga do REI-INUND, nota-se que as curvas para o primeiro estágio de carregamento correspondente a 7% de $Q_{\text{máx}}$ (10 kN) concordam perfeitamente entre si, entretanto para os estágios correspondentes a 50 e 100% da carga máxima, é possível notar que as curvas apresentam um desenvolvimento semelhante, porém com uma variação nos valores quantitativos, tendo as curvas experimentais valores superiores as numéricas. Esta diferença observada nos estágios com maior carregamento se deve à dificuldade do MEF simular o solo como um meio descontínuo, não desconsiderando as perdas de resistência mecânica devido ao comportamento colapsível apresentando pelo solo quando submetido a um aumento da umidade e das tensões atuantes.

Do mesmo modo como foi observado na estaca isolada, nota-se também uma inclinação na reta no trecho de 4,1 a 4,7 m de profundidade, sendo neste caso mais expressivo do que no elemento isolado (EI). Esse comportamento reflete a ocorrência de uma maior mobilização por atrito lateral da estaca nesta faixa de solo devido a presença de uma camada de maior resistência entre 4 e 5 m de profundidade, evidenciada pelos resultados de N_{SPT} apresentados, o que tende a justificar também a resistência de ponta observada no gráfico da Figura 48.

Via instrumentação experimental, também foi analisado o atrito lateral unitário observado no decorrer do carregamento ao longo do comprimento da estaca da fundação mista por meio da carga aferida nos três pontos instrumentados em profundidade, conforme mostrado na Figura 50.

Figura 50 – Gráficos dos atritos laterais unitários para os estágios de carregamento para a REI_INUND_EXP.

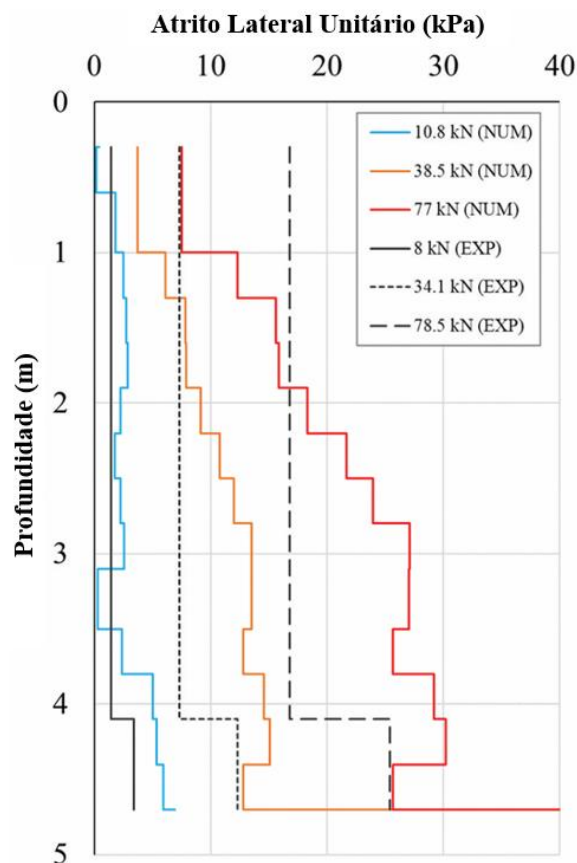


Fonte: Autora (2025)

Pelos gráficos da Figura 50 percebe-se um atrito lateral com comportamento crescente em função da profundidade desde o primeiro carregamento, observando um valor expressivamente superior no trecho de 4,10 a 5,00 m de profundidade, na qual tem-se a camada de solo com maior resistência, justificando a elevação do atrito lateral nesta região.

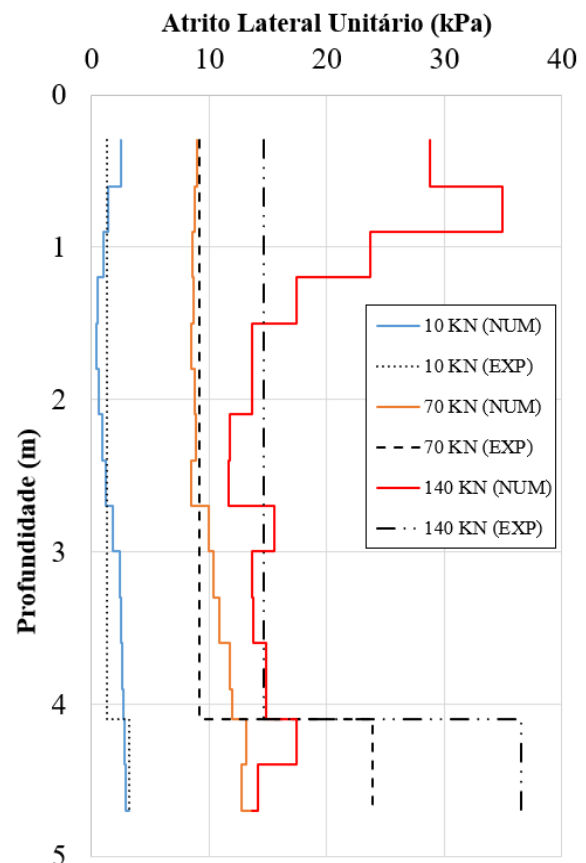
A fim de comparar com os valores obtidos experimentalmente, realizou-se também o mesmo procedimento numérico adotado para EI-INUND, realizando medições em intervalos de 0,30 m do topo até a ponta da estaca, viabilizando uma caracterização mais detalhada do atrito lateral unitário da estaca do REI, conforme apresentado na Figura 52.

Figura 51 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca do radier estaqueado sob condição natural (REI_NAT).



Fonte: Adaptado de Lopes e Garcia (2024)

Figura 52 – Atrito lateral ao longo do eixo da estaca do radier estaqueado sob condição inundada (REI_INUND).



Fonte: Autora (2025)

Em comparativo com os resultados observados por Lopes e Garcia (2024) para a mesma fundação ensaiada com o solo sob condição natural (Figura 51), as análises numéricas para o solo sob condição inundada indicam que apesar do atrito lateral unitário se apresentar mais alto

nos primeiros 90 cm de profundidade da estaca, ele também sofre uma queda até a profundidade de aproximadamente 1,5 metros, o que mostra a influência da sapata sobre a estaca.

Diferentemente da estaca isolada que tem sua carga suportada somente pela própria estaca, na situação em que ocorre a presença da sapata/radier de coroamento, nota-se que o carregamento aplicado na fundação rasa (sapata) exerce uma pressão sobre o solo situado abaixo de si, induzindo deslocamentos superficiais que tende a melhorar a capacidade de suporte do solo nesta região. Em contrapartida, esses deslocamentos tendem a prejudicar o desempenho da estaca em sua porção inicial na qual existe o bulbo de tensões projetado, uma vez que parte da estaca inserida no bulbo tende a deslocar junto com o solo sob a influência desses deslocamentos superficiais.

Esta indicação foi perceptível por meio dos resultados numéricos devido a redução do atrito lateral da estaca nos primeiros metros, na qual o bulbo de tensões também atingiu uma profundidade entre 1,5 e 2 vezes o diâmetro da fundação superficial (radier/sapata), ou seja, entre 1,5 e 2 metros de profundidade a contar da base da fundação rasa.

Como a fundação já havia sido pré-carregada com o solo sob condição natural por Lopes (2023) e Lopes e Garcia (2024) anteriormente ao ensaio com o solo inundado, a porção de solo nos primeiros 90 cm de profundidade já havia sofrido um melhoramento da capacidade de suporte devido à redução de vazios nesta região, o que justifica o atrito lateral unitário nesta profundidade ter um valor superior ao observado por Lopes e Garcia (2024), sofrendo na sequência a queda de desempenho na porção da estaca até a profundidade de 1,5m devido a formação do bulbo de tensões decorrente da sapata/radier.

Nas profundidades maiores que 1,5 metros, fora da influência do bulbo de tensões da sapata, o atrito lateral unitário novamente se apresenta mais próximo ao comportamento observado na estaca isolada, seguindo as condições normais de atrito com o solo circundante à estaca.

Esses resultados indicam a complexa interação existente entre a estaca, a sapata/radier e o solo do entorno da fundação durante o processo de carregamento, demonstrando a influência da fundação na redistribuição de tensões e deslocamentos no solo sob a condição inundada e após sofrer um pré-carregamento antecedente ao ensaio.

4.5 COMPARAÇÕES DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE EXPERIMENTAIS

Os resultados das cargas de ruptura, admissíveis e recalque admissível das fundações testes em estado inundado obtidos por meio das curvas carga vs recalque conforme o critério de ruptura são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível em estado inundado.

Fundações	$Q_{rup-inund}^{(1)}$	$Q_{adm-inund}^{(2)}$	$s_{adm-inund}^{(3)}$	$\Delta_{pré-carreg}^{(4)}$
	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)
SI	26	13	6,46	0
EI	80	40	10,82	10,52
REI	140	70	14,96	14,63

- (1) Carga convencionada de ruptura para um deslocamento igual a 25 mm ou com ruptura nítida.
- (2) Carga admissível para um fator de segurança igual a 2.
- (3) Recalque admissível correspondente a carga admissível no estado inundado.
- (4) Deslocamento acumulado do pré-carregamento em estado natural.

Para fins de comparação, além dos valores obtidos nas provas de carga inundadas desta pesquisa, a Tabela 7 mostra também os valores obtidos por Oliveira (2022) e Lopes (2023) para as mesmas fundações com o solo em estado natural e para o caso da sapata isolada os valores da situação inundada após um pré-carregamento com o solo natural. Nota-se pela relação percentual entre a capacidade de carga em estado inundado e natural que em todos os casos houve quedas significativas da capacidade de carga das fundações quando ensaiadas no estado inundado, sendo estas quedas de aproximadamente 60% para a estaca isolada (EI), 35% para o radier estaqueado isolado (REI), 64% para a sapata isolada inundada sem pré-carregamento prévio (SI_SPC) e 24% para a sapata isolada inundada após um pré-carregamento (SI_PC).

Além da queda apresentada, por meio da comparação entre a curva carga vs recalque para a sapata isolada desta pesquisa com as obtidas por Oliveira (2022) (Figura 37) notou-se que a realização de um pré-carregamento anteriormente a inundação favorece na capacidade de carga da fundação rasa, uma vez que os ensaios realizados mostram que a SI quando ensaiada diretamente em estado inundado apresenta uma capacidade de carga inferior quando comparada a mesma sapata ensaiada inundada após um pré-carregamento, sendo esta queda entre elas da ordem de 53% para um mesmo deslocamento de 25 mm observado em ambas, cuja carga é de 26 kN equivalente a 33 kPa contra 55 kN correspondente a 70 kPa, respectivamente.

Tabela 7 - Comparativo de cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível em estado natural e inundado.

Fundação	$Q_{rup}^{(1)}$	$Q_{adm}^{(2)}$	$s_{adm}^{(3)}$	$\frac{Q_{inund}}{Q_{nat}}$	$Q_{\downarrow}^{(4)}$	Autor do ensaio
	(kN)	(kN)	(mm)	(%)	(%)	
EI-NAT-EXP	198	99	3,16	40	60	Lopes (2023)
EI-INUND-PC-EXP	80	40	10,82			Autora (2025)
REI-NAT-EXP	217	109	2,81	65	35	Lopes (2023)
REI-INUND-PC-EXP	140	70	14,96			Autora (2025)
SI-NAT-EXP	72	36	3,45	-	-	Oliveira (2022)
SI-INUND-PC-EXP	55	27	0,13	76	24	Oliveira (2022)
SI-INUND-SPC-EXP	26	13	6,46	36	64	Autora (2025)

(1) Carga convencionada de ruptura para um deslocamento igual a 25 mm ou com ruptura nítida.

(2) Carga admissível para um fator de segurança igual a 2.

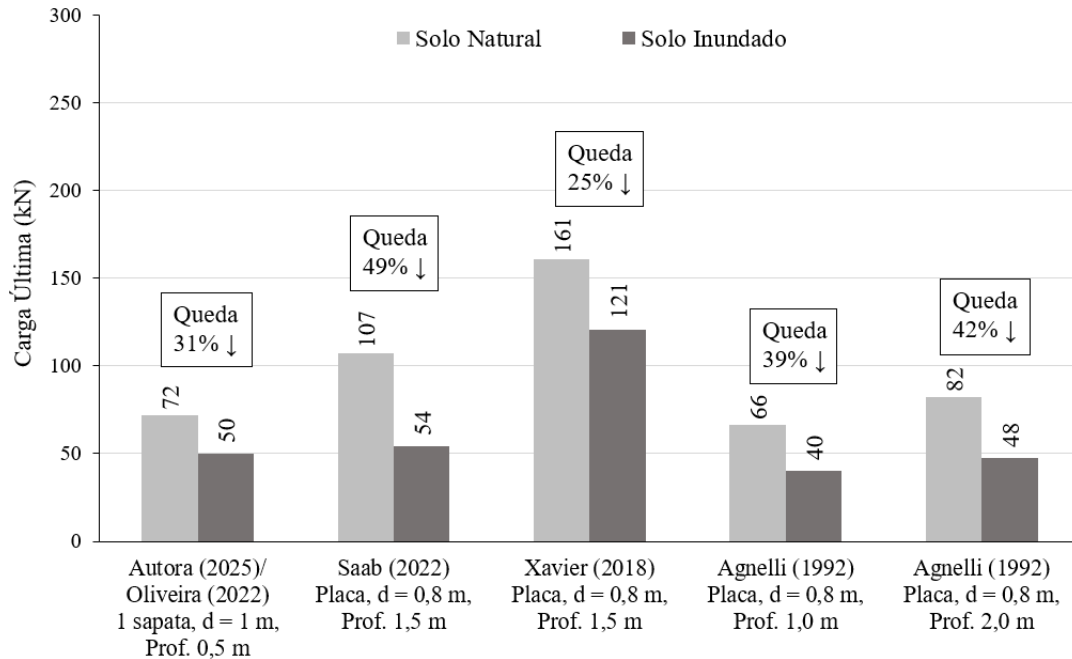
(3) Recalque admissível correspondente a carga admissível.

(4) Percentual de redução da capacidade de carga das fundações quando ensaiadas no estado inundado.

Avaliando a transferência de carga e atrito lateral unitário na fundação do tipo radier estaqueado isolado, também foi possível observar que o pré-carregamento com o solo sob a condição natural anteriormente a inundação e ao recarregamento apresentou um melhoramento da capacidade de suporte na região logo abaixo da sapata de coroamento.

Os resultados obtidos para as fundações diretas reforçam as discussões já apresentadas na literatura por diversos autores como Oliveira (2022), Saab (2022), Xavier (2018) e Agnelli (1992), que em seus trabalhos verificaram uma queda significativa na capacidade de carga das fundações superficiais quando submetidas a ensaios inundados. Um compilado destes resultados pode ser visto na Figura 53. Estes resultados enfatizam a importância da realização de um pré-carregamento e/ou a remoção e recompactação do solo sob a base das fundações rasas, visando a melhoria das características do solo, elevando sua capacidade de suporte e resistência à ruptura, ao reduzir os vazios em sua estrutura. Como consequência, essa prática diminui o potencial de adensamento durante o carregamento das fundações, sobretudo em cenários onde há risco de futuras inundações.

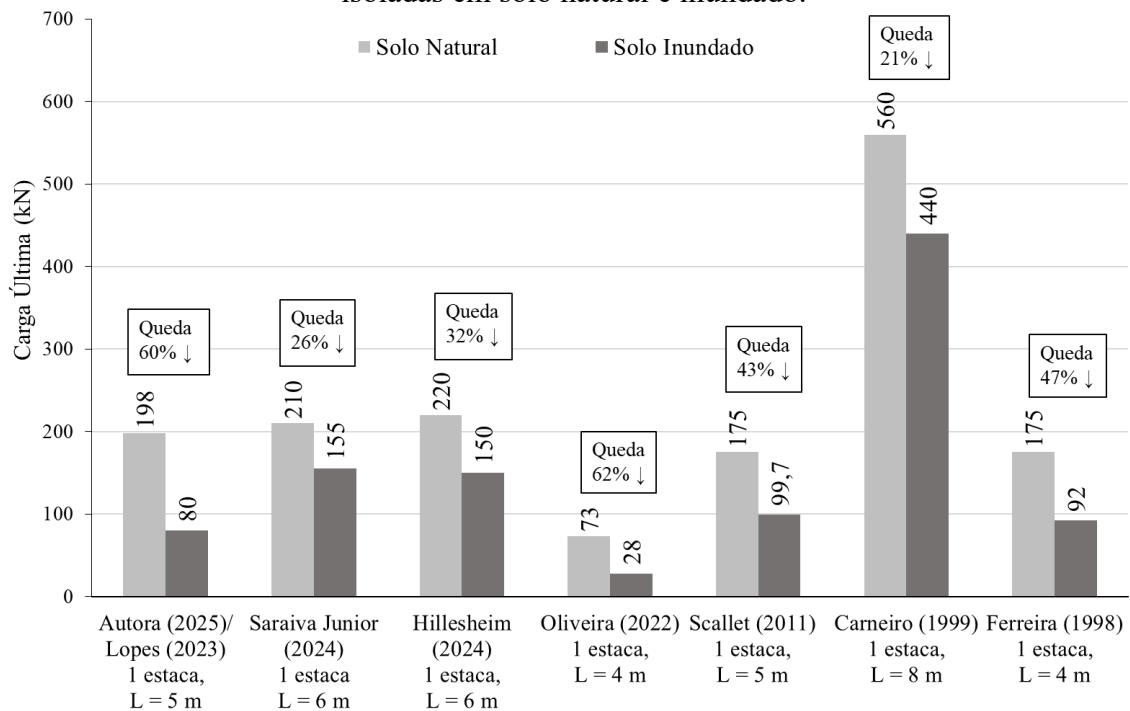
Figura 53 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para fundações diretas em solo natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

Com relação a queda da capacidade de carga observada para estaca isolada com o solo sob condição inundada, nota-se que os resultados corroboram com as análises desenvolvidas por autores como Oliveira (2022), Saraiva Junior (2024), Hillesheim (2024), Scallet (2011), Ferreira (1998), entre outros, conforme mostrado no compilado da Figura 54.

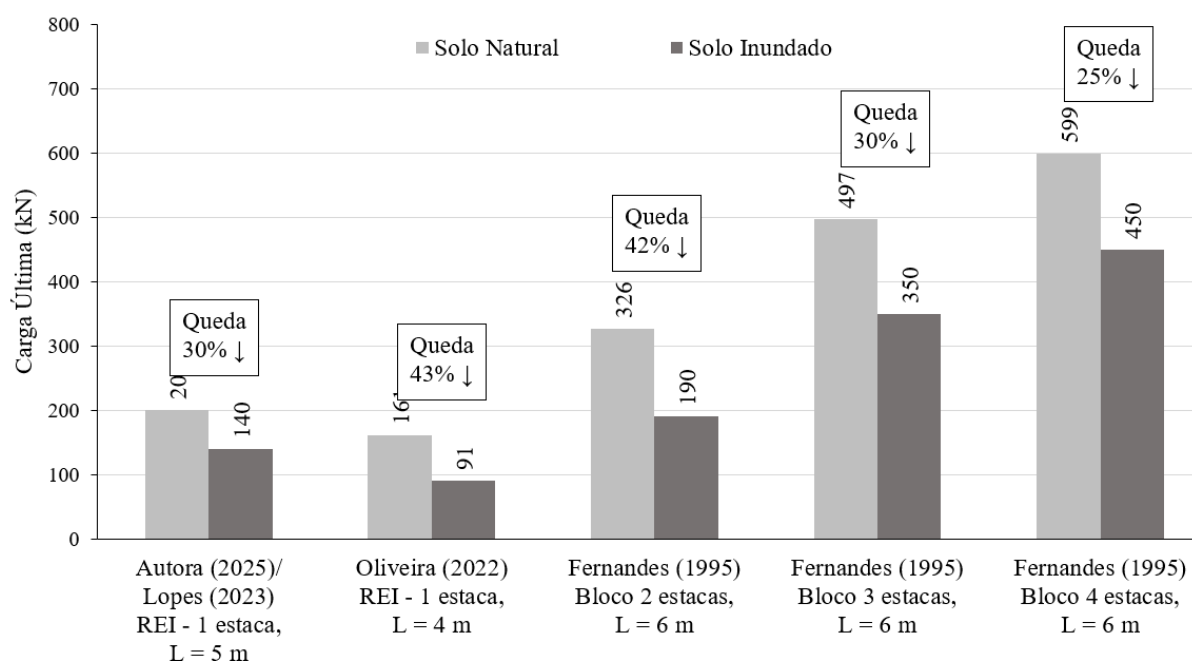
Figura 54 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para estacas isoladas em solo natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

Dada a complexidade do mecanismo de transferência de carga do radier estaqueado isolado e a interação entre seus elementos, nota-se que ainda são escassos os trabalhos experimentais desenvolvidos na literatura, entretanto é possível observar que nos trabalhos de Oliveira (2022) e Fernandes (1995) a capacidade de carga das fundações mistas também sofre uma queda quando ensaiada com o solo sob condições de inundação, conforme mostrado na Figura 55.

Figura 55 – Comparativo da capacidade de carga experimentalmente obtida para fundações mistas em solo natural e inundado.



Fonte: Autora (2025)

5 CONCLUSÃO

Com base nas análises e resultados obtidos nesta pesquisa da qual avaliou-se o comportamento de um radier estaqueado isolado e seus elementos isolados, pré-carregados, assentes em solo previamente inundado, pode-se enumerar as seguintes conclusões:

1. Ao realizar a comparação do comportamento de duas sapatas isoladas, assentes em solo colapsível sob condições de umidade natural e inundado, observou-se que as sapatas quando submetidas a ensaios com o solo em estado inundado apresentam uma redução significativa na tensão de ruptura em comparação com as sapatas testadas em seu estado natural. A diminuição observada foi de 24% quando a inundação ocorreu após um pré-

carregamento (SI_PC) e de 64% quando a sapata já estava inundada desde o início do primeiro carregamento, ou seja, sem pré-carregamento prévio (SI_SPC).

2. Ao analisar as curvas carga versus recalque das sapatas isoladas, observou-se também que a sapata em estado inundado, sem pré-carregamento, apresentou uma tensão de ruptura inferior em relação àquela ensaiada após um pré-carregamento, com uma queda de aproximadamente 53%. Tais resultados destacam que a prática da escavação do solo abaixo da base das fundações rasas, seguida pela recompactação contribui para a melhoria do solo, resultando no aumento da tensão de ruptura devido à redução dos vazios no solo, principalmente em áreas com solos de características colapsíveis e sujeitos a condições de inundação.
3. Com relação à estaca isolada (EI) e ao radier estaqueado isolado (REI), foi possível observar que a capacidade de carga das fundações ensaiadas com o solo em estado inundado sofreu uma queda significativa quando comparadas as mesmas fundações ensaiadas em solo com condições naturais de umidade, sendo esta queda percentual de aproximadamente 60% para a estaca isolada (EI) e 35% para o radier estaqueado isolado.
4. Por meio comparativo dos resultados apresentados, foi possível observar que, apesar da redução significativa da capacidade de carga da estaca isolada ensaiada com solo inundado, o comportamento de transferência de carga e atrito lateral unitário desta fundação foi similar ao comportamento da mesma ensaiada com o solo sob condição normal de umidade, mesmo após um pré-carregamento, verificando-se que para ambos os casos ocorre um aumento do atrito lateral unitário ao longo da profundidade da estaca.
5. Se tratando do compartilhamento de cargas do radier estaqueado isolado sob condição inundada, foi possível notar que a estaca que constitui a fundação é responsável por suportar a maior parcela da carga aplicada, apresentando uma resistência por atrito lateral variando de 50% a 80% da carga aplicada, seguido da sapata de coroamento com percentual variando de 10 a 30% e por último a ponta da estaca apresentando o menor percentual de suporte.
6. Por meio das análises do atrito lateral unitário, foi possível observar que a porção de solo nos primeiros 90 cm de profundidade abaixo da sapata de coroamento do radier estaqueado isolado apresentou um melhoramento da capacidade de suporte quando ensaiado inundado após um pré-carregamento. Notou-se que, assim como na situação

da SI, este melhoramento se deu devido à redução de vazios nesta região, o que justifica o atrito lateral unitário nesta profundidade ter um valor superior quando comparado com o obtido no ensaio natural sem pré-carregamento.

7. Avaliando os resultados obtidos para o radier estaqueado, observou-se que apesar do melhoramento da capacidade de suporte nos primeiros 90 cm de profundidade abaixo da sapata de coroamento, nota-se uma queda no atrito lateral unitário da estaca até a profundidade de aproximadamente 1,5 metros, trecho este em que a estaca está compreendida dentro do bulbo de tensões gerado pela sapata do radier estaqueado isolado (1,5 a 2,0 vezes B). Apesar disto, tal trecho apresenta-se como uma estrutura monolítica em conjunto com a sapata, promovendo aumento da rigidez e por consequência um aumento na capacidade de carga e redução dos recalques.
8. Se tratando dos modelos numéricos desenvolvidos com a ferramenta computacional RS3, com o refinamento da malha e dos parâmetros adotados, foi possível obter resultados fidedignos aos experimentais, possibilitando assim, simular numericamente o comportamento das fundações e avaliar os mecanismos de transferência, distribuição de carga e atrito lateral das estacas e da sapata isolada.
9. A partir dos resultados desta pesquisa em comparativo com as demais análises citadas no decorrer deste trabalho, conclui-se que a estaca engastada ao elemento superficial (radier ou sapata) visando o controle de recalques diferenciais e o pré-carregamento do solo em condição natural abaixo das sapatas isoladas apresentam-se opções viáveis a serem empregadas em construções situadas em áreas com solos colapsíveis e sujeitas a condições de inundação.

6 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A partir desta pesquisa, sugere-se algumas recomendações para pesquisas futuras no CEMSF da Universidade Federal de Uberlândia:

- Trabalhar com o elemento sapata de mesmas dimensões em planta, variando a profundidade das estacas considerando o solo sob inundação e o pré-carregamento prévio;
- Realizar ensaios com camada de reforço ou recompactação de solo sob a sapata, com objetivo de analisar a contribuição desta camada para o aumento na capacidade de carga da fundação;
- Analisar o radier estaqueado variando espaçamento, número e dimensões das estacas, a fim de se determinar o projeto mais viável financeiramente e tecnicamente, considerando as características do solo local;
- Explorar outros métodos de mitigação de colapsibilidade, como o uso de materiais geossintéticos ou técnicas de estabilização química.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABELEV, Y. M.; ASKALONOV, V. V. **The stabilization of foundations of structures on loess soils**. In: IV INT. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGNG, 1957, London. Anais [...]. London: [s. n.], 1957. p. 259–263. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/the-stabilization-of-foundations-of-structures-on-loess-soils>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489 - Solo: Prova de carga estática em fundação direta**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

AGNELLI, N. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. 1992. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992. DOI: 10.11606/D.18.1992.tde-09102024-102219.

ALBUQUERQUE, P. J. R. de; GARCIA, J. R. **Engenharia de fundações**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC / Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6484:2020 - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

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

AZEVEDO, G. F.; GARCIA, J. R. **Influence of pile cap–ground contact geometry on the behavior of piled foundations**. Arabian Journal for Science and Engineering, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s13369-023-08091-2>. Acesso em: 10 fev. 2025.

BACCARO, C. A. D. **Estudo dos processos geomorfológicos de escoamento pluvial em área de cerrado Uberlândia - MG**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/8/8135/tde-07122022-170856/>. Acesso em: 10 fev. 2025.

CARNEIRO, B. J. I. **Comportamento de tubulões à céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado, colapsível**. 323 f. Universidade de São Paulo, [s. l.], 1999. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.1999.tde-16062015-103300>. Acesso em: 10 fev. 2025.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. **Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos**. In: 9º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA

DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1990, Salvador. Anais [...] Salvador: [s. n.], 1990. v. 2, p. 109-114.

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. **Sample disturbance in London Clay**. *Géotechnique*, [s. l.], v. 42, n. 4, p. 577–585, 1992. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1992.42.4.577>.

CINTRA, J. C. **Fundações em solos colapsíveis**. Tese (Livre Docência) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/item/001997400>. Acesso em: 10 fev. 2025.

CINTRA, J. C. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EESCA/USP, 1998. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/item/000998294>.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H.; VILLAR, O. M. **Pile load tests in collapsible soils: Conclusions and recommendations**. In: 14TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1997, Hamburg. Anais [...]. Hamburg: [s. n.], 1997. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/pile-load-tests-in-collapsible-soils-conclusions-and-recommendations>.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EESC-USP, 2009. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/item/001785136>.

CINTRA, J. C. A.; NOGUEIRA, J. B.; HERMANY F, C. **Shallow foundations on collapsible soils**. 1986, Anais. Buenos Aires: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1986. Disponível em: https://repositorio.usp.br/directbitstream/e717b2e5-db7b-4a35-b96d-b7bf95867702/PROD_001770_SYSNO_754734.pdf.

CLANCY, P. AND RANDOLPH, M.F. **An approximate analysis procedure for piled raft foundations**. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1993, v. 17, n. 12, p. 849–869. doi:10.1002/nag.1610171203.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. [s. l.], p. 138, 1999. Disponível em: <http://repositorio.eesc.usp.br/handle/RIEESC/1447>.

CPRM, S. G. do B. **Mapa Geológico do estado de Minas Gerais**. Belo Horizonte: [s. n.], 2003. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/5016?show=full>. Acesso em: 5 mar. 2023.

DAS, B. M.; SIVAKUGAN, N. **Principles of Foundation Engineering**. 9. ed. Boston, MA: Cengage Learning, 2019.

FERNANDES, J. C. S. **Grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo colapsível**. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.1995.tde-27052024-113845>.

FERREIRA, C. V. **Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP**. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-26032018-111104/pt-br.php>. Acesso em: 30 nov. 2024.

FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B.; PERES, J. E. E.; BENVENUTO, C. **Some aspects on the behaviour of Brazilian collapsible soils**. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. Anais [...]. p. suppl. vol., 117-120, 1989.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: [s. n.], 1993. doi:10.1002/9780470172759.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-088/2013, 253 p. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013. Disponível em: <http://educapes.capes.gov.br/handle/capes/910291>.

GARCIA, J. R. **Projeto de pesquisa: Otimização de fundações em construções populares em solo da região de Uberlândia/MG**. Uberlândia: Edital No 001/2021 - DEMANDA UNIVERSAL, Processo: APQ-00335, 2021. p. 21-23.

GARCIA, J. R. **Tese de Doutorado: Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.47749/T/UNICAMP.2015.952125>.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. de. **Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations**. Latin American Journal of Solids and Structures, [s. l.], v. 16, n. 6, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/1679-78255565>.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; DOS SANTOS, P. R. C.; FREITAS NETO, O. **Analysis of the behavior of piled foundations in unconventional soil**. Engineering Structures, v. 319, p. 118832, 2024. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118832>.

HANSBO, S.; JENDEBY, L. **A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling**. Väg och Vattenbyggaren, 1983.

HANSBO, S.; KÄLLSTRÖM, R. **A case study of two alternative foundation principles**. Väg och Vattenbyggaren, 1983.

HILLESHEIM, L. H. **Dissertação de mestrado: Campo experimental de Cruz Alta (RS): Interpretação de provas de carga estáticas em estacas escavadas em solo potencialmente colapsível**. Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), Santa Maria – RS, 2024. Disponível em: <http://repositorio.ufsm.br/handle/1/31669>. Acesso em: 30 nov. 2024.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to Collapse of Grain Structure**. In: 6th REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, [s. l.]. Proceedings [...]. p. 99-105, 1975.

KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G. **Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands**. In: 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND

FOUNDATION ENGINEERING, 1965, [s.l.]. Anais [...]. v. 11. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/bearing-capacity-of-pile-groups-under-eccentric-loads-in-sand>.

LEE, C. J.; LEE, J. H.; JEONG, S. S. **Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay**. Computers and Geotechnics, [s. l.], v. 37, p. 103–114, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.07.009>.

LOPES, A. F. A. **Análise experimental e numérica de fundação mista em solo tropical**. 2023. Universidade Federal de Uberlândia, 2023. <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2023.487>.

LOPES, A. F. A.; GARCIA, J. R. **Experimental and numerical analysis of single piled raft unit in unconventional soil**. Geomechanics and Geoengineering, p. 1–12, 2024. <https://doi.org/10.1080/17486025.2024.2402060>.

MANDOLINI, A. **Design of piled raft foundations: practice and development**. In: PROCEEDINGS OF THE VI INTERNATIONAL SEMINAR ON BORED AND AUGER PILES, 2003, Belgium. Anais [...]. Belgium: [s. n.], 2003. p. 59–82.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; MASCARUCCI, Y. **Rational design of piled raft**. In: PROCEDIA ENGINEERING, 2013, [s. l.]. Anais [...]. [s. l.]: Elsevier Ltd, 2013. p. 45–52. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.008>.

MAYNE, P. W.; POULOS, H. H. **Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 125, n. 6, p. 453–460, 1999. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:6\(453\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:6(453)).

MEYERHOF, G. G. **Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations**. Geotechnique, v. 5, n. 3, p. 227–242, 1955. <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.3.227>.

OLIVEIRA, E. A. S. **Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo tropical**. 2022. Universidade Federal de Uberlândia, [s. l.], 2022. <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/35862>.

OLIVEIRA, E. A. dos S.; JUSTINO, M. O.; GARCIA, J. R. **Numerical analysis of piled rafts with short bored piles**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, [s. l.], v. 15, n. 4, 2022. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952022000400008>.

OLIVEIRA, P. C.; TIRADENTES, L. **Análise espacial da bacia hidrográfica do Córrego Do Glória, Uberlândia – MG**. Revista Ponto de Vista, [s.l.], v. 3, n. 1, p. 41–52, 2020. <https://beta.periodicos.ufv.br/RPV/article/view/9741>.

OTTAVIANI, M. **Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups**. Géotechnique, [s.l.], v.25, n.2, p.159–174, 1975. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.159>.

PEREIRA, K. G. O. **A importância litoestrutural na morfogênese nas bacias dos ribeirões Douradinho e Estiva, no Triângulo Mineiro**. 173 f. Tese (Doutorado em Ciências Humanas)

– Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016. DOI <https://doi.org/10.14393/ufu.te.2016.68>.

PEREIRA, B. E.; GARCIA, J. R. **Numerical analysis of the contribution of side resistance to caisson bearing capacity**. *Soils and Rocks*, 46 (2): e2023000123, 2023. <https://doi.org/10.28927/SR.2023.000123>.

PEREIRA, B. E.; SANTOS OLIVEIRA, E. A.; GARCIA, J. R. **Análise Experimental de Sapatas Isoladas em Solo Colapsível sob Diferentes Condições de Umidade e Pré-carregamento**. Em: *XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica/X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas/X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens*, Balneário Camboriú - SC: COBRAMSEG, 2024. <https://editora.editoraomnisscientia.com.br/>

POULOS, H. G. **Analysis of the settlement of piles groups**. *Géotechnique*, v. 18, n. 4, [s. l.], p. 449–471, 1968. DOI: 10.1680/geot.1968.18.4.449

POULOS, H. G. **Piled raft foundations: Design and applications**. *Geotechnique*, [s. l.], v. 51, n. 2, p. 95–113, 2001. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.2.95>

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: Wiley, [s. n.], 1980.

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts: Found., state-of-the-art report**. New Delhi: Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech., 1994. <https://www.issmge.org/publications/publication/design-methods-for-pile-groups-and-piled-rafts>

REUL, O.; RANDOLPH, M. F. **Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in-situ measurements and numerical analyses**. *Géotechnique*, v. 53, n. 3, [s. l.], p. 301–315, 2003. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.3.301>

RESENDE, P. T.; GARCIA, J. R. **Evaluation of the Use of Piles as a Stabilizing Element for Slope Stability**. *International Journal of Geomechanics*, 21 (12), 2021. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002227](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002227).

RODRIGUES, R. A. **Solos colapsíveis no Brasil**. [S. l.]: Comunicação pessoal, 2009.

SAAB, A. L. **Interpretação da curva tensão-recalque em solo não saturado a partir de ensaios de campo e laboratório**. Tese de doutorado. Bauru: [s. n.], 2022. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/items/f487a6cf-d31a-492a-b12f-eb9d1661cc41/full>. Acesso em: 30 nov. 2024.

SARAIVA JÚNIOR, Rogério. **Análise experimental e numérica do comportamento de estacas curtas instrumentadas em solo de Uberlândia (MG)**. 2025. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2025. DOI: <https://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2024.5246>.

SALES, M. M. **Tese de doutorado: Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229 p. f. - Universidade de Brasília, Brasília, DF, [s. l.], 2000.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. 2011. - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. Disponível em: <https://hdl.handle.net/20.500.12733/1614382>. Acesso em: 30 nov. 2024.

SMALL, J. C. **Practical solutions to soil-structure interaction problems**. Progress in Structural Engineering and Materials, [s. l.], v. 3, n. 3, p. 305–314, 2001.

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

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e Execução de Fundações**. São Paulo: [s. n.], 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. Em: HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Susumu (org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 2016. p. 802.

TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. Tese de doutorado. Repositório Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993. <https://doi.org/10.11606/D.18.1993.tde-26082014-164105>.

VAN GENUCHTEN, M. Th. **A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils**. Soil Science Society of America Journal, [s. l.], v. 44, n. 5, p. 892–898, 1980. DOI:10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.

VAN IMPE, W. F.; LUNGU, I. **Technical report on settlement prediction methods for piled raft foundations**. Bélgica: Ghent University, 1996.

VARGAS, M. **Fundação sobre aterro compactado**. Boletim da Repartição de Águas e Esgotos - RAE, p. 51–60, 1951. Disponível em: https://www.revistadae.com.br/artigos/artigo_edicao_23_n_982.pdf.

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Influence of footing size and matric suction on the behavior of shallow foundations in collapsible soil**. Soils and Rocks, v. 30, n. 3, [s. l.], p. 127–137, 2007. <https://repositorio.usp.br/item/001643068>.

XAVIER, J. M. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais**. 2018. 175 f. - Universidade Federal de Pernambuco, 2018. <https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/32583>.

ZEEVAERT, L. **Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City**. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London. Anais, 1957. <https://www.issmge.org/publications/publication/compensated-friction-pile-foundation-to-reduce-the-settlement-of-buildings-on-the-highly-compressible-volcanic-clay-of-mexico-city>

APÊNDICE A – CURVA TENSÃO VS DESLOCAMENTO DA SAPATA ISOLADA (SI)

São apresentados por meio da a curva tensão *versus* deslocamento os valores obtidos das provas de carga estática para a sapata isolada em estado natural, inundado com pré-carregamento e inundado sem pré-carregamento.

Figura 56 – Curva tensão *versus* deslocamento obtida por ensaio experimental de sapata isolada em estado natural e inundado, com e sem pré-carregamento.

