



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



**ALISSON FILMIANO ANDRADE LOPES**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIER  
ESTAQUEADO ISOLADO COM UMA ESTACA EM SOLO  
TROPICAL NA CONDIÇÃO *IN SITU***

Uberlândia, 2023

**ALISSON FILMIANO ANDRADE LOPES**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIER  
ESTAQUEADO ISOLADO COM UMA ESTACA EM SOLO  
TROPICAL NA CONDIÇÃO *IN SITU***

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

Área de Concentração: Construção Civil,  
Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia, 2023

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

L864  
2023      Lopes, Alisson Filmiano Andrade, 1994-  
            ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIER ESTAQUEADO  
            ISOLADO COM UMA ESTACA EM SOLO TROPICAL NA CONDIÇÃO IN  
            SITU [recurso eletrônico] / Alisson Filmiano Andrade  
            Lopes. - 2023.

Orientador: Jean 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.2023.487>

Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil. I. Garcia, Jean, 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, 290, PPGE                                                                            |                 |         |                       |          |
| Data:                              | 22 de agosto de 2023                                                                                                    | Hora de início: | 9h06min | Hora de encerramento: | 12h01min |
| Matrícula do Discente:             | 12112ECV001                                                                                                             |                 |         |                       |          |
| Nome do Discente:                  | Álisson Filmiano Andrade Lopes                                                                                          |                 |         |                       |          |
| Título do Trabalho:                | Análise experimental e numérica de radier estaqueado isolado com uma estaca em solo tropical na condição <i>in situ</i> |                 |         |                       |          |
| Área de concentração:              | Construção Civil, Estruturas e Geotecnia                                                                                |                 |         |                       |          |
| Linha de pesquisa:                 | Geotecnia                                                                                                               |                 |         |                       |          |
| Projeto de Pesquisa de vinculação: | Otimização de Fundações em Construções Populares em Solo da Região de Uberlândia/MG                                     |                 |         |                       |          |

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 do candidato.

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

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

#### Aprovado

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

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

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



Documento assinado eletronicamente por **Jean Rodrigo Garcia, Professor(a) do Magistério Superior**, em 22/08/2023, às 12:53, 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 22/08/2023, às 13:10, 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 22/08/2023, às 13:50, 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](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **4665329** e o código CRC **B022DD48**.

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

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por todas as conquistas, por ter chegado até aqui e vivenciar a experiência de realizar um mestrado na área de Estruturas e Geotecnia em uma universidade pública e de qualidade.

Aos meus pais, Jeverson e Renata, por me apoiarem em meus estudos e por não medirem esforços para me concederem uma boa educação.

Aos meus avôs paternos, José Joaquim e Ismalia, por todos os ensinamentos de vida que me foram fornecidos.

Aos meus avôs maternos, Adair e Maria Célia, pelos incentivos proporcionados durante a minha caminhada.

Agradeço também à minha irmã, Anaísa, por todas as contribuições dadas quando precisei, pelos conselhos e motivações.

À minha noiva, Charlotte, por me ajudar em cada etapa da minha vida, pelo suporte, companheirismo e por sempre acreditar em mim.

Ao meu orientador, Professor Jean Rodrigo Garcia, pela oportunidade de orientação, pelas dúvidas esclarecidas, pelo aprendizado e por todas as contribuições para o desenvolvimento dessa pesquisa.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, por me proporcionarem crescimento acadêmico e profissional.

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).

À GEOMETA, na pessoa do Eng.º José Ribeiro, pelo pronto apoio prestado à esta pesquisa.

À INCOTEP, pelo apoio a esta pesquisa.

Aos amigos da pós-graduação e do laboratório de Geotecnia da UFU, por todas as experiências, conselhos e aprendizados vividos durante este período.

Obrigado aos demais professores da FECIV-UFU, por todo conhecimento adquirido durante a realização das disciplinas e pelo aprimoramento do meu saber.

Enfim, agradeço a todos os amigos e familiares que me incentivaram, apoiaram e ajudaram no desenvolvimento dessa pesquisa. Obrigado a todos!

## RESUMO

Nesta pesquisa, foi realizada uma análise do comportamento de fundações sujeitas à compressão axial por meio de provas de carga estática e lenta. Os testes foram conduzidos em protótipos de estaca isolada e radier estaqueado isolado (sapata com estaca) na região de Uberlândia, Minas Gerais, Brasil. A região apresenta predominantemente solo composto por areia silto-argilosa. Para o estudo, foram construídas duas estacas escavadas mecanicamente à trado, com 5 metros de comprimento e 0,25 metro de diâmetro. Uma sapata de coroamento com 1 metro de diâmetro e 0,20 metros de altura foi construída sobre uma das estacas. As estacas foram instrumentadas em diferentes profundidades, permitindo a análise do mecanismo de distribuição de carga entre a estaca e a sapata, bem como a comparação da transferência de carga ao longo do comprimento das estacas. Os resultados obtidos a partir das leituras da instrumentação possibilitaram a avaliação do comportamento dos protótipos. Para tanto, foi utilizado um modelo numérico em elementos finitos por meio do software RS2 da Rocscience para validar os resultados e permitir a extrapolação das análises numéricas realizadas. Verificou-se que o radier estaqueado isolado (sapata com estaca) apresentou um aumento de 10 % na capacidade de carga total em comparação com a estaca isolada. Observou-se também que a sapata absorveu 58 % da carga total aplicada na fundação, enquanto 42 % foram suportados pela estaca. Os resultados numéricos indicaram que, no radier estaqueado isolado, a estaca não impediu a formação de um bulbo de tensões, porém esse fenômeno resultou em um baixo atrito lateral da estaca na região. Por outro lado, a parte da estaca que se conecta à sapata atuou como uma estrutura monolítica, aumentando a rigidez e, consequentemente, a capacidade de carga, além de reduzir os recalques.

**Palavras-chave:** Radier estaqueado isolado. Prova de carga. Estaca instrumentada. Análise numérica. Métodos dos elementos finitos.

## ABSTRACT

In this research, an analysis of the behavior of foundations subjected to axial compression was conducted through static and slow load tests. The tests were performed on prototypes of single piles and single piled raft foundations (pile cap with pile) in the Uberlândia region, Minas Gerais, Brazil. The region predominantly features silty-clayey sand soil. For the study, two mechanically excavated bored piles were constructed, each with a length of 5 meters and a diameter of 0.25 meters. A pile cap with a diameter of 1 meter and a height of 0.20 meters was constructed on one of the piles. The piles were instrumented at various depths, allowing for an analysis of the load distribution mechanism between the pile and the pile cap, as well as a comparison of load transfer along the length of the piles. The results obtained from the instrumentation readings enabled the evaluation of the behavior of the prototypes. To achieve this, a finite element numerical model was employed using the RS2 software from Rocscience to validate the results and enable the extrapolation of the conducted numerical analyses. It was observed that the single piled raft foundation (pile cap with pile) exhibited a 10% increase in total bearing capacity compared to the single pile. It was also noted that the pile cap absorbed 58% of the total applied load on the foundation, while 42% was supported by the pile. The numerical results indicated that, in the single piled raft foundation, the pile did not prevent the formation of a stress bulb. However, this phenomenon resulted in minimal skin friction of the pile in the region. On the other hand, the part of the pile connected to the pile cap acted as a monolithic structure, increasing stiffness, and consequently, bearing capacity, while also reducing settlements.

**Keywords:** single piled raft. Load test. Instrumented pile. Numerical analysis. Finite elements method.

## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                                                       |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 – Curvas de assentamento de carga para radier com estacas de acordo com várias filosofias de projeto.....                                                                                    | 24 |
| Figura 2 – Curva de assentamento de carga simplificada para análise preliminar. ....                                                                                                                  | 29 |
| Figura 3 – Definição de rigidez de uma estaca a partir da curva carga vs recalque.....                                                                                                                | 32 |
| Figura 4 – Variadas interações que afetam o comportamento do radier estaqueado. ....                                                                                                                  | 34 |
| Figura 5 – Variadas interações do radier estaqueado.....                                                                                                                                              | 34 |
| Figura 6 – Influências das interações sobre o comportamento carga vs recalque da estaca. .                                                                                                            | 35 |
| Figura 7 – Curva carga vc recalque da estaca isolada e em diferentes pontos do radier. ....                                                                                                           | 36 |
| Figura 8 – Comportamento médio de uma estaca em diferentes provas de carga. ....                                                                                                                      | 37 |
| Figura 9 – Curvas carga vs recalque para diferentes fundações.....                                                                                                                                    | 38 |
| Figura 10 – Efeito do contato em estaca isolada.....                                                                                                                                                  | 39 |
| Figura 11 – Pequenos e grandes radiers estaqueados.....                                                                                                                                               | 40 |
| Figura 12 – Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier e o solo.<br>.....                                                                                             | 41 |
| Figura 13 – Configurações dos radiers estaqueados construídos.....                                                                                                                                    | 41 |
| Figura 14 – Deslocamento sob a base do radier com 2 estacas. ....                                                                                                                                     | 42 |
| Figura 15 – (a) Detalhes da estaca isolada e radier estaqueado (b) Curvas de distribuição do atrito lateral para diferentes rigidezes. ....                                                           | 42 |
| Figura 16 – Representação do mapa da distribuição das tensões médias efetivas no solo, dos deslocamentos totais e das tensões cisalhantes relativas, após aplicação do carregamento na estaca-T. .... | 43 |
| Figura 17 – Sistema de fundação .....                                                                                                                                                                 | 45 |
| Figura 18 – Variação do $\alpha_{pr}$ para diferentes comprimentos de estacas e níveis de recalque.                                                                                                   | 46 |
| Figura 19 – Perfil do solo no local dos tanques. ....                                                                                                                                                 | 46 |
| Figura 20 – Planta de tanques existentes e novos. ....                                                                                                                                                | 47 |
| Figura 21 – Alvos para levantamento óptico e estacas instrumentadas tanques 11, 12, 13 e 14.<br>.....                                                                                                 | 48 |
| Figura 22 – Compartilhamento de carga entre estacas e radier dos tanques nº 12 e 14.....                                                                                                              | 48 |
| Figura 23 – Curvas carga vs recalque medidas e numérico 12 e 14. ....                                                                                                                                 | 48 |
| Figura 24 – Coeficiente $\alpha_{pr}$ para diferentes comprimentos de estacas. ....                                                                                                                   | 49 |

|                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 25 - Localização do campo experimental da faculdade de engenharia civil. ....                | 56 |
| Figura 26 - Localização da folha de Uberlândia. ....                                                | 57 |
| Figura 27 - Característica geológica da região de Uberlândia. ....                                  | 58 |
| Figura 28– Curva de análise granulométrica conjunta.....                                            | 59 |
| Figura 29– Resultados do ensaio edométrico duplo para o solo superficial do campo experimental..... | 60 |
| Figura 30– Equipamento DPL e detalhe da ponteira. ....                                              | 63 |
| Figura 31– Sistema de prova de carga à compressão com estacas e tirantes de reação.....             | 65 |
| Figura 32 – Layout das fundações testes experimentais. ....                                         | 67 |
| Figura 33 – Vista em corte das fundações teste experimentais.....                                   | 68 |
| Figura 34 – Detalhes das fundações testes antes da concretagem.....                                 | 68 |
| Figura 35 – Projeto da armadura das estacas teste. ....                                             | 69 |
| Figura 36 – Projeto da armadura da sapata teste. ....                                               | 70 |
| Figura 37 – Posicionamento da instrumentação das fundações teste.....                               | 71 |
| Figura 38 – Execução das barras instrumentadas. ....                                                | 72 |
| Figura 39 - Gráfico tensão vs deformação obtida pela instrumentação da estaca teste. ....           | 72 |
| Figura 40 – Modelo numérico.....                                                                    | 75 |
| Figura 41 – Limites de contorno e resultado da malha do modelo para o REI.....                      | 76 |
| Figura 42 – Variação do deslocamento em função do número de nós.....                                | 77 |
| Figura 43 – Variação do recalque em função do número de elementos. ....                             | 78 |
| Figura 44 – Plano de ruptura do solo. ....                                                          | 79 |
| Figura 45– Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb.....                                               | 79 |
| Figura 46 – Superfícies de escorregamento do modelo de Mohr-Coulomb com cap.....                    | 80 |
| Figura 47 – Curvas carga vs recalque SI e SI_NUM. ....                                              | 84 |
| Figura 48 – Curva carga vs recalque (EI e EI_NUM).....                                              | 85 |
| Figura 49 – Porcentagem de carga absorvida por atrito lateral da EI e EI_NUM. ....                  | 86 |
| Figura 50 – Transferência de carga axial média na estaca isolada (EI e EI_NUM). ....                | 87 |
| Figura 51 – Atrito lateral unitário na EI e resultados $N_{72}$ e $N_{10}$ . ....                   | 88 |
| Figura 52 – Atrito lateral ao longo do fuste da EI e EI_NUM.....                                    | 89 |
| Figura 53 – Curva carga vs recalque (REI e REI_NUM). ....                                           | 90 |
| Figura 54 – Deslocamento no REI_NUM para 10 %, 50 % e 100 % respectivamente da carga aplicada. .... | 91 |
| Figura 55 – Profundidade do bulbo de tensões. ....                                                  | 92 |

|                                                                                  |     |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 56 – Transferência de carga axial média na estaca do REI. ....            | 92  |
| Figura 57 – Atrito lateral ao longo da $E_{REI}$ e $E_{REI\_NUM}$ . ....         | 93  |
| Figura 58 – Compartilhamento de carga entre $S_{REI}$ e $E_{REI}$ . ....         | 94  |
| Figura 59 – Extrapolação dos resultados das curvas experimentais. ....           | 95  |
| Figura 60 – Relação dos recalques do REI com a EI. ....                          | 97  |
| Figura 61– Rigidezes das curvas experimentais. ....                              | 98  |
| Figura 62 – Tangente inicial à curva carga vs recalque sapata isolada (SI). .... | 114 |
| Figura 63 – Tangente inicial à curva carga vs recalque sapata do REI. ....       | 114 |
| Figura 64 – Tangente inicial à curva carga vs recalque do REI. ....              | 115 |
| Figura 65 – Tangente inicial à curva carga vs recalque SI + EI. ....             | 115 |
| Figura 66 –Tangente inicial à curva carga vs recalque da estaca do REI. ....     | 116 |
| Figura 67 – Tangente inicial à curva carga vs recalque da EI. ....               | 116 |

## LISTA DE GRÁFICOS

|                                                       |    |
|-------------------------------------------------------|----|
| Gráfico 1 – Valores de $N_{SPT}$ em profundidade..... | 62 |
| Gráfico 2 – Resultado do ensaio DPL.....              | 64 |

## LISTA DE TABELAS

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 1 – Coeficiente K em função do tipo de solo. ....                          | 51  |
| Tabela 2 – Valores de $\alpha$ e $\beta$ . ....                                   | 51  |
| Tabela 3 – Correlação para determinação de $q_r$ . ....                           | 52  |
| Tabela 4 – Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo. ....             | 61  |
| Tabela 5 – Deslocamentos médios medidos próximos aos limites do modelo. ....      | 75  |
| Tabela 6 – Resultados do teste de refinamento de malha em elementos finitos. .... | 77  |
| Tabela 7 – Parâmetros do solo amostrado a um metro de profundidade. ....          | 81  |
| Tabela 8 – Parâmetros do concreto. ....                                           | 82  |
| Tabela 9 – Cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível. ....            | 97  |
| Tabela 10 – Valores de $\beta$ e $\mu$ . ....                                     | 112 |
| Tabela 11 – Valores de $\alpha_x$ em função da natureza do agregado. ....         | 113 |
| Tabela 12 – Parâmetros do concreto. ....                                          | 113 |

## **LISTA DE QUADROS**

|                                                          |    |
|----------------------------------------------------------|----|
| Quadro 1 – Métodos de análise de radier estaqueado ..... | 27 |
| Quadro 2 – Resultado SPT .....                           | 62 |
| Quadro 3 – Número de golpes do ensaio DPL.....           | 64 |

## LISTA DE SÍMBOLOS

|              |                                                                       |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------|
| $\phi$       | Ângulo de atrito do solo                                              |
| $A$          | Área da sapata                                                        |
| $A_p$        | Área da ponta                                                         |
| $\beta$      | Fator em função do tipo de estaca e solo                              |
| $B_{eq}$     | Lado equivalente da sapata                                            |
| $D$          | Diâmetro da estaca                                                    |
| $E$          | Módulo de elasticidade do material da estaca                          |
| $E_s$        | Módulo de elasticidade do solo                                        |
| $E_{sl}$     | Módulo de Elasticidade do solo no nível da ponta da estaca            |
| $E_{sb}$     | Módulo de Elasticidade da camada resistente abaixo da ponta da estaca |
| $E_{sav}$    | Módulo de Elasticidade ao longo do fuste da estaca                    |
| $h$          | Altura da sapata                                                      |
| $K$          | Coefficiente relacionado ao tipo de solo                              |
| $K_{pr}$     | Rigidez da fundação estaqueada                                        |
| $K_p$        | Rigidez da tangente inicial da estaca isolada e do radier             |
| $K_r$        | Rigidez da tangente inicial do radier                                 |
| $K_p$        | Rigidez da estaca                                                     |
| $K_{pg}$     | Rigidez do grupo de estacas                                           |
| $K_{pr}$     | Rigidez do radier estaqueado                                          |
| $L$          | Comprimento da estaca                                                 |
| $n$          | Número de estacas                                                     |
| $N_p$        | Índice de penetração médio atuante na ponta da estaca                 |
| $N_l$        | Índice médio de resistência à penetração ao longo do fuste            |
| $P$          | Carga aplicada sobre a fundação                                       |
| $P_k$        | Carga máxima a ser aplicada                                           |
| $P_r$        | Carga de ruptura convencional                                         |
| $p$          | Pressão aplicada na superfície de contato fundação com o solo         |
| $p_r$        | Pressão de ruptura                                                    |
| $Q_{PR,ult}$ | Capacidade de carga do radier estaqueado                              |
| $Q_{PG}$     | Carga de ponta da estaca                                              |

|                   |                                                                                               |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| $r_c$             | Raio médio do elemento que coroa à estaca                                                     |
| $r_0$             | Raio da estaca                                                                                |
| $s$               | Recalque da sapata                                                                            |
| $U$               | Perímetro da estaca                                                                           |
| $w$               | Recalque da fundação                                                                          |
| $x$               | Proporção de carga transferida pelo radier                                                    |
| $\alpha$          | Coeficiente relacionado ao tipo de solo                                                       |
| $\alpha_{pr}$     | Razão entre a carga transferida pelo grupo de estacas e a carga total do radier<br>estaqueado |
| $\alpha_{R,ult}$  | Eficiência do elemento horizontal quando combinados em uma radier<br>estaqueado               |
| $\alpha_{PG,ult}$ | Representa a eficiência do grupo de estacas quando combinados em uma radier<br>estaqueado     |
| $\gamma$          | Peso específico do solo                                                                       |
| $\nu$             | Coeficiente de Poisson                                                                        |
| $\delta$          | Deslocamento                                                                                  |
| $\Delta_r$        | Recalque de ruptura convencional                                                              |

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEMSF – Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações

EI – Estaca isolada

EI\_NUM – Estaca isolada analisada numericamente

E\_REI – Estaca do radier estaqueado isolado

EXP – Teste realizado por meio de prova de carga

REI – Radier estaqueado isolado

REI\_NUM – Radier estaqueado isolado analisada numericamente

MEF – Método dos elementos finitos

NUM – Teste realizado por simulação numérica

SI – Sapata isolada

SI\_NUM – Sapata isolada ensaiada numericamente

S\_REI – Sapata do radier estaqueado isolado

# SUMÁRIO

|          |                                                                 |           |
|----------|-----------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO .....</b>                                         | <b>17</b> |
| 1.1      | JUSTIFICATIVA.....                                              | 19        |
| 1.2      | OBJETIVOS.....                                                  | 20        |
| 1.2.1    | <i>Objetivo geral .....</i>                                     | <i>20</i> |
| 1.2.2    | <i>Objetivos específicos.....</i>                               | <i>20</i> |
| <b>2</b> | <b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>                               | <b>21</b> |
| 2.1      | CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....                                     | 21        |
| 2.2      | PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO.....                               | 22        |
| 2.2.1    | <i>Filosofias de projeto .....</i>                              | <i>22</i> |
| 2.2.2    | <i>Estágios de projeto.....</i>                                 | <i>24</i> |
| 2.3      | MÉTODOS DE ANÁLISE .....                                        | 26        |
| 2.3.1    | <i>Métodos simplificados ou preliminares .....</i>              | <i>28</i> |
| 2.3.2    | <i>Método numérico .....</i>                                    | <i>33</i> |
| 2.4      | ANÁLISE DO RADIER ESTAQUEADO COM O SOLO.....                    | 33        |
| 2.4.1    | <i>Interações entre os elementos do radier estaqueado .....</i> | <i>33</i> |
| 2.4.2    | <i>Compartilhamento de carga .....</i>                          | <i>44</i> |
| 2.5      | CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO.....                            | 50        |
| 2.5.1    | <i>Capacidade de carga de radier estaqueado .....</i>           | <i>50</i> |
| 2.5.2    | <i>Capacidade de carga de estaca .....</i>                      | <i>50</i> |
| 2.5.3    | <i>Capacidade de carga de sapata.....</i>                       | <i>52</i> |
| 2.5.4    | <i>Prova de carga estática (PCE) .....</i>                      | <i>53</i> |
| 2.5.5    | <i>Extrapolação da curva carga vs recalque .....</i>            | <i>54</i> |
| <b>3</b> | <b>MATERIAL E MÉTODOS.....</b>                                  | <b>56</b> |
| 3.1      | ÁREA DE ESTUDO.....                                             | 56        |
| 3.2      | GEOLOGIA LOCAL.....                                             | 57        |
| 3.3      | ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....                          | 59        |
| 3.4.1    | <i>Sondagem de simples reconhecimento com SPT .....</i>         | <i>61</i> |
| 3.4.2    | <i>Ensaio com penetrômetro dinâmico leve (DPL).....</i>         | <i>62</i> |
| 3.4.3    | <i>Provas de carga estática.....</i>                            | <i>65</i> |
| 3.5      | FUNDAÇÕES TESTES.....                                           | 66        |

|          |                                                                                            |            |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 3.6.1    | <i>Módulo de Elasticidade da estaca</i> .....                                              | 72         |
| <b>4</b> | <b>MODELAGEM NÚMERICA</b> .....                                                            | <b>74</b>  |
| 4.1.1    | <i>Teste de refinamento de malha</i> .....                                                 | 77         |
| <b>5</b> | <b>RESULTADOS E ANÁLISES</b> .....                                                         | <b>83</b>  |
| 5.1      | SAPATA ISOLADA.....                                                                        | 84         |
| 5.2      | ESTACA ISOLADA.....                                                                        | 85         |
| 5.2.1    | <i>Resultados via instrumentação da EI vs EI_NUM</i> .....                                 | 86         |
| 5.3      | RADIER ESTAQUEADO ISOLADO .....                                                            | 89         |
| 5.3.1    | <i>Resultados via instrumentação do REI vs REI_NUM</i> .....                               | 91         |
| 5.3.2    | <i>Compartilhamento de carga entre os elementos do radier estaqueado isolado</i> .....     | 94         |
| 5.4      | COMPARAÇÕES DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE EXPERIMENTAIS .                                   | 95         |
| <b>7</b> | <b>RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</b> .....                                          | <b>102</b> |
|          | <b>APÊNDICE A - FOTOS DAS PROVAS DE CARGA</b> .....                                        | <b>109</b> |
|          | <b>APÊNDICE B – RESULTADOS DE COMPRESSÃO SIMPLES EM AMOSTRAS DO CONCRETO USINADO</b> ..... | <b>110</b> |
|          | <b>APÊNDICE C – PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DO CONCRETO</b> .....                              | <b>112</b> |
|          | <b>APÊNDICE D – OBTENÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL (K)</b> .....                                  | <b>114</b> |

# 1 INTRODUÇÃO

O Estado de Minas Gerais, assim como os demais estados da Federação Brasileira, tem apresentado nos últimos anos, elevado índice de crescimento na construção civil. Grandes e pequenos empreendimentos comerciais, industriais e multifamiliares são lançados semanalmente, além das obras de reforma e construções unifamiliares. Diversas dessas obras têm sido construída na região, a partir de fundações em radiers apoiados diretamente no solo, e devido à ausência de diretrizes para a elaboração de projetos e técnicas executivas deste tipo de fundação alicerçadas em dados experimentais da região, vem suscitando o aparecimento de patologias (GARCIA, 2021).

Para esses empreendimentos são comuns o emprego de estacas como opção de fundação, principalmente pelas características do subsolo, em que suas propriedades superficiais dificultam o emprego de fundação direta, devido à existência de solos colapsíveis. Na região do Triângulo Mineiro, onde está situada a cidade de Uberlândia, as construções populares são preponderantemente executadas em fundações em estacas escavadas ou radiers isolados. Nessa região, existe uma camada de solo laterítico, composto por areia argilo-siltosa porosa, de baixa capacidade suporte e suscetível a deformações elevadas que não possui dados técnico-científicos para subsidiar o projeto híbrido. Tal condição, é instigante para se avaliar o diferencial de comportamento de radier estaqueado isolado, tipo colaborante por meio dos conceitos de radier estaqueado, uma vez que se pretende averiguar qual a contribuição adicional devido ao contato radier-solo que já existe nos projetos de fundações e que atualmente é desprezada quanto empregam-se fundações profundas.

Além disso, ocorrem diversos problemas geotécnicos desde pequenos danos arquitetônicos em edificações, como o aparecimento de pequenas trincas em paredes até danos estruturais de maior magnitude como ruína parcial ou total de paredes, pisos e instalações hidráulicas. Mesmo considerando que as perdas decorrentes de fundações mal dimensionadas nesses solos tenham um caráter eminentemente econômico, sua quantificação para todo o Estado de Minas Gerais, caso efetuada, proporcionaria resultados surpreendentes, dada a grande disseminação dos problemas geotécnicos nestes solos.

O fato de que o bloco de coroamento não tem sua capacidade de carga levada em consideração no dimensionamento geotécnico, mesmo sabendo-se que existe o contato bloco-terreno pode representar perda técnica e econômica para as fundações das construções. Quando o contato de um elemento superficial de fundação contribuir na capacidade de carga simultaneamente com fundações em estacas, pode-se dimensionar tal elemento a partir das filosofias de radier estaqueado, mas que dependem de validação e calibração às condições regionais para efetiva aplicação ao projeto de fundações.

De acordo com Garcia (2015), a definição do termo radier estaqueado pode ser denominada como qualquer elemento superficial que se apoia não somente em estaca ou estacas, mas que também recebe suporte do terreno em que se apoia e que de alguma forma inter-relaciona os efeitos de carga e recalque entre os demais elementos: solo, estaca e elemento superficial de contato, sendo comum a utilização de alguns termos como sapata, bloco e radier, que possuam estaca ou estacas em sua formação como elemento estrutural. Em função do radier estaqueado isolado ser uma fundação do tipo híbrida, sua análise é complexa. Por isso, nesta pesquisa, foram utilizadas análises numéricas axissimétrica em elementos finitos 2D por meio do software RS2 da Rocscience associadas aos ensaios experimentais de campo, para uma melhor compreensão das interações que ocorrem em fundação rasa e profunda de forma cooperativa.

Nesse sentido, foram realizadas provas de carga estática lenta com instrumentação ao longo da estaca possuindo 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento e sapata contendo estaca ( $\varnothing 1,0$  m x 0,2 m). Optou-se por utilizar estaca escavada de pequeno diâmetro por motivo da simplicidade em sua execução e usualmente empregada nas construções do Brasil.

Inicialmente a análise foi realizada na estaca isolada, visando determinar a tensão de ruptura e posteriormente foi considerado uma sapata com uma estaca operando de forma conjunta, configuração esta que na literatura há várias denominações, como: “radier estaqueado isolado”, “radier estaqueado”, “Estaca T”, “Estapata” etc. Nesta pesquisa, esse tipo de fundação foi designado como “radier estaqueado isolado”, a qual foi realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Civil da UFU, onde já vem sendo conduzidas diversas pesquisas sobre o assunto, coordenadas pelo Professor Jean Garcia.

Em suma, espera-se com a realização desta pesquisa obter a capacidade de carga e o controle do recalque em sistema de fundação do tipo “radier estaqueado isolado” (sapata com estaca atuante como elemento restritor de deslocamento). Além de investigar o comportamento complexo de compartilhamento de carga entre os elementos (estaca e sapata), devido aos efeitos de interações.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Com base na literatura científica, verifica-se que são escassos os trabalhos experimentais sobre o comportamento de radier estaqueado isolado, não só na região do Triângulo Mineiro e Alto Parnaíba, como também no estado de Minas Gerais e no Brasil, sendo uma das justificativas para o desenvolvimento desta pesquisa. Assim, é necessário o desenvolvimento de investigações nessa região economicamente relevante referente à radier estaqueado isolado, ou seja, análise do comportamento da sapata com estaca cooperando entre si. Ademais, observou-se que não possui norma técnica atualmente que regulamenta esse tipo de fundação, tornando, assim, o seu estudo de grande importância.

Nesse sentido, a utilização dessa técnica se torna interessante como solução para projetos geotécnicos, uma vez que propicia inicialmente um aumento da capacidade de carga do sistema, diminuição do comprimento das estacas em relação ao projeto convencional em bloco estaqueado e uniformização dos recalques. Portanto, os resultados obtidos neste trabalho são relevantes, uma vez que fomentam o meio técnico com ferramentas objetivas sobre o comportamento de radier estaqueado isolado.

Além disso, com o resultado desta pesquisa é possível a partir dos valores de rigidez encontrados e da identificação do método de análise mais apropriado, construir diretrizes para elaboração de projetos racionais e avanços na técnica construtiva de radier estaqueado, propiciando a otimização de recursos, melhorias econômicas e sociais. Vale ressaltar que é imprescindível o desenvolvimento de estudos que contribuam para melhorar o desempenho de construções populares que por diversas vezes apresentam patologias estruturais ligadas a problemas de fundações.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 *Objetivo geral*

Esta pesquisa tem por objetivo geral analisar o comportamento de fundações, submetidas à compressão axial, executadas a partir de estaca e sapata isolada (sem estaca) e radier estaqueado isolado (sapata com estaca), em solo tropical de Uberlândia situado na região do Triângulo Mineiro. Desta forma, foram realizadas provas de carga estática lenta com instrumentação ao longo do comprimento da estaca e análises com o método dos elementos finitos (MEF) por meio do software RS2 da Rocscience. Nesse sentido, busca-se compreender o comportamento desse tipo de fundação e, assim, melhorar o desempenho de construções populares que, por diversas vezes, apresentam patologias estruturais ligadas a problemas de fundações, provendo conhecimento ao meio técnico com diretrizes a elaboração de projetos e técnicas executivas deste tipo de fundação.

### 1.2.2 *Objetivos específicos*

- Verificar o ganho de capacidade de carga do radier estaqueado isolado em relação à fundação convencional considerando o recalque admissível;
- Obter a partir da curva carga *versus* recalque do radier estaqueado isolado, as curvas individualizadas de cada elemento que compõem o radier estaqueado isolado, comparando-os aos resultados desses elementos isolados para o mesmo valor de recalque;
- Verificar a influência da presença da sapata na distribuição de carga e atrito lateral na estaca, bem como a influência da estaca para a sapata;
- Determinar os percentuais de carga total a serem transferido ao solo pela sapata e estaca do radier estaqueado isolado, assim como determinar o coeficiente  $\alpha_{pr}$ ;
- Obter modelos numéricos desenvolvidos em elementos finitos (MEF-2D), calibrados e validados, que permitam extrapolar as análises do comportamento dos protótipos de fundações, assim como avaliar a influência do bulbo de tensões no mecanismo de transferência, e distribuição de carga, bem como o atrito lateral nas estacas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, apresenta-se um breve histórico sobre os primeiros estudos de radier estaqueados no Brasil e no mundo, bem como são abordados os principais aspectos relacionados à definição e conceito de radier estaqueado. Incluem-se também os modelos de interação e efeito de contato entre os elementos, além do comportamento observado para esse tipo de fundação.

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O crescimento dos grandes centros urbanos e a verticalização das cidades tem desafiado a engenharia geotécnica, exigindo projetos arrojados que satisfaçam critérios técnicos e econômicos. Um modelo alternativo de fundação que tem se mostrado promissor é denominado “radier estaqueado”, representado pela associação de fundação superficial e profunda. Esse tipo de fundação consiste na cooperação entre os elementos: radier e as estacas. O emprego deste tipo de fundação admite a contribuição do contato entre o elemento superficial e o solo, o que até então nos projetos de fundação, a sapata/bloco de coroamento não tinha sua capacidade de carga levada em consideração no dimensionamento geotécnico, apesar de a existência desse contato bloco-terreno, podendo assim representar perda técnica e econômica para as fundações das construções.

Randolph (1994) aponta que nesse sistema de fundação, o bloco, sapata ou radier podem ter, por vezes, a capacidade de carga suficiente para suportar os esforços oferecidos pela superestrutura e a introdução das estacas visa controlar e diminuir os recalques médios e diferenciais da estrutura. Fisicamente, um grupo de estacas ou bloco de estacas, que é uma forma tradicional de fundação, pode ser considerado como sendo um 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). Por sua vez, Burland et al. (1977) mencionam que essa técnica vem sendo utilizada em edificações onde o solo apresenta propriedades razoáveis de suporte para fundações rasas e os recalques totais e diferenciais esperados possam ser elevados.

A utilização de “radier estaqueado” vem crescendo em razão da melhora do desempenho da fundação, propiciando inicialmente um aumento da capacidade de carga do sistema, diminuição do comprimento das estacas em relação ao projeto convencional e uniformização dos recalques. Assim sendo, para obras de pequeno porte, a utilização de radier estaqueado isolado pode substituir as fundações superficiais, quando estas não atenderem aos requisitos necessários, seja por recalques excessivos ou pelo custo elevado para obra.

Os primeiros estudos sobre a técnica de radier estaqueado foram desenvolvidos por Kishida e Meyerhof (1965), que consideraram a contribuição do bloco apoiado no solo superficial em um radier estaqueado. Por conseguinte, Poulos (1968) verificou o comportamento da carga *versus* recalque de uma fundação com a presença de um elemento superficial associado a uma estaca.

No Brasil, os primeiros casos relatados que consideram a contribuição das tensões provenientes do contato bloco solo subjacente em um radier estaqueado são dos engenheiros Luciano Décourt (Estaca “T”) e “estapata” citada por Eduardo Cerqueira Do Val (TEXEIRA, 1996).

## 2.2 PROJETO DE RADIER ESTAQUEADO

### 2.2.1 *Filosofias de projeto*

Existem três filosofias de projeto em radier estaqueado de acordo com Randolph (1994), sendo elas:

1ª) Abordagem Convencional: as estacas são projetadas como grupos que suportam a maior parcela da carga total, mas ainda é considerado que uma parcela da carga é absorvida pelo radier, principalmente para a capacidade de carga máxima. Nesta abordagem o comprimento e o diâmetro das estacas são calculados como estacas isoladas, com um valor satisfatório de fator de segurança. O comportamento do radier estaqueado é governado pelo grupo de estacas, e em situações de carga de projeto podem ser em grande parte linear, pois as estacas estão trabalhando próximo da carga admissível. Para Mandolini (2003), tem-se a abordagem convencional para o caso de  $\alpha_{pr}$  igual a 1, ou seja, toda carga é suportada pelas

estacas. Isto equivale a um desempenho virtual de um grupo de estacas ao invés do comportamento real de uma radier estaqueado;

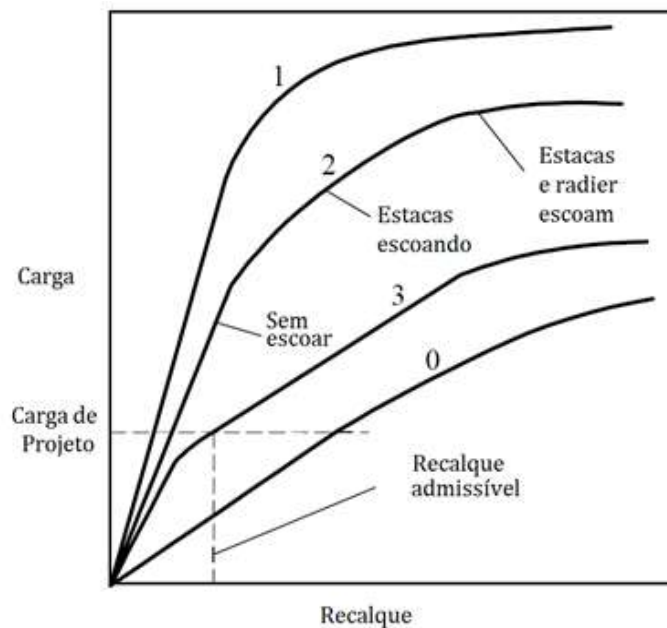
2ª) Critério de mobilização parcial ou total das estacas ou “Creep Piling”: essa abordagem estabelece que as estacas sejam projetadas para absorver de 70 % a 80 % da capacidade da carga de ruptura, a partir da qual começam a ocorrer deformações plásticas ou “creep”. São instaladas estacas suficientes sob o radier, de modo que a tensão de contato entre o radier e o solo seja reduzida a valores menores que a tensão de pré-adensamento do solo.

3ª) Controle de recalques diferenciais: as estacas são posicionadas estrategicamente de maneira a limitar os recalques totais a níveis aceitáveis. Dessa forma, os recalques diferenciais são reduzidos como consequência da limitação do recalque total.

Por meio da Figura 1, Poulos (2001) apresenta graficamente o comportamento carga *vs* recalque que se relaciona com as filosofias de projeto mencionadas, sendo que: curva 0 - radier simples (recalque excessivo); curva 1 - radier com estacas dimensionadas para fator de segurança convencional; curva 2 - radier com estacas dimensionadas para um baixo fator de segurança; curva 3 - radier com estacas dimensionadas para utilização total da capacidade de carga.

Observa-se que a curva 0 representa o comportamento apenas do elemento superficial (bloco, sapata ou radier), na qual os recalques são mais elevados, podendo ser excessivos em alguns casos para a carga admissível. Na curva 1, tem-se o comportamento de um sistema em radier estaqueado, o qual é governado pelo comportamento do grupo de estacas, com fator de segurança convencional, a curva carga *vs* recalque pode ser linear na carga de projeto. Nesse caso, as estacas absorvem a maior parte das cargas. A curva 2 representa o caso de “*creep piling*”, no qual as estacas operam a um baixo fator de segurança, mas devido ao pequeno número e/ou menor comprimento das estacas, o radier absorve mais carga em comparação à curva 1. Na curva 3, tem-se a estratégia do uso de estacas como redutores de recalques utilizando a capacidade total das estacas na carga de projeto. Consequentemente, a curva carga *vs* recalque pode ser não linear na carga de projeto, no entanto, todo o sistema de fundação possui uma adequada margem de segurança e o critério de recalque é satisfeito. Logo, o projeto descrito pela curva 3 é aceitável e pode ser considerado como o mais econômico em comparação com as metodologias das curvas 1 e 2 (POULOS, 2001).

Figura 1 – Curvas de assentamento de carga para radier com estacas de acordo com várias filosofias de projeto.



Fonte: Poulos (2001).

### 2.2.2 Estágios de projeto

Para Randolph (1994), um procedimento de projeto racional também deve envolver três estágios:

1ª) Estágio preliminar: analisa a viabilidade de uma radier estaqueado. É avaliado o seu desempenho sem as estacas, e as estimativas de carga vertical, lateral, recalques máximos e diferenciais são feitos com técnicas convencionais. Em função da carga que o elemento horizontal pode receber é escolhida a filosofia de projeto. Quando o elemento horizontal contribui com uma pequena porcentagem da capacidade de carga do elemento de fundação, o projeto tende para uma abordagem convencional. Caso o topo apresente resistência adequada ou próxima da capacidade de carga, mas não satisfaz critérios de recalque total ou diferencial, então deve-se considerar estacas como redutoras de recalques ou adotá-las como totalmente mobilizadas. A capacidade de carga é avaliada com base no tipo de ruptura, que pode ser pelas estacas individuais ou por todo o bloco de solo. Na análise de ruptura por estacas individuais a capacidade de carga é a soma da resistência das estacas mais do contato devido ao elemento horizontal, como pode ser descrita pela seguinte fórmula geral dada pela equação (1):

$$Q_{pr,ult} = \alpha_{r,ult} Q_{ur,ult} + \alpha_{pg,ult} Q_{pg,ult} \quad (1)$$

Em que:  $\alpha_{r,ult}$  e  $\alpha_{pg,ult}$  representam, respectivamente, a eficiência do elemento horizontal e do grupo de estacas quando combinados em uma radier estaqueado.

Na análise de ruptura pelo bloco de solo, considera-se que a resistência por atrito lateral ( $\tau_s$ ) e de base ( $q_B$ ) é mobilizada pela superfície vertical e pela área de base do perímetro das estacas, respectivamente. A capacidade de carga é o menor valor entre os dois tipos de ruptura, conforme a equação (2):

$$Q_{BF} = \tau_s A_S + q_B A_B \quad (2)$$

Desse modo, o estudo de recalques pode ser feito com alguns métodos simples que calculam a rigidez do radier estaqueado e a distribuição de carga entre as estacas e o topo.

2ª) Segundo estágio: avalia as características gerais das estacas e onde estas são necessárias. Nesse estágio, o estudo é feito com mais detalhes, visto que as estacas são exigidas, com base no carregamento do pilar de acordo com as seguintes situações:

- ✓ esforços de momento e cisalhamento máximos que excedem o valor estrutural admissível do elemento horizontal;
- ✓ a pressão de contato que o elemento horizontal exerce no solo ultrapassa seu valor admissível;
- ✓ o recalque total é maior que o valor tolerável.

3ª) Estágio final: nessa fase, obtém-se o número, a localização e a configuração ideal das estacas. São analisados os seguintes aspectos:

- ✓ distribuição detalhada de recalques;
- ✓ momentos e tensões cisalhantes no elemento horizontal e as cargas;
- ✓ momentos nas estacas.

O primeiro e o segundo estágio envolvem cálculos relativamente simples. Entretanto, o estágio final necessita de um programa de computador adequado que leve em conta, de

maneira racional, os efeitos da interação entre o solo, as estacas e seu topo. Os efeitos da superestrutura podem também ser considerados.

## 2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE

O projeto de radier estaqueado apresenta uma abordagem de cálculo sofisticada, que requer uma análise por meio de alguns métodos que objetivam a representação do comportamento do conjunto. Esses métodos devem levar em consideração: interação radier-estaca-solo; variação do número, locação e características geométricas das estacas; consideração do perfil de solo de forma real; cálculo do compartilhamento de carga entre radier e estacas; possibilidade de permitir a aplicação da carga última nas estacas; cálculo do recalque total e diferencial de toda a fundação; cálculo do momento fletor e do cisalhamento para o projeto do radier e a capacidade de serem utilizados de forma eficiente pelos profissionais técnicos (POULOS et al., 1997).

Segundo Freitas Neto (2013), diversos métodos de dimensionamento, que visam representar o comportamento do radier estaqueado, são encontrados na literatura, que vão desde métodos simplificados como correlações empíricas, ábacos de cálculo, métodos das fundações equivalentes e métodos baseados na teoria da deformabilidade, até aqueles baseados em métodos computacionais aproximados, os quais o radier é representado por uma placa e as estacas por molas, e os métodos computacionais rigorosos como o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme Quadro 1.

Nesta pesquisa optou-se pela utilização de análises numéricas em elementos finitos bidimensional (MEF-2D) axissimétrico, por meio do software RS2 da Rocscience. O Quadro 1 apresenta de forma sistemática os métodos de cálculo para radier estaqueado e alguns pesquisadores dos respectivos métodos.

Quadro 1 – Métodos de análise de radier estaqueado.

| Métodos de Análise de Radier Estaqueado |                                                              |                                                                                                                        |
|-----------------------------------------|--------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Métodos Simplificados                   | Correlações Empíricas                                        | Kishida & Meyerhof (1965); Skempton (1953); Meyerhof (1959); Vesic (1969).                                             |
|                                         | Ábacos de Cálculo                                            | Poulos & Davis (1980)                                                                                                  |
|                                         | Método das Fundações Equivalentes                            | Terzaghi (1943); Poulos & Davis (1980).                                                                                |
|                                         | Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade                   | Poulos & Davis (1980); Randolph & Worth (1978); Randolph (1994); Sales (2000).                                         |
| Métodos Computacionais aproximados      | O radier é representado por uma placa e as estacas por molas | Clancy & Randolph (1993); Poulos (1994); Russo (1998) - NAPRA                                                          |
| Métodos Computacionais Rigorosos        | Método dos Elementos de Contorno (MEC)                       | Kuwabara (1989); El Mossalamy & Franke (1997); Sinha (1997); Basile (2014).                                            |
|                                         | Método dos Elementos Finitos (MEF)                           | Katzenbach et al (1998); Rabiei & Choobasti (2015); Garcia (2015); Sinha & Hanna (2017); Garcia e Albuquerque, (2019). |
|                                         | Métodos Híbridos                                             | Poulos (1994) – GARP; Russo (1998) - NAPRA                                                                             |

Fonte: Adaptado de Freitas Neto (2013).

Métodos de análise sobre o comportamento de radier estaqueado são complexos, em virtude dos diversos fatores envolvidos na interação radier-solo-estacas (SALES, 2000). Conforme Poulos (1994), estes métodos podem ser classificados em duas categorias: simplificados ou preliminares, que envolvem cálculos mais simples como as correlações empíricas (capacidade

de carga e recalque médio), fundações equivalentes (radier equivalente, tubulão equivalente e pórtico equivalente), método baseado na teoria da deformabilidade (método de Poulos e Davis e Randolph) e os métodos de “suporte de reação constante”; e os detalhados ou métodos numéricos, em que ocorre o detalhamento do projeto, o qual se busca desenvolver as dimensões e o posicionamento otimizado dos elementos das fundações, fazendo-se a análise em termos de recalque e esforços atuantes. Nessa etapa, é necessário o uso de ferramentas computacionais: Método dos Elementos de Contorno (MEC), Método dos Elementos Finitos (MEF) ou a Combinação de mais de um método.

### *2.3.1 Métodos simplificados ou preliminares*

Kishida e Meyerhof (1965) propuseram, por meio de correlação semiempírica, que a capacidade de carga de um radier estaqueado poderia ser estimada pelo somatório das capacidades de carga dos elementos individualizados do radier e estaca, conforme a equação (3):

$$Q_t = Q_g + Q_c \quad (3)$$

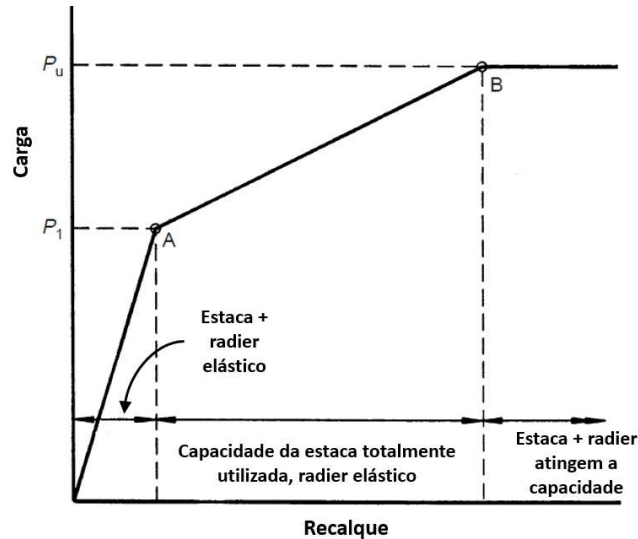
Em que:  $Q_t$  é a capacidade de carga total da fundação;  $Q_g$  é a capacidade de carga do grupo de estacas;  $Q_c$  é a capacidade de carga do radier.

Segundo Garcia (2015), o método simplificado se fundamenta na teoria da deformabilidade para estimar o recalque médio e a rigidez do conjunto. Para Randolph (1994), a rigidez é a razão entre uma determinada carga e o respectivo deslocamento que esta ocasiona.

Dentre as soluções de análise simplificada bastante difundida baseado na teoria da deformabilidade está a de Poulos-Davis-Randolph (PDR), que é uma combinação dos métodos de Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994). Assim, a partir de suas contribuições foi possível, por meio das equações desenvolvidas (4) e (5), gerar uma curva carga vs recalque tri-linear similar a apresentada na Figura 2, de Poulos (2001). Pode-se observar a rigidez do sistema de radier estaqueado, com o avanço do carregamento. Primeiramente, até o ponto A, presume-se que as estacas retenham a maior parte do carregamento, ao ponto que vai se atingindo o carregamento limite ( $P_{ult}$ ) das estacas, a sapata passa a absorver cada vez mais a carga aplicada.

No momento que todas as estacas atingem o seu limite, a sapata, com rigidez menor passa a assumir a mobilização do carregamento no trecho A a B.

Figura 2 – Curva de assentamento de carga simplificada para análise preliminar.



Fonte: Adaptado de Poulos (2001).

Desta forma, até o ponto A da Figura 2, pode-se escrever que o recalque de uma fundação é dado pela equação (4):

$$w = \frac{P}{K_{pr}} \quad (4)$$

Em que:  $w$  é o recalque,  $K_{pr}$  é a rigidez da fundação estaqueada e  $P$  é a carga aplicada sobre essa fundação.

Depois do ponto A, o recalque desta fundação pode ser escrito pela equação (5):

$$w = \frac{P_1}{K_{pr}} + \frac{P - P_1}{K_r} \quad (5)$$

Em que:  $w$  é o recalque,  $K_{pr}$  é a rigidez do radier estaqueado e  $P$  é a carga aplicada sobre essa fundação.

O método usa o valor da rigidez da tangente inicial da estaca isolada ( $K_p$ ) e do radier ( $K_r$ ), obtidos a partir do gráfico de prova de carga ou estimados teoricamente, e o fator de interação radier-estaca ( $\alpha_{rp}$ ), para estimativa da rigidez do radier estaqueado ( $K_{pr}$ ).

O estudo de Randolph (1994) propôs a estimativa da rigidez do radier estaqueado, utilizando a equação (6):

$$K_{pr} = \frac{K_{pg} + (1 - 2 \cdot \alpha_{rp}) \cdot K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \cdot (K_r / K_{pg})} \quad (6)$$

Em que:  $K_{pg}$ ,  $K_r$  e  $K_{pr}$  são as rigidezes do grupo de estaca, radier isolado e radier estaqueado, respectivamente.  $K_{pg}$ , pode ser obtido diretamente pela curva carga vs recalque ou calculado usando a equação 7 proposta por Fleming et al. (1992) para a rigidez de uma estaca ( $K_p$ ).

$$K_{pg} = K_p \cdot n^{(1-e)} \quad (7)$$

Em que:  $n$  é o número de estacas e o expoente varia entre 0,3 e 0,5 para estacas de atrito;  $e \geq 0,6$  para estacas de ponta.

O fator de interação do radier com a estaca,  $\alpha_{rp}$ , é dado pela equação (8) derivada das equações (9), (10), (11) e (12):

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta} \quad (8)$$

Em que:  $r_c$  é o raio médio do elemento que coroa à estaca, correspondente a uma área igual à do radier dividido pelo número de estacas;  $r_0$  é o raio da estaca.

$$\zeta = \ln(r_m/r_0) \quad (9)$$

$$r_m = \{0,25 + \xi \cdot [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25]\} \cdot L \quad (10)$$

$$\xi = \frac{E_{sl}}{E_{sb}} \quad (11)$$

$$\rho = \frac{E_{sav}}{E_{sl}} \quad (12)$$

Em que:  $\nu$  o coeficiente de Poisson do solo;  $L$  é o comprimento da estaca,  $E_{sl}$  é o módulo de Elasticidade do solo no nível da ponta da estaca;  $E_{sb}$  é o módulo de Elasticidade da camada resistente abaixo da ponta da estaca;  $E_{sav}$  é o módulo de Elasticidade médio ao longo do fuste da estaca Poulos (2001).

O módulo de elasticidade foi obtido por meio de correlações semiempíricas, desenvolvidas para solos tropicais apresentadas por Teixeira e Godoy (2016), conforme a equação (13):

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (13)$$

Em que:  $\alpha$  e  $K$  são coeficientes relacionados ao tipo de solo e  $N_{SPT}$  é o número de golpes representativo da camada analisada.

A pesquisa, desenvolvida por Mandolini (2003), aponta que o método PDR permite o uso de relações hiperbólicas para prever as curvas de carga *vs* deslocamento de radiers estaqueados, o que pode ajudar a obter um comportamento adequado das fundações. A rigidez do radier estaqueado ( $k_{pr}$ ) é dado pela equação 14 derivada das equações (15), (16) e (17):

$$K_{pr} = X \cdot K_{pg} \quad (14)$$

Em que:

$$X = \frac{1 - 0,6 \cdot (K_r / K_{pg})}{1 - 0,64 \cdot (K_r / K_{pg})} \cdot K_{pg} \quad (15)$$

A rigidez inicial secante das estacas ( $K_{pg}$ ) e do radier ( $K_r$ ) pode ser expressa por Poulos e Davis (1980):

$$k_{pg} = k_{pg,i} \cdot \left( 1 - R_{pg} \cdot \frac{P_{pg}}{P_{PG,ult}} \right) \quad (16)$$

$$k_r = k_{r,i} \cdot \left( 1 - R_r \cdot \frac{P_r}{P_{R,ult}} \right) \quad (17)$$

Em que:  $k_{pg,i}$  e  $k_{r,i}$  são a rigidez tangente inicial do grupo de estacas e do radier, respectivamente.

As análises de Fleming et al. (1992) propõe que  $K_{pg,i}$  seja obtido diretamente pelo gráfico da curva carga vs. recalque ou pela equação 14.  $R_{pg}$  e  $R_r$  são fatores hiperbólicos, equivalentes a 0,5 e 0,75, respectivamente (POULOS, 2000).  $P_{pg}$  e  $P_r$  são cargas suportadas pelo grupo de estacas e radier, respectivamente, e  $P_{PG,ult}$  e  $P_{R,ult}$  são as cargas últimas.

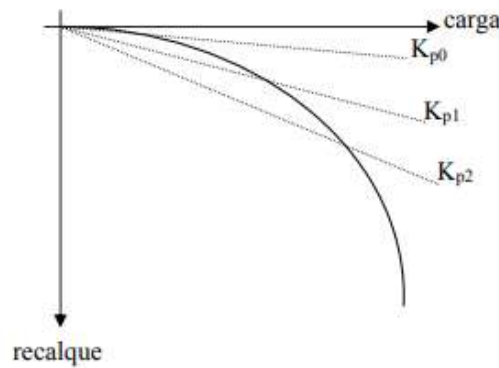
Sales (2000) denomina a “rigidez de uma estaca” na relação entre carga atuante na estaca e seu deslocamento, conforme demonstrado na equação (18).

$$K_p = \frac{P}{\delta} \quad (18)$$

Em que:  $K_p$  é o coeficiente de recalque;  $P$  é carga atuante na cabeça da estaca;  $\delta$  é o recalque produzido pela aplicação da carga.

Segundo o autor, a rigidez de uma estaca pode ser conhecida como a tangente, ou a secante, à curva carga vs recalque da estaca, conforme demosntrado na Figura 3, a seguir:

Figura 3 – Definição de rigidez de uma estaca a partir da curva carga vs recalque.



Fonte: Sales (2000).

A rigidez inicial de uma estaca ( $K_{p0}$ ) é demonstrado pela tangente inicial à curva carga vs recalque que corresponde ao comportamento da fundação para baixos valores de carga aplicada.

Nesse sentido, na medida que a carga atuante aumenta, também aumenta o recalque e, em geral, esta relação deixa de ser linear, podendo, neste caso, definir a rigidez através dos valores de  $K_{p1}$  e  $K_{p2}$  representados por reta secante à curva carga vs recalque.

### *2.3.2 Método numérico*

Dentre os métodos numéricos, pode-se destacar o Método dos Elementos Finitos (MEF), o qual refere-se a um método sofisticado que utiliza da análise computacional para seu desenvolvimento. Tal método é considerado uma ferramenta versátil e de grande potencialidade, uma vez que os elementos podem ser arranjados e modelados em diferentes formas e modelos, levando em consideração os diversos fatores intervenientes na análise da fundação (POULOS, 1994; EL-MOSSALLAMY; FRANKE, 1997).

Maior parte dos trabalhos existentes que envolvem o tema “radier estaqueado” contendo análises numéricas foram apoiados em métodos dos elementos finitos, podendo citar dentre eles: Poulos (2001), Sales (2000), Bittencourt (2012), Mandolini (2003), Freitas Neto (2013), Garcia (2015), Perez (2017), Pezo (2013), Ottaviani (1975), De Sanctis & Mandolini (2006), entre outros.

Com propósito de simplificar o modelo numérico, alguns autores buscaram reduzir o problema tridimensional do radier estaqueado para uma situação de deformação plana (Desai, 1974) ou axissimétrica (Naylor; Hooper, 1975). Pode considerar-se que o primeiro trabalho que empregou uma análise completa em 3-D com M.E.F. para um radier estaqueado foi de Ottaviani (1975).

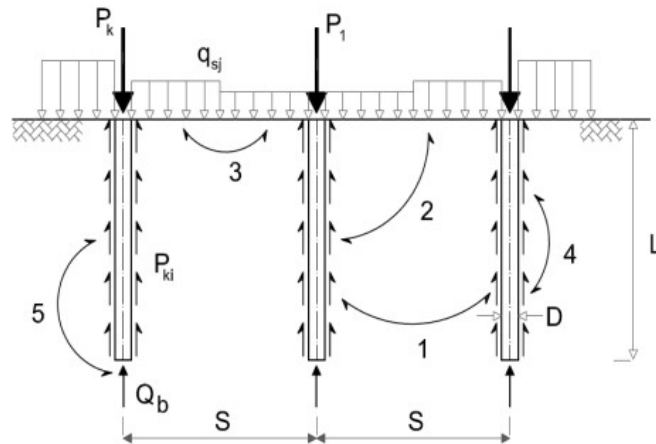
## **2.4 ANÁLISE DO RADIER ESTAQUEADO COM O SOLO**

### *2.4.1 Interações entre os elementos do radier estaqueado*

De acordo com El-Mossallamy e Franke (1997), existe várias interações que regem o comportamento de uma radier estaqueado, por exemplo as condições do subsolo os parâmetros de projetos, como tamanho da fundação além da disposição e espaçamento das estacas e outros

fatores que podem acometer o comportamento dessa fundação. Pode-se observar conforme a Figura 4, que as interações ocorrem das seguintes formas: 1. Estaca/estaca; 2. Estaca/pressão de contato do radier; 3. Interação mútua da pressão de contato do radier; 4. Interação mútua do fuste da estaca; 5. Tensões na base da estaca/fuste da estaca

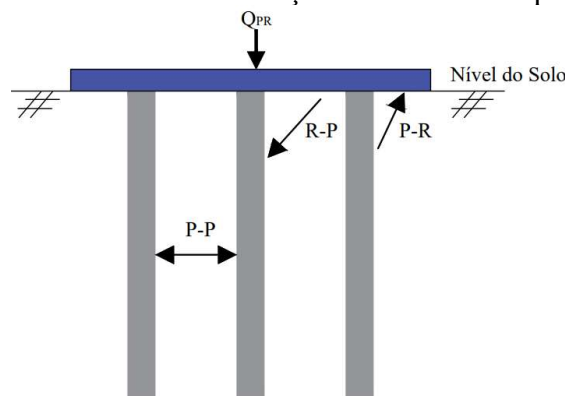
Figura 4 – Variadas interações que afetam o comportamento do radier estaqueado.



Fonte: El-Mossallamy e Franke (1997).

De acordo com Katzenbach et al. (2000), os efeitos da interação do radier estaqueado podem ser classificados em três categorias principais, ou seja, a interação estaca-estaca (PP), interação estaca-radier (PR) e interação radier-estaca (RP), a interação PP também pode ser nomeada de efeito de grupo de estacas (Figura 5).

Figura 5 – Variadas interações do radier estaqueado.

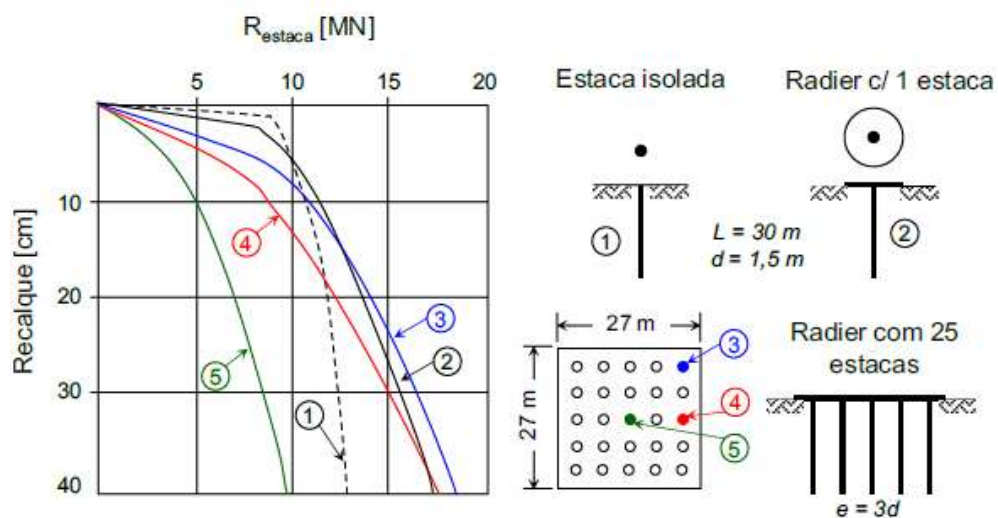


Fonte: O autor (2023).

Katzenbach e Moormann (2001) verificaram numericamente a influência entre estaca e radier, em que realizaram comparações de uma estaca isolada, um radier estaqueado contendo uma

estaca e um radier estaqueado contendo 25 estacas. Esses autores constataram diferenças na carga transferida para a estaca devido a presença do radier, assim como, na capacidade de carga das estacas de acordo com seu posicionamento no radier, relatam que essas diferenças são devido a interação estaca-estaca que leva um bloco de deformações do solo e das estacas. Também constataram que na parte superior das estacas que estão localizadas na região do centro do radier possuem um menor atrito lateral comparada com as localizadas na borda, assim a capacidade de carga das estacas diminui de fora para dentro, conforme Figura 6.

Figura 6 – Influências das interações sobre o comportamento carga vs recalque da estaca.



Fonte: Katzenbach e Moormann (2001 apud OLIVEIRA, 2022).

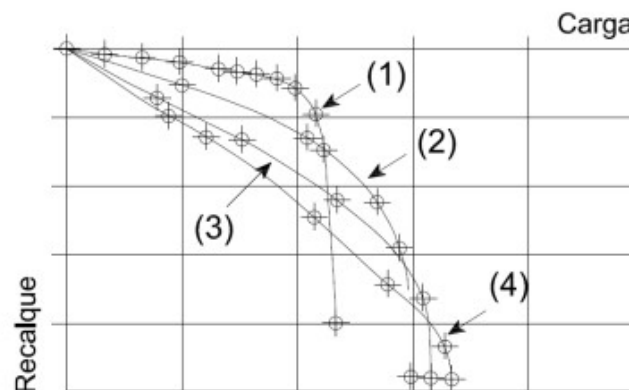
Tilahun e Assefa (2023) avaliaram por meio de modelo numérico, validado por resultados experimentais, a influência da densidade do solo, dimensão do radier e espaçamento entre estacas no comportamento das fundações do radier estaqueado. Os autores concluíram que a presença de estacas é mais eficaz em areias soltas do que em areias densas para reduzir recalques, sendo que a dimensão do radier tem um efeito significativo na redução dos recalques e dos momentos fletores no caso de carregamento vertical. Também concluíram que a interação entre as estacas diminui à medida que o espaçamento entre as estacas aumenta.

Por sua vez, Akbari et al. (2021) avaliaram a influência da rigidez do solo na resposta de fundações em radier estaqueado sob carga de terremoto, por meio da análise numérica no software ABAQUS. Segundo os autores, a determinação exata da proporção de suporte de carga de cada componente, tanto sob carregamento vertical quanto lateral e em diferentes tipos de

solo em termos de rigidez, leva a um projeto mais econômico. Para levar em conta a influência da superestrutura no mecanismo de compartilhamento de carga dos componentes, foi modelado um edifício de dez andares, composto por pórticos de momentos, contraventamentos e pisos rígidos. Uma carga dinâmica é então aplicada na forma de aceleração da história do tempo na base da massa de solo. Os autores concluíram que com o aumento da rigidez do solo, apesar do aumento da força cortante na base da estrutura (base cisalhamento), a participação do grupo de estacas na sustentação horizontal foi reduzida (aproximadamente em 50 % em areia solta e 30 % em areia densa). Uma tendência semelhante foi observada para os deslocamentos horizontais e verticais da fundação.

El-Mossallamy e Franke (1997) apresentaram em seu estudo o comportamento da curva carga vs recalque em relação a posição da estaca no radier (canto, borda e centro), conforme Figura 7. Nesta figura, observa-se que para a estaca isolada o recalque após o ponto de ruptura na curva é mais acentuado quando comparado a radier estaqueado. Dessa forma, demonstra que o elemento superficial contribui para o aumento da capacidade de carga e redução no recalque da fundação, já em relação a disposição da estaca, o radier com estaca no centro, apresenta um leve ganho na capacidade de carga antes de se alcançar a ruptura para as demais posições.

Figura 7 – Curva carga vc recalque da estaca isolada e em diferentes pontos do radier.

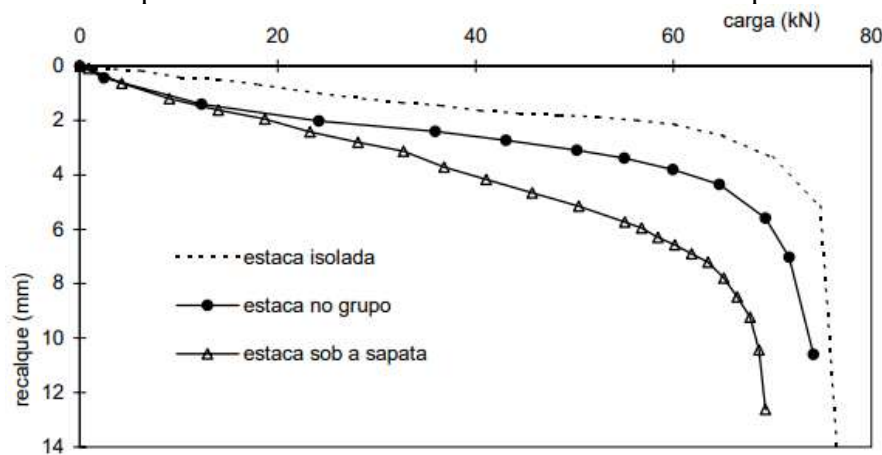


Fonte: El-Mossallamy e Franke (1997).

Em que: Curva (1) - representa a estaca isolada; Curva (2) - Estaca no canto de uma radier estaqueado; Curva (3) - Estaca na borda de um radier estaqueado; Curva (4) - Estaca no centro de um radier estaqueado.

Sales (2000) enfatiza que a estaca, quando analisada isoladamente do radier estaqueado, pode ter desempenho diferente ao esperável quando junto com o elemento superficial (sapata). O autor realizou um estudo com base em três provas de carga para diferentes situações, concluindo que a estaca tem uma resposta menos rígida com a existência de uma sapata, diferentemente de quando comparada a estaca isolada, a redução é em torno de 10 % da capacidade de carga máxima, como mostra a Figura 8. Este mesmo autor ressalta que essa redução se refere apenas ao elemento estaca, pois, a união da sapata com estaca presumivelmente aumenta a capacidade da fundação em relação aos elementos operando de forma individual.

Figura 8 – Comportamento médio de uma estaca em diferentes provas de carga.



Fonte: Sales (2000).

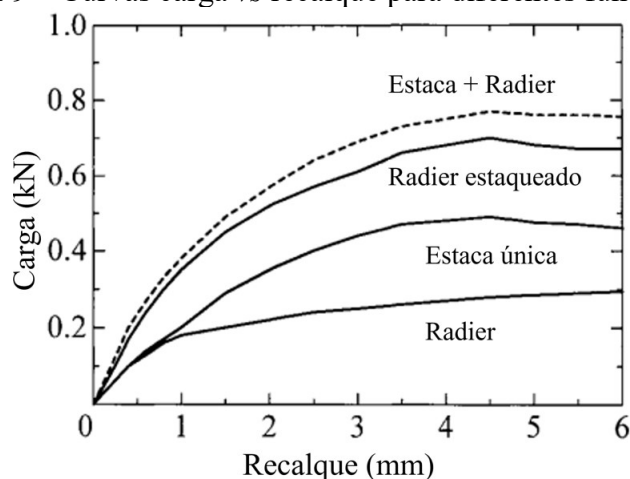
De Sanctis e Mandolini (2006) verificaram que o comportamento de um radier estaqueado envolve diversas inter-relações, não podendo ser meramente representadas pela sobreposição de efeitos entre uma fundação direta e um grupo de estacas. Por meio do software em elementos finitos ABAQUS, analisou-se a capacidade de carga de radiers estaqueados a partir da capacidade de carga de radier isolado e de grupo de estacas assentes sobre argila mole. Para isso, utilizaram uma sapata circular sobre uma estaca e mais três radiers quadrados apoiados em 9, 25 e 49 estacas.

Os autores concluíram que a capacidade de carga do radier estaqueado é cerca de 20 % menor que o somatório das capacidades de carga dos elementos individuais, os resultados também sugeriram estimar o fator de segurança do radier estaqueado simplesmente multiplicando a soma dos coeficientes de segurança dos componentes separados para um multiplicador global, variando entre 0,8 e 1. Dessa maneira, o fator de segurança do radier estaqueado poderá ser

levemente menor comparado com o somatório dos fatores de segurança dos elementos individualizados.

Wu, Chai e Huang (2002), por meio da análise numérica, estudaram fundações em um solo composto por argila mole fundamentado na interação entre estaca e radier. Comparando as curvas carga vs recalque para os diferentes tipos de fundações vistas, como pode ser demonstrada pela Figura 9, nota-se que a capacidade de carga do somatório dos elementos estaca e radier é maior que a do radier estaqueado, o qual este último supera a estaca isolada, havendo deste modo uma contribuição da sapata na capacidade de carga e redução do recalque.

Figura 9 – Curvas carga vs recalque para diferentes fundações.

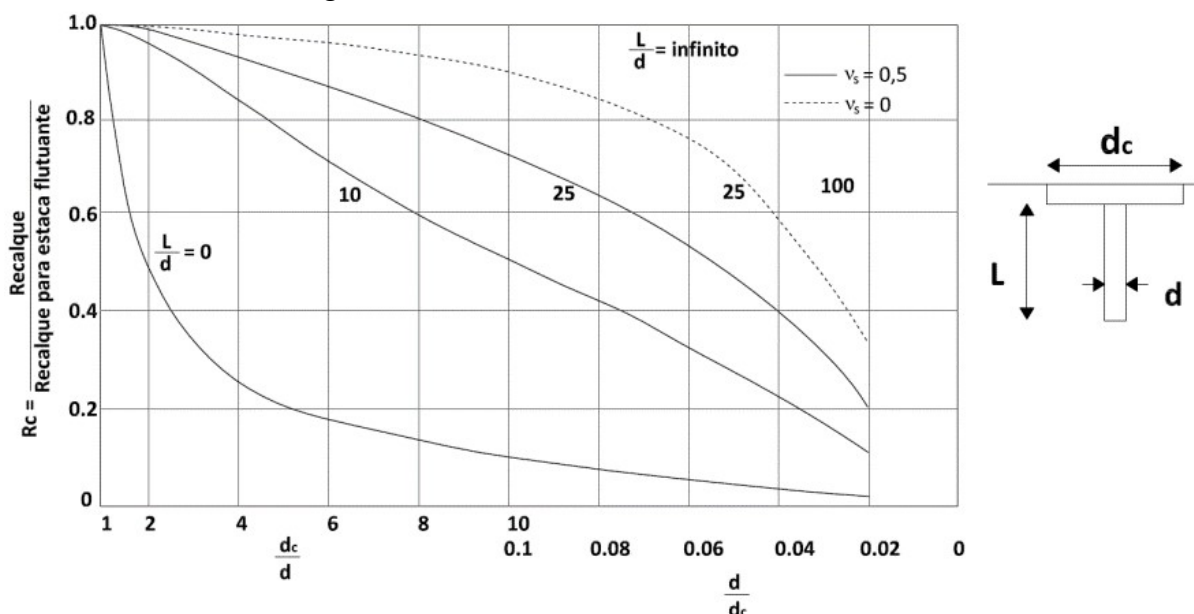


Fonte: Adaptado de Wu, Chai e Huang (2002).

O primeiro trabalho teórico que avaliou o comportamento carga vs recalque de uma fundação com a presença de um elemento superficial foi de Poulos e Davis (1980), o qual considerou a interação estaca/bloco para uma estaca isolada sob um radier em contato com o solo. Para os autores, o solo foi estabelecido como um semiespaço elástico e o radier em contato com o solo, coroando as estacas como um elemento rígido, conforme apresentado no gráfico (Figura 10). Denominando-se por “L” o comprimento da estaca, “d” o diâmetro da estaca e “d<sub>c</sub>” o diâmetro do radier circular em contato com o terreno. Segundo os autores, quanto menor o comprimento da estaca em relação ao seu diâmetro (L/d), maior será a influência do contato do elemento superficial na redução dos recalques relativos (os recalques absolutos reduzem à medida que se aumenta o comprimento das estacas).

Também foi observado que para estacas curtas ( $L/d < 10$ ) a existência do contato não deve ser desprezada, e que quanto maior o coeficiente de Poisson, maior será a influência do elemento superficial na redução do recalque da estaca.

Figura 10 – Efeito do contato em estaca isolada.



Fonte: Poulos e Davis (1980 apud GARCIA, 2015).

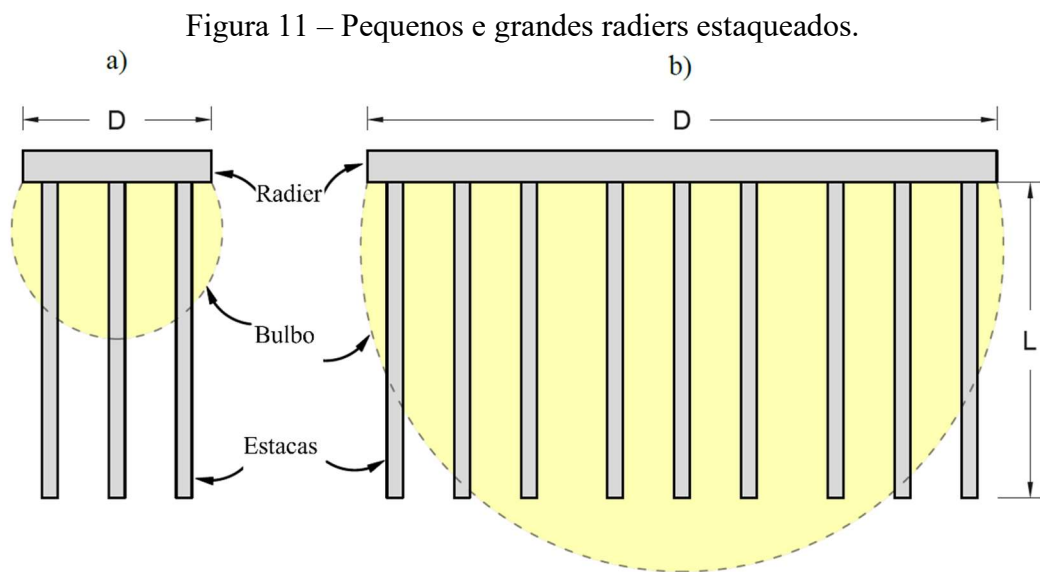
Pode considerar-se que o primeiro trabalho que empregou uma análise completa em 3-D com M.E.F. para um radier estaqueado foi de Ottaviani (1975). Neste trabalho, o autor utilizou um modelo elástico-linear para o solo em um grupo de 9 e 15 estacas, com e sem o contato bloco-solo.

Ottaviani (1975) concluiu que o elemento superficial em contato com o solo, não somente estava absorvendo parte da carga aplicada, mas também alterando o mecanismo de transferência de carga ao solo pelas estacas. As tensões cisalhantes no solo na parcela superior das estacas são reduzidas de forma considerável devido à pressão de contato do bloco na superfície do solo, e ao mesmo tempo há um aumento nas tensões verticais no solo na ponta das estacas. Desta maneira, uma fundação estaqueado tem seu comportamento carga vs recalque influenciado pela presença de um elemento superficial associado a uma estaca.

Oliveira, Justino e Garcia (2022) avaliaram, a partir de modelos numéricos, a influência de estaca curta executada por escavação acoplada ao radier. De acordo com esses autores, a determinação de parâmetros por meio da validação numérica de testes experimentais é uma

ferramenta importante para estudar o comportamento de fundações estaqueadas, pois é possível avaliar a interação entre os elementos, tendo como base uma modelagem adequada. Os autores concluíram que a carga suportada pela resistência lateral é considerável para o caso de estacas escavadas, sendo 14 % a 30 % maior para radiers mais flexíveis ou com menores espessuras, e que a introdução de estacas nos radiers promove a redução de recalques e aumento da rigidez do sistema, tendo seus efeitos ampliados para estacas com esbeltezes ( $L/d$ ) maiores.

Segundo Viggiani, Mandolini e Russo (2012), a largura do radier exerce influência na região do bulbo entre o radier e o solo, que dependem da relação entre o diâmetro do elemento da fundação superficial e comprimento da estaca ( $D/L$ ). Sendo essa relação menor que 1, os autores consideram que se refere a pequenos radiers, e maior do que 1 são definidos como grandes (Figura 11).



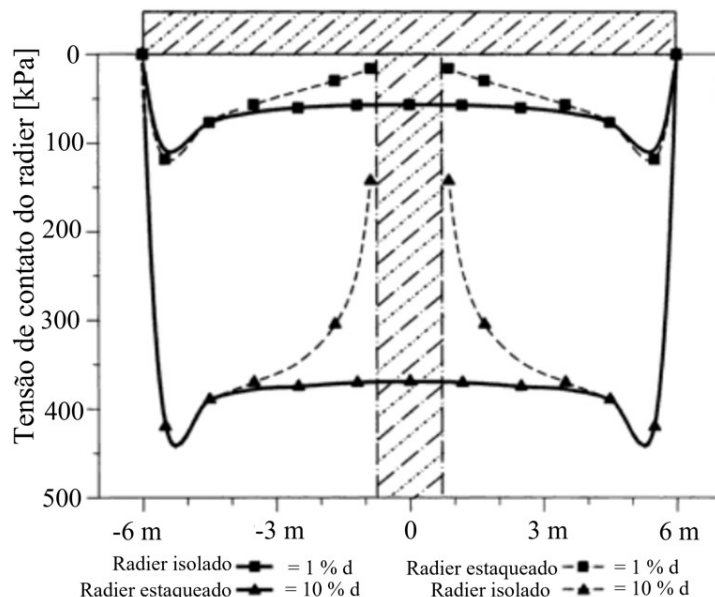
Fonte: Adaptado Viggiani, Mandolini e Russo (2012).

De acordo com Park e Lee (2015), as interações dos elementos do radier estaqueado ocorrem por causa dos campos de tensão e deslocamento sobrepostos do radier e estaca, resultando desta maneira em um complexo mecanismo de transferência de carga.

Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) analisaram numericamente um modelo de radier estaqueado contendo uma estaca. Os autores relatam que a estaca sob o radier influencia o comportamento do radier em comparação com uma fundação rasa equivalente. A Figura 12

indica que as estacas levam a uma diminuição considerável na pressão de contato abaixo da sapata próxima ao fuste.

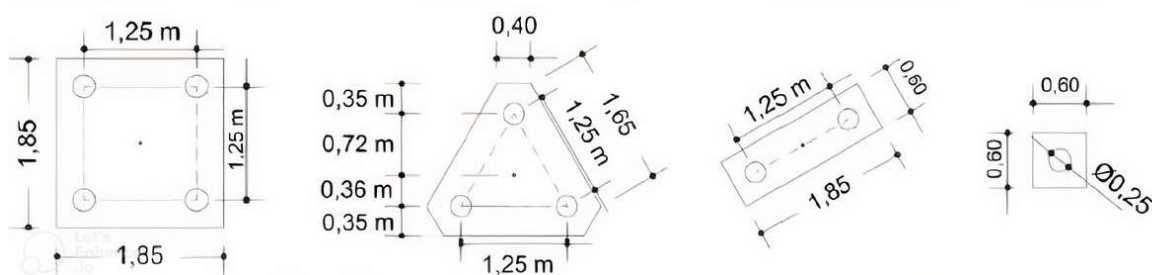
Figura 12 – Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier e o solo.



Fonte: Adaptado de Katzenbach, Arslan e Moormann (2000).

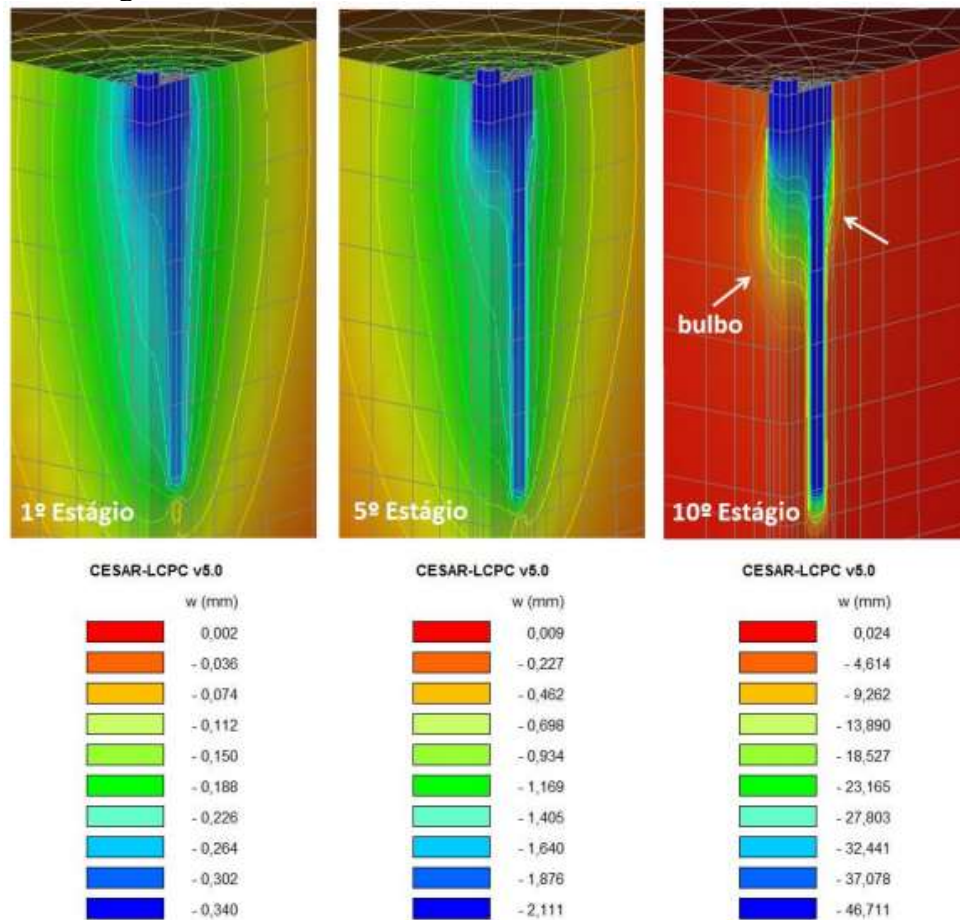
Garcia (2015), em seu estudo, comparou os resultados de análises numéricas por elementos finitos tridimensionais com resultados de provas de carga, realizados em radiers estaqueados compostos por 1, 2, 3 e 4 estacas (Figura 13), visando verificar e complementar a compreensão do comportamento tensão vs deslocamento dessas fundações. O autor observou que mesmo a estaca sendo um elemento mais rígido em relação ao solo, esta não impediu a formação de tensões de compressão que se espalham no solo compreendido na base do radier, formando desta maneira um bulbo de deslocamento que mobiliza tanto o solo superficial quanto à estaca (Figura 14).

Figura 13 – Configurações dos radiers estaqueados construídos.



Fonte: Garcia (2015).

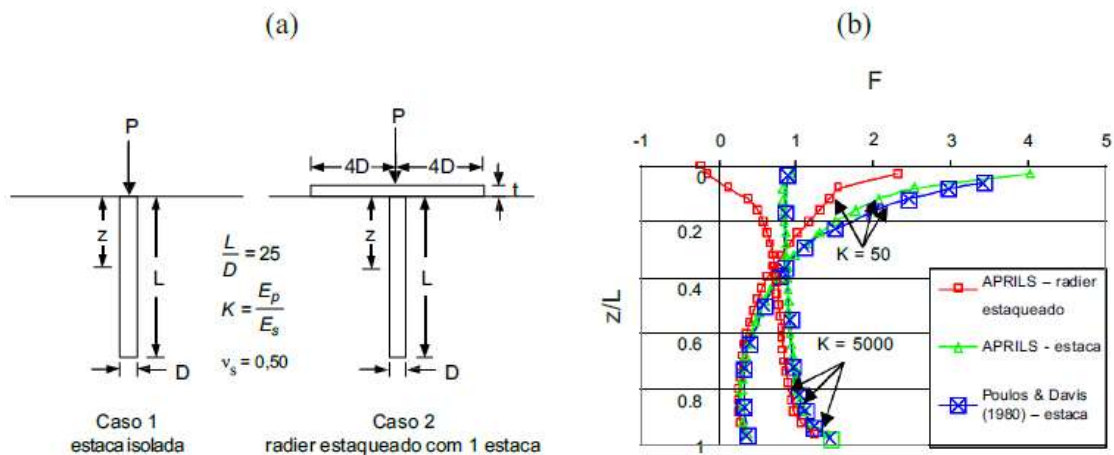
Figura 14 – Deslocamento sob a base do radier com 2 estacas.



Fonte: Garcia (2015).

Chow e Small (2008) analisaram por meio de modelos numéricos a distribuição do atrito lateral ao longo das estacas, isolada e do radier estaqueado contendo apenas uma estaca, em solos com diferentes rigidezes relativas ( $K=K_p/K_s$ ) (Figura 15).

Figura 15 – (a) Detalhes da estaca isolada e radier estaqueado (b) Curvas de distribuição do atrito lateral para diferentes rigidezes.

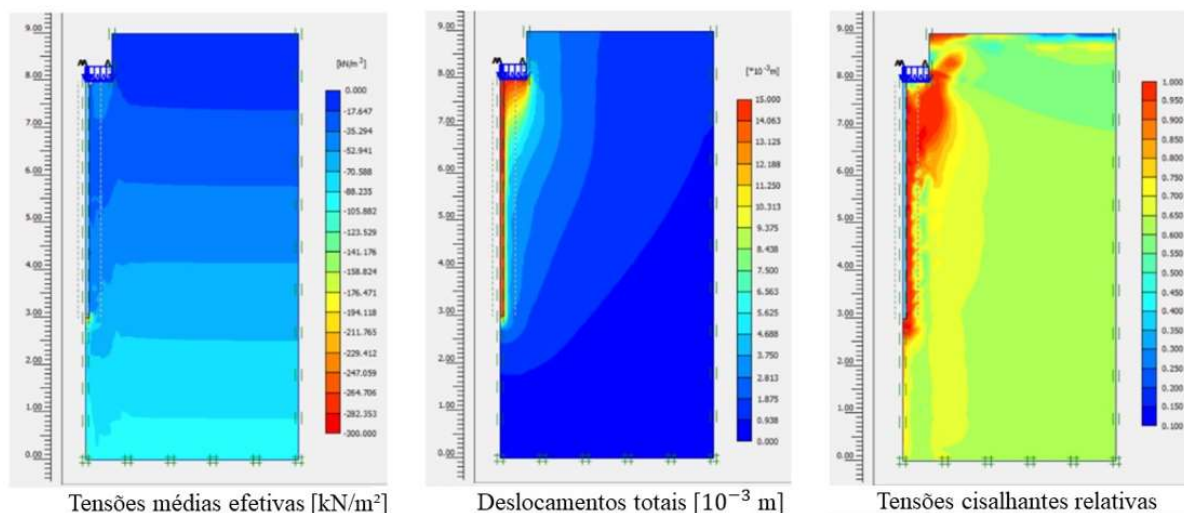


Fonte: Modificado Chow e Small (2008).

Os autores concluíram que para a estaca isolada de menor rigidez ( $K=50$ ), o maior atrito lateral foi desenvolvido próximo ao topo da estaca, enquanto para a estaca de maior rigidez ( $K=5000$ ) o atrito lateral é basicamente uniforme ao longo da estaca. Com a adição do elemento superficial (radier), o atrito lateral próximo ao topo da estaca reduz significativamente e até se torna negativo. Segundo os autores, essa redução no atrito lateral próximo ao topo da estaca é devido ao fato de que a presença do radier faz com que o solo se mova para baixo em relação à estaca na superfície, enquanto para a estaca isolada, a estaca se move para baixo em relação ao solo ao longo de todo seu comprimento.

Marangon e Teixeira (2022) realizaram modelagens numéricas com o software Plaxis, cujas fundações analisadas são: sapata isolada, estaca isolada e sapata sobre uma estaca (estaca-T). As intenções dos autores visavam compreender como ocorre a transferência de carga da estrutura para o solo, assim como as deformações neste tipo de fundação. Os autores concluíram que para a estaca T, o solo sob a sapata, assim como as primeiras profundidades abaixo dela, sofreram um deslocamento juntamente com a estaca. Assim como observado por Garcia (2015), esses autores também observaram que a existência da estaca sob a sapata não impede a formação de um bulbo de tensões no solo abaixo do elemento superficial (Figura 16).

Figura 16 – Representação do mapa da distribuição das tensões médias efetivas no solo, dos deslocamentos totais e das tensões cisalhantes relativas, após aplicação do carregamento na estaca-T.



Fonte: Marangon e Teixeira (2022).

Segundo Sales (2000), o comportamento de uma estaca sob uma sapata, ou radier, de forma geral sofrerá diferentes formas de influência na interação entre as partes (sapata e estaca), podendo citar dentre elas:

- há uma tendência do aumento das tensões horizontais e verticais na interface estaca-solo no trecho superior. De outro lado, a sapata impõe um campo de deformações ao solo sob esta, o qual provocará diminuição dos deslocamentos da interface da estaca em relação ao solo, visto que o solo também estará afundando devido a presença da sapata. Esta diminuição dos deslocamentos relativos, segundo o autor, resultará na redução do atrito lateral na parte superior da estaca;
- na região inferior da estaca terá um crescimento das tensões verticais no solo próximo a ponta da estaca, devido a presença da sapata em contato com o solo, gerando um aumento na capacidade de carga na ponta da estaca;
- com base nas duas influências anteriores, o autor também cita que em uma estaca isolada, comumente os trechos superiores da estaca são os primeiros a terem sua resistência última completamente mobilizada. Já no radier com estaca, a mobilização total ocorre pelos trechos inferiores da estaca.

Seguindo as exposições de Sales (2000), o comportamento final da estaca, com a presença da sapata, pode ser alterado devido a combinação de vários fatores. Em que sapatas estaqueadas, quando possuir uma camada de solo sob a sapata com densidade relativa (ou compacidade) elevada e/ou predomínio da parcela de ponta nas estacas. Já em casos onde a estaca responder basicamente por atrito lateral do fuste da estaca e a camada sob a sapata não ser muito compacta, deverá prevalecer o efeito de campo de deformação imposto ao solo devido a sapata, implicando, desta maneira, uma menor capacidade de carga e menor rigidez da estaca.

#### *2.4.2 Compartilhamento de carga*

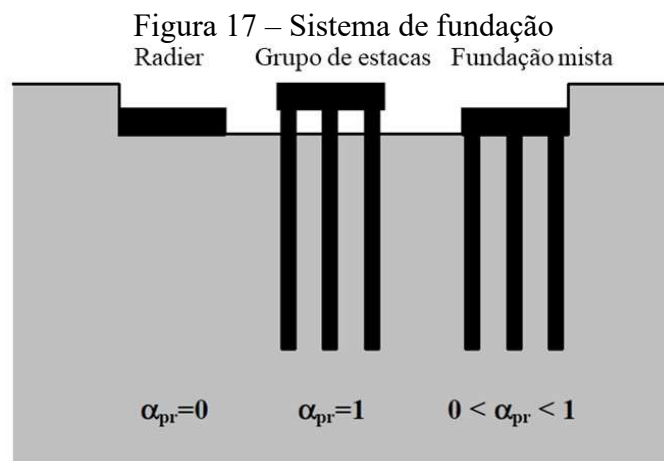
De acordo com Halder e Manna (2021), a fundação em radier estaqueado, devido ao efeito combinado da estaca e radier, apresenta um complexo mecanismo de transferência de carga, onde a carga é compartilhada por cada parte do elemento de fundação. Esses autores relatam que esse mecanismo envolve os vários efeitos das interações entre os elementos. Sendo que a carga distribuída tanto no radier quanto nos componentes da estaca resultantes deste sistema de

transferência pode ser caracterizado usando um coeficiente  $\alpha_{pr}$  proposto por Mandolini (2003), conforme a equação 19.

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pile,i}}{Q_{PR}} \quad (19)$$

Em que:  $Q_{PR}$  é a carga total aplicada no radier estaqueado,  $Q_{pile,i}$  é a carga absorvida pelas estacas.

Dessa forma,  $\alpha_{pr}$  igual a 0 representa uma fundação rasa sem estacas, ao passo que  $\alpha_{pr}$  igual a 1 representa um grupo de estacas, em que o topo não tem contato com o solo. Já valores para  $\alpha_{pr}$  entre 0 e 1, representa um radier estaqueado (Figura 17).



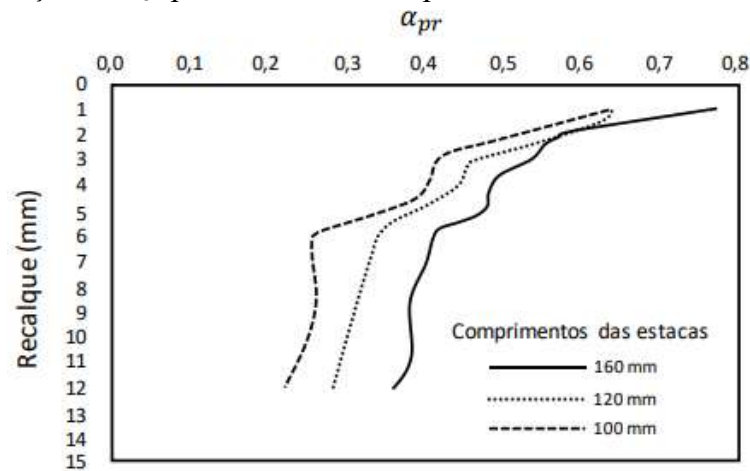
Fonte: Adaptado de Mandolini (2003).

Garcia e Albuquerque (2019) analisaram a contribuição do bloco-solo em fundações constituídas por uma, duas, três e quatro estacas perfuradas de 25 cm de diâmetro e 5 m de comprimento, por meio da realização de ensaios de prova de carga, em que constataram que houve contribuição média de 21 % do solo-bloco em relação à capacidade total da fundação estaqueada ( $\alpha_{pr} = 0,79$ ). Os autores afirmaram que existe a necessidade de reavaliar os requisitos de cálculo tradicionais, objetivando racionalizar os projetos geotécnicos e melhorar a segurança geral da fundação.

Balakumar e Ilamparuthi (2008), por meio de um estudo em escala reduzida 1g, analisaram o efeito da alteração do comprimento das estacas no coeficiente “ $\alpha_{pr}$ ” para diferentes níveis de

deslocamento. A distribuição dos esforços entre radier e estacas, em termos de “ $\alpha_{pr}$ ” para os comprimentos de estacas de 100mm, 120mm e 160mm, podem ser verificados na Figura 18.

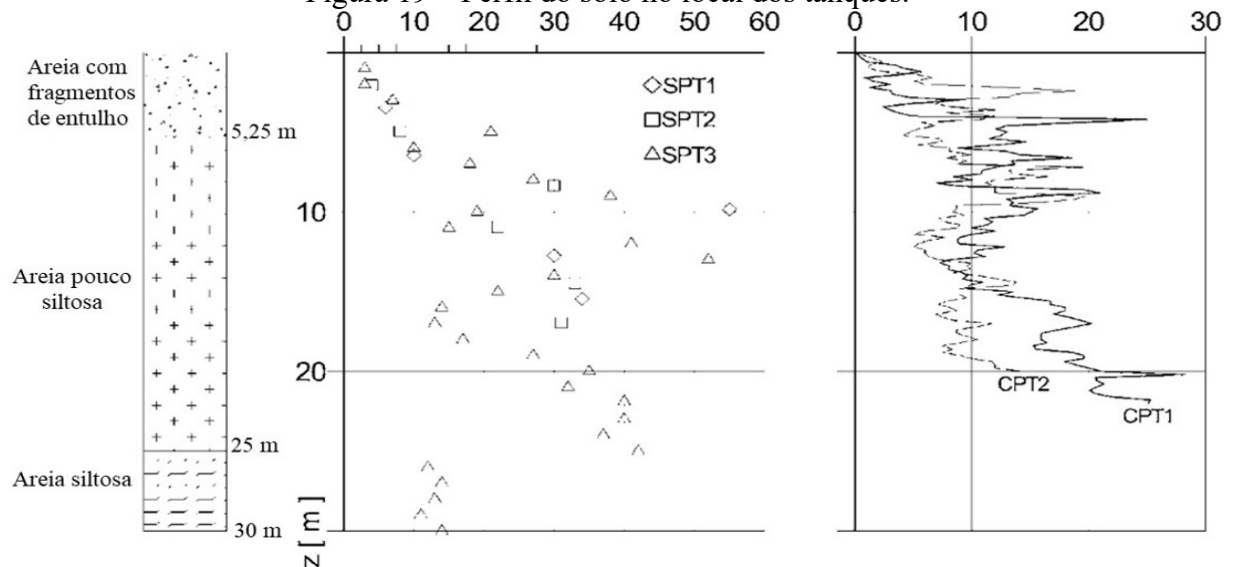
Figura 18 – Variação do  $\alpha_{pr}$  para diferentes comprimentos de estacas e níveis de recalque.



Fonte: Adaptado de Balakumar e Ilamparuthi (2008).

De Sanctis e Russo (2008) analisaram, por meio da instrumentação das estacas, o comportamento de fundações estaqueadas adicionadas recentemente em um aglomerado de tanques metálicos circulares construídos na área do porto de Napoli (Itália), e compararam com resultados de modelos numéricos desenvolvidos pelo software NAPRA. O perfil do solo no local dos tanques, incluindo o número de golpes obtidos no ensaio SPT e ensaio de penetração do cone (CPT) são apresentados na Figura 19.

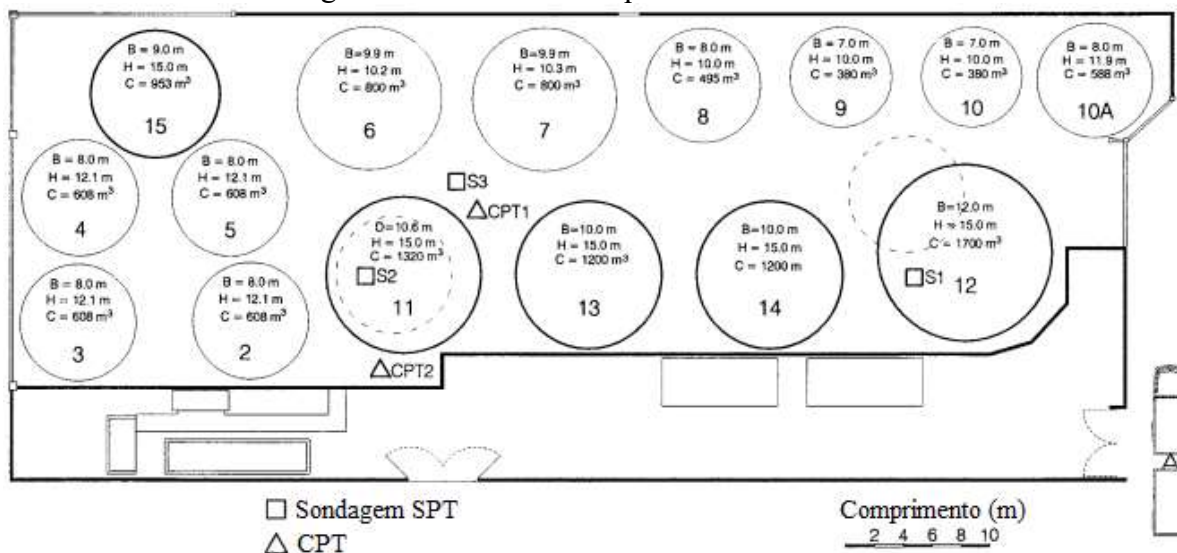
Figura 19 – Perfil do solo no local dos tanques.



Fonte: Modificado De Sanctis e Russo (2008).

Os novos tanques (11, 12, 13, 14 e 15), dispostos na Figura 20 a seguir, são significativamente maiores e mais altos que os existentes, os diâmetros variam de 9 a 12 m e uma altura constante de 15 m, os quais foram projetados para armazenar hidróxido de sódio com peso unitário de 15,1 kN/m<sup>3</sup>.

Figura 20 – Planta de tanques existentes e novos.

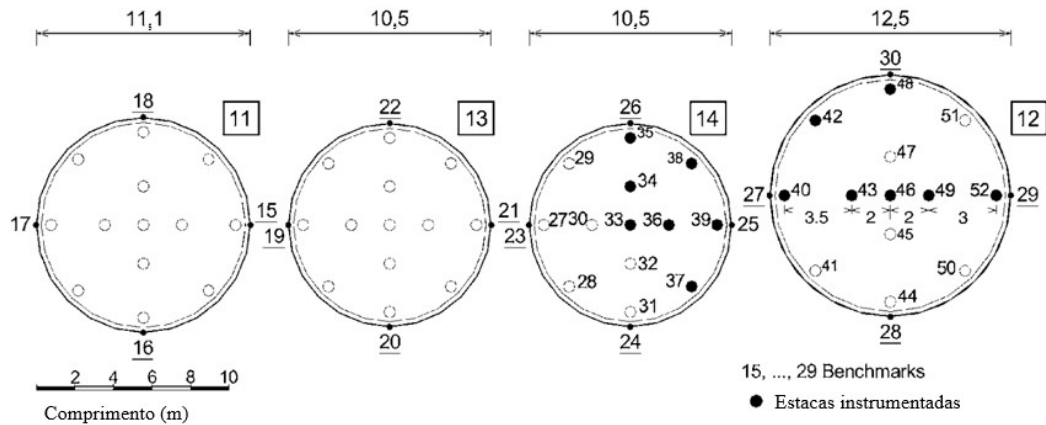


Fonte: Adaptado de de Sanctis e Russo (2008).

Segundo os autores, os recalques previstos estavam além do limite admissível, por isso as estacas foram projetadas para reduzir o recalque e melhorar o desempenho geral das fundações. Relataram que enquanto a abordagem de projeto baseada na capacidade convencional levaria um total de 160 estacas para suportar os cinco tanques, com a aplicação das estacas como redutoras de recalque foram necessárias apenas 52 estacas, por razões práticas adotaram 13 estacas abaixo de cada tanque adjacente (Figura 21), independentemente do seu diâmetro. Portanto, quanto maior o diâmetro do tanque maior a carga média por estaca, sendo que o mesmo projeto final foi adotado para o tanque isolado, alcançando uma economia expressiva no custo do projeto.

Para o monitoramento das fundações estaqueadas, além do monitoramento óptico, os autores também informaram que foram instaladas três células de carga em cada estaca, medindo as cargas transmitidas para as estacas dos tanques 12 e 14, conforme Figura 21.

Figura 21 – Alvos para levantamento óptico e estacas instrumentadas tanques 11, 12, 13 e 14.



Fonte: Adaptado De Sanctis e Russo (2008).

O compartilhamento de carga entre o radier e as estacas e as curvas carga vs recalque dos tanques número 12 e 14, monitorados durante a construção e posterior enchimento dos tanques, estão apresentados na Figura 22 e Figura 23

Figura 22 – Compartilhamento de carga entre estacas e radier dos tanques nº 12 e 14.

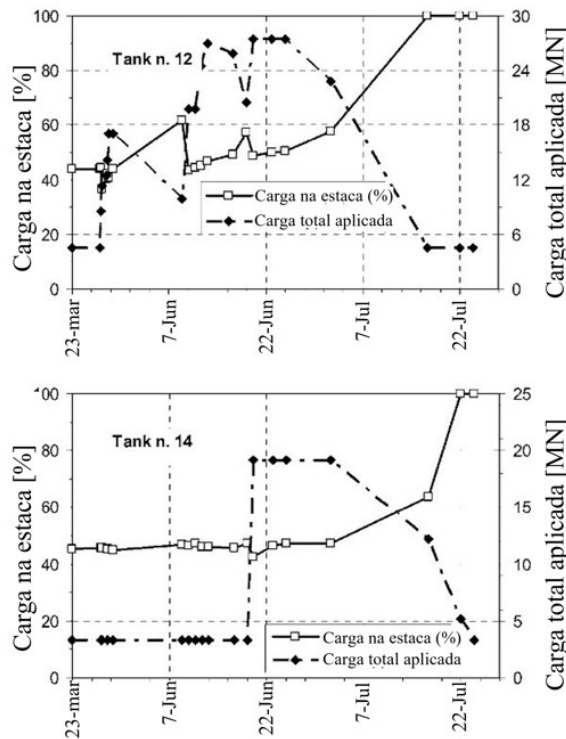
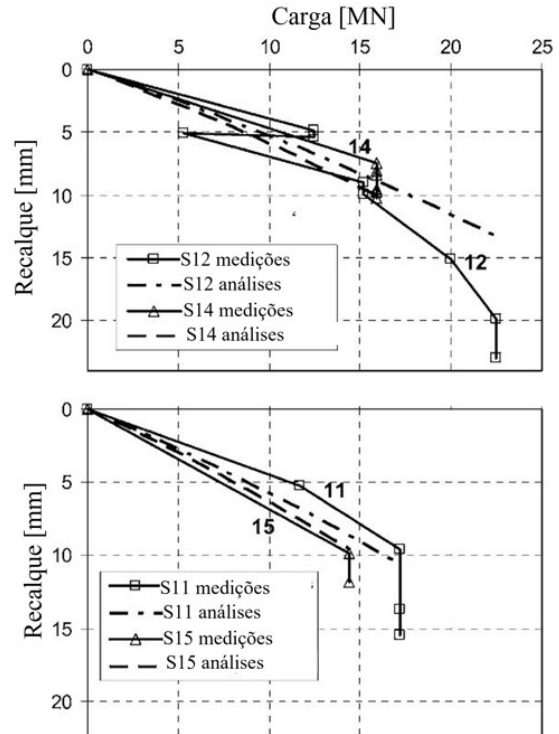


Figura 23 – Curvas carga vs recalque medidas e numéricas 12 e 14.



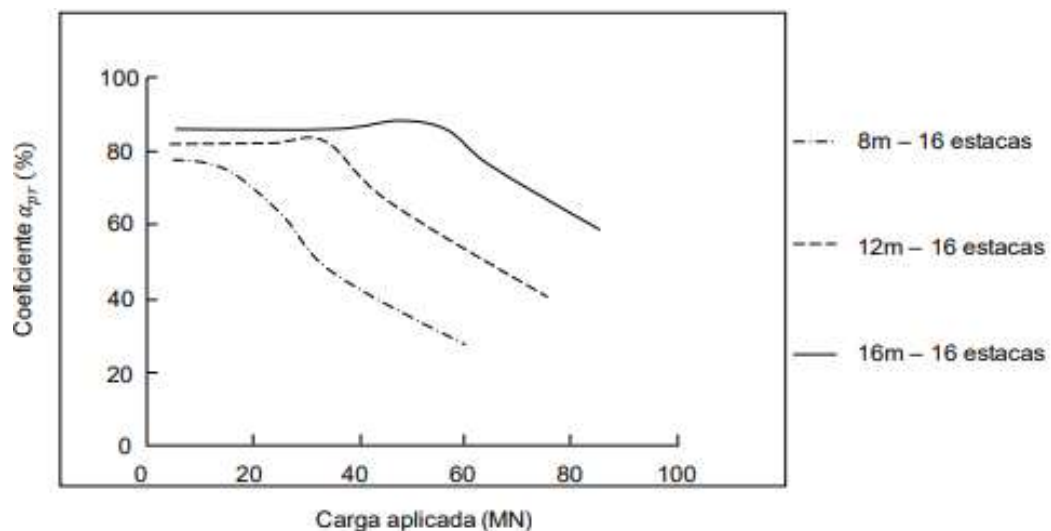
Fonte: Adaptado De Sanctis e Russo (2008).

Nota-se que para ambos os tanques, as estacas suportam aproximadamente 40 % do peso do radier mais o tanque de aço, já durante a fase de enchimento a carga nas estacas aumentaram até cerca de 50 % da carga total aplicada. Os autores também observaram que no descarregamento dos tanques, produziu uma alteração na divisão de carga, com as estacas suportando aproximadamente 100 % do peso do radier mais o tanque de aço. Os valores calculados de  $\alpha_{pr}$  para os tanques 12 e 14 para 100 % da carga aplicada, foram de 0,52 e 0,53, respectivamente.

De Sanctis e Russo (2008) concluíram que a concordância geral entre as análises e os resultados experimentais é bastante satisfatória. Estes autores observaram ainda que há uma contribuição substancial do radier em suportar aproximadamente 50 % da carga aplicada quando se utiliza estacas com a finalidade de redução de recalques, o que levou a uma economia relevante na construção.

Bourgeois et al. (2013) pesquisaram a influência do comprimento das estacas para o valor do coeficiente “ $\alpha_{pr}$ ”, assim por meio das simulações numéricas em que manteve as dimensões do radier e o número de estacas constantes, alterando apenas o comprimento das estacas em 8 e 16 metros, como demonstra a Figura 24.

Figura 24 – Coeficiente  $\alpha_{pr}$  para diferentes comprimentos de estacas.



Fonte: Bourgeois et al. (2013).

A partir da análise da Figura 24, conclui-se que para maior comprimento das estacas, maior a carga a ser aplicada para a redução do coeficiente “ $\alpha_{pr}$ ”, ocorrendo uma maior interação do radier com o solo. Observa-se também que para a maior participação do elemento superficial com estacas de 8 m de comprimento, ocorre com aproximadamente 20 MN de carga, enquanto para 16 m, o radier passa a ser mais solicitado quando a carga aplicada atinge o valor de 60 MN. Desta maneira, o comprimento das estacas influencia no compartilhamento dos esforços entre o elemento superficial e as estacas.

## 2.5 CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

Diversos são os critérios para determinar a capacidade de carga da fundação, a escolha do mais adequado a ser utilizado no cálculo dependerá da experiência do engenheiro com o solo da região.

### *2.5.1 Capacidade de carga de radier estaqueado*

Independentemente do método utilizado para a análise da capacidade de carga do radier estaqueado (simplificado ou numérico), o engenheiro deve levar em consideração, no projeto, a análise do mecanismo de transferência de carga, que está relacionado com os efeitos das diferentes interações entre os elementos. Deste modo, determinando o comportamento da fundação que se diferencia das fundações executadas de forma isoladas, conforme citado por vários autores nesta pesquisa, dentre eles: Garcia (2015), Sales (2000), Katzenbach, Arslan e Moormann (2000), De Sanctis e Russo (2008), Bittencourt (2012), Mandolini (2003), De Sanctis e Mandolini (2006), Marangon e Teixeira (2022), entre outros.

### *2.5.2 Capacidade de carga de estaca*

Existem vários métodos semiempíricos propostos para o cálculo da capacidade de carga de estacas. No Brasil, pode-se citar, entre os métodos mais frequentemente utilizados para previsão da capacidade de carga, os trabalhos de Décourt-Quaresma (1978, 1996), Aoki e Velloso (1975), Meyerhof (1976), Teixeira (1996), entre outros. Nesse sentido, torna-se importante a calibração desses métodos por meio de ensaios de prova de carga. Nessa pesquisa, será abordado o modelo proposto por Décourt e Quaresma (1978, 1996), o qual introduziu alguns fatores na sua formulação, que resulta na capacidade de carga de acordo com a equação (20).

$$R = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (20)$$

Em que:  $\alpha$  é o fator em função do tipo de estaca e solo;  $K$  é o coeficiente característico do solo;  $\beta$  é o fator em função do tipo de estaca e solo;  $U$  é o perímetro da estaca;  $A_p$  é a área da ponta;  $L$  é o comprimento da estaca;  $N_p$  é o índice de penetração médio atuante na ponta da estaca;  $N_L$  é o índice médio de resistência à penetração ao longo do fuste.

Na Tabela 1, é apresentado os valores de  $K$  em função do tipo de solo.

Tabela 1 – Coeficiente  $K$  em função do tipo de solo.

| Tipo de solo                    | kN/m |
|---------------------------------|------|
| Argila                          | 100  |
| Siltes argiloso (solo residual) | 120  |
| Siltes arenosos (solo residual) | 140  |
| Areia                           | 200  |

Fonte: Décourt (1986).

Já na Tabela 2, é apresentado os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e solo.

Tabela 2 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$ .

| Solo                          | Estaca              |         |
|-------------------------------|---------------------|---------|
|                               | Escavada (em geral) |         |
| Valores de $\alpha$ e $\beta$ | $\alpha$            | $\beta$ |
| Argilas                       | 0,85                | 0,80    |
| Solo Intermediário            | 0,60                | 0,65    |
| Areias                        | 0,50                | 0,50    |

Fonte: Décourt (1986).

Oliveira e Garcia (2023) verificaram, por meio de prova de carga estática lenta instrumentada, o comportamento de uma estaca curta perfurada em solo tropical na umidade in situ e sob inundação. Os autores analisaram a contribuição da ponta e da resistência lateral na capacidade de carga da estaca, concluindo que o atrito lateral da estaca está relacionado ao comportamento da ponta e do solo subjacente, ou seja, quanto mais o solo estiver amolgado na ponta da estaca devido ao processo construtivo, mais seu comportamento se aproxima de uma estaca flutuante. Desta forma, os autores demonstraram que estacas curtas perfuradas mecanicamente em solo

tropical atuam principalmente pelo atrito lateral, permitindo que a transferência de carga seja representada por uma única função analítica do tipo t-z.

### 2.5.3 Capacidade de carga de sapata

Para previsão da capacidade de carga para fundações superficiais alguns dos métodos que são usualmente empregados são os de Terzaghi (1943) e Décourt (1999, 2017). Décourt (1999, 2017) propôs a correlação entre tensão ( $q/q_r$ ) e recalques ( $s/B_{eq}$ ). Desta maneira, o autor sugere a equação (21), para determinar a tensão de projeto a ser adotada em sapatas, e a equação (23) para definir a carga máxima a ser aplicada no elemento de fundação.

$$\log\left(\frac{q}{q_r}\right) = C \cdot \left(1 + \log\left(\frac{s}{B_{eq}}\right)\right) \quad (21)$$

$$B_{eq} = \sqrt{A} \quad (22)$$

Em que:  $q$  é a tensão de projeto;  $q_r$  é a tensão de referência;  $s$  é o recalque da sapata;  $B_{eq}$  é o lado equivalente da sapata;  $A$  é a área da sapata.

Para determinar  $q_r$ , o autor sugeriu as correlações exibidas na Tabela 3.

Tabela 3 – Correlação para determinação de  $q_r$ .

| Solo                 | $q_r$ (kPa)                      |
|----------------------|----------------------------------|
| Areias               | $120 N_{SPT} \approx 120 N_{eq}$ |
| Solos intermediários | $100 N_{SPT} \approx 100 N_{eq}$ |
| Argilas saturadas    | $80 N_{SPT} \approx 80 N_{eq}$   |

Fonte: Décourt (1999).

Sendo que  $N_{eq}$  é o valor do torque dividido por um fator de 1,2.

$$P_k = B_{eq}^2 q \quad (23)$$

Em que:  $P_k$  é a carga máxima a ser aplicada

Por meio das equações (21) e (23) e adotando um recalque para fundação (s), se torna possível de obter a carga máxima a ser aplicada na fundação.

#### *2.5.4 Prova de carga estática (PCE)*

De acordo com Poulos (1989), a melhor maneira de se obter respostas da fundação, a ser executada na obra, é por meio de provas de carga no mesmo solo da obra.

As provas de carga estática são utilizadas como um método para avaliação do desempenho da fundação. Segundo a norma ABNT NBR 6122:2019 é obrigatória a execução de provas de carga estáticas de desempenho em obras que tiverem um número de estacas superior ao determinado pela norma indicada. De acordo com a norma Portuguesa eucocódigo 7 referente a projeto geotécnico, devem ser efetuados ensaios de carga de estacas nas seguintes situações:

- quando se utiliza um tipo de estaca ou um método de instalação em relação ao qual não exista experiência comparável;
- quando as estacas não tenham sido ensaiadas em condições comparáveis de solos e de carregamento;
- quando as estacas vão ser sujeitas a carregamentos para os quais a teoria e a experiência existentes não permitam efetuar o dimensionamento com suficiente confiança, neste caso, as condições descarregamento nos ensaios deve ser semelhantes às previstas para as estacas em serviço;
- quando, durante a instalação da estaca, sejam colhidos indícios de que o seu comportamento se desvia consideravelmente, e de um modo desfavorável, do comportamento esperado com base nos estudos de caracterização do local ou na experiência, e eventuais estudos adicionais de caracterização geotécnica não esclareçam a razão para a existência deste desvio.

Segundo a mesma norma os ensaios de carga podem ser utilizados para:

- avaliar a adequação do método construtivo;
- determinar a resposta ao carregamento de uma estaca representativa e do respectivo terreno circundante, tanto em termos de assentamento como de carga limite;
- permitir um juízo sobre o conjunto da fundação por estacas.

A capacidade de carga da estaca ou tubulão segundo a norma ABNT NBR 6122:2019 é considerada aquela em que resulte na ruptura nítida, o qual ocorre deformações incessantes sem que haja acréscimo de carga. No entanto pode ocorrer da estaca ou tubulão não apresentar ruptura nítida, neste caso deve-se fazer a extrapolação da curva carga recalque para assim determinar a carga de ruptura.

Um método usualmente empregado no Brasil para indicar a capacidade de carga em estacas é o critério proposto por Décourt (1993), em que resulta num recalque de 10 % do diâmetro nominal da estaca.

#### *2.5.5 Extrapolação da curva carga vs recalque*

Utilizou-se o método de Décourt (1996) para as extrapolações das curvas carga vs recalque. Também divulgado como método da rigidez, o qual a partir dos valores reais se faz a averiguação da carga de ruptura e estima a curva carga vs recalque. O autor representa a curva pela equação (24).

$$P = \frac{b}{p^{-1} - a} \quad (24)$$

Neste método, mesmo que a prova de carga seja interrompida sem que ocorra a ruptura nítida, pode-se traçar a curva carga vs recalque na sua totalidade com base nos resultados iniciais da prova de carga, que é levada até uma carga que o método da rigidez indique uma tendência que caracterize a ruptura, conseguindo, desta maneira, uma boa extrapolação da curva carga vs recalque.

#### *2.5.6 Tensão admissível do solo*

Após gerar a curva carga vs recalque ou tensão vs recalque, é possível determinar a tensão admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ) para um recalque admissível ou tolerável de acordo com as características da superestrutura. De acordo com Albuquerque e Garcia (2020), deve ser fixado pelo valor mais desfavorável dentre os seguintes critérios:

- Critério de ruptura:  $\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{rup}}{FS} (FS \geq 2);$
- Caso não ocorra ruptura:  $\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{FS} (FS \geq 2).$

Pode-se aplicar também o critério de obras da cidade de Boston, como relatado por Teixeira e Godoy (2016):

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

### 3 MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentadas as principais características geográficas, geológicas e geotécnicas do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Uberlândia. Além disso, são apresentados os detalhes referentes a preparação e execução das sapatas e estacas (isolada e do radier estaqueado isolado contendo uma estaca), provas de carga, instrumentação por extensômetros e modelagem numérica.

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

A área experimental destinada à realização desta pesquisa está situada em uma extensão de aproximadamente 100 m<sup>2</sup> aos fundos do Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Uberlândia, conforme Figura 25. Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos neste campo experimental, visando caracterizar o comportamento de fundações rasas, profundas e mistas com intuito de fornecer parâmetros adequados ao desenvolvimento de projeto estáveis e seguros.

Figura 25 - Localização do campo experimental da faculdade de engenharia civil.

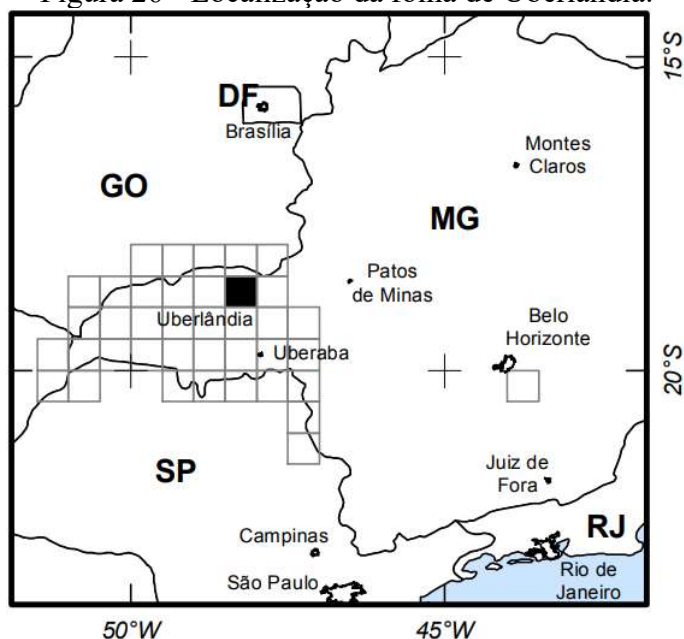


Fonte: Google Earth (2021).

De acordo com o mapa geográfico do Brasil, a região de Uberlândia se insere na mesorregião do Triângulo Mineiro, no Estado de Minas Gerais, demonstrado na Figura 26, tendo como municípios limítrofes: Corumbáiba, Goiandira, Catalão, Estrela do Sul, Nova Ponte,

Miraporanga, Prata e Tupaciguara. A área está inserida na bacia hidrográfica do Rio Paranaíba, afluente do Rio Paraná. Os principais cursos d'água que drenam a região são os rios Araguari, Uberabinha e das Pedras, que correm no sentido de sudeste para noroeste na parte central da área, Ribeirão Babilônia na porção sudoeste, Ribeirões Piçarrão, Jordão e Pirapitinga na porção nordeste e Ribeirão das Araras na porção norte. A distância entre a cidade de Uberlândia e a capital de seu estado, Belo Horizonte, é de 559 Km, já para a capital federal, Brasília, é de 423 Km.

Figura 26 - Localização da folha de Uberlândia.



Fonte: Adaptado de CODEMIG/IGC-CPMTC-UREIG (2017).

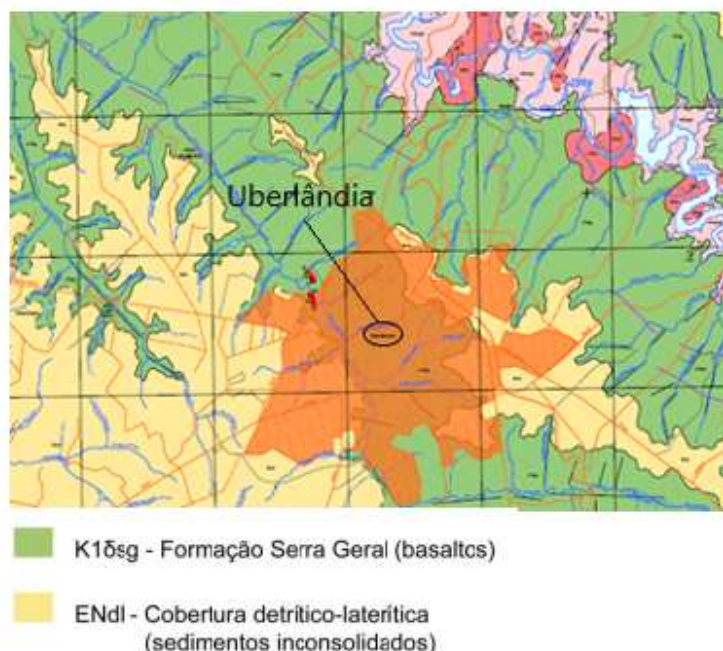
### 3.2 GEOLOGIA LOCAL

O Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV-UFU) encontra-se situada na região central da área urbanizada da cidade de Uberlândia. De acordo com o mapeamento geológico realizado pelo Projeto Triângulo Mineiro, em 2017, desenvolvido pela CODEMIG em parceria com o Instituto de Geociências da UREIG, a região de Uberlândia encontra-se localizada no Grupo São Bento, pertencente à formação Serra Geral (K1δsg). Neste local, a geologia é formada basicamente por basaltos maciços e amigdaloides, de coloração preta a cinza escura, apresentando disjunção colunar, disjunção esferoidal e textura predominantemente afanítica, por vezes fanerítica fina

ou microporfírica. Localmente, encontram-se veios de calcedônia e vênulas de quartzo. E as amígdalas são preenchidas por celadonita, um argilomineral de cor verde, conforme Figura 27.

O contato inferior com o Grupo Araxá é do tipo basal discordante (não-conformidade). Sua espessura máxima pode chegar até cerca de 240 metros (PACHECO et al., 2018). Ainda de acordo com esses autores, em regiões mais afastadas da região central, porém dentro dos limites da área urbanizada de Uberlândia (ENdI), têm-se coberturas detrítico-lateríticas que são sedimentos inconsolidados de granulometria cascalho, areia e silte, de coloração avermelhada e/ou alaranjada. Em sua maioria, correspondem a sedimentos incoesos de origem coluvionar e natureza clástico-terrágena, sendo comuns os colúvios formados por clastos angulosos, sem orientação e mal classificados, unidos por cimento ferruginoso. As lateritas, por vezes, encontram-se retrabalhadas, com horizontes e lentes de cascalho com seixos a blocos de laterita e quartzo em meio aos sedimentos predominantemente areno-siltosos. Formam-se também cascalheiras inconsolidadas ricas em clastos de quartzo leitoso de veio e, localmente, com clastos de arenito. Ressalta-se que a espessura das coberturas coluvionares varia bastante, atingindo cerca de 86 metros no máximo.

Figura 27 - Característica geológica da região de Uberlândia.



Fonte: Adaptado de CODEMIG/IGC-CPMTC-UREIG (2017).

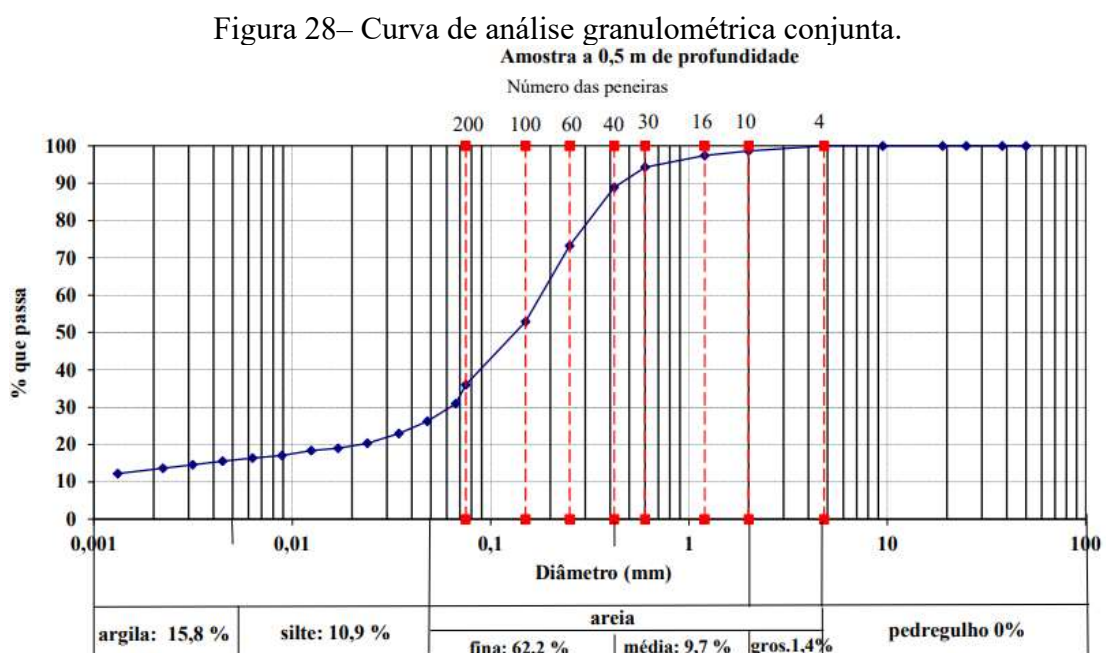
De acordo com sondagem realizada no CEMSF, o subsolo local é composto predominantemente por argila arenosa, e em algumas regiões, seguida por silte argiloso. Entretanto, em alguns locais, próximos a Avenida Rondon Pacheco, têm-se constado a presença de rocha em profundidades que variam de 5 a 7m.

### 3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Para a caracterização física do solo do CEMSF, foram utilizados os resultados obtidos por Oliveira (2022). Além disso foram realizados ensaios complementares conforme especificados abaixo:

- ensaio de análise granulométrica conjunta conforme a norma ABNT NBR 7181:2016;
- massa específica dos grãos de acordo com a norma ABNT NBR 6458:2016;
- umidade do solo de acordo com a norma ABNT NBR 6457:2016.

De acordo com a curva granulométrica, Figura 28, a amostra de solo do campo experimental é classificada como areia argilo-siltosa, com teores de 62,2 % de areia fina, 15,8 % de argila, 10,9 % de silte, 9,7 % de areia média e 1,4 % de areia grossa. Sendo que a preparação da amostra para o ensaio foi realizada com uso de defloculante.

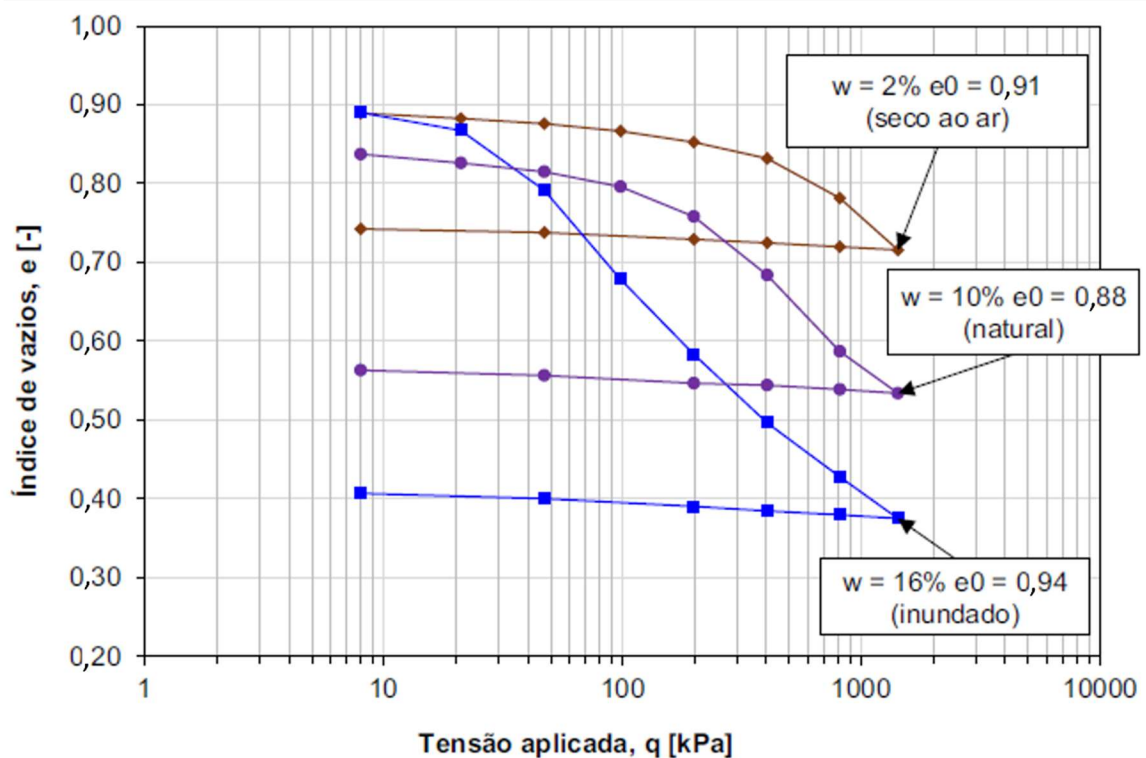


Fonte: O autor (2023).

A amostra de solo foi retirada a uma profundidade de 0,5 metro, a mesma cota de assentamento do radier estaqueado isolado. A massa específica dos sólidos da amostra do campo experimental é de 2,75 g/cm<sup>3</sup> e umidade *in situ* de 9,41 %.

Para a caracterização mecânica do solo, Oliveira (2022) realizou em laboratório o ensaio edométrico conforme a norma ABNT NBR 16853:2020 do tipo duplo, obtendo informações sobre a compressibilidade do solo superficial e seu comportamento na umidade *in situ* e inundado. Dessa forma, o autor preparou corpos de prova para ensaiar sob três condições distintas de teor de umidade ( $u_w$ ): 2 % (solo natural quando seco ao ar); 7 % (solo natural abaixo da superfície) e 16 % (solo inundado), conforme apresentado na Figura 29.

Figura 29– Resultados do ensaio edométrico duplo para o solo superficial do campo experimental.



Fonte: Oliveira (2022).

Os parâmetros obtidos por Oliveira (2022), incluíram valores de  $\lambda$  ( $\lambda$ ),  $\kappa$  ( $\kappa$ ), módulo edométrico ( $E_{oed}$ ) e tensão de pré-consolidação ( $\sigma_p$ ), conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo.

| Série de ensaio edométrico | $w$<br>(-) | $e_0$<br>(-) | $\sigma_p$<br>(kPa) | $\lambda$<br>(-) | $\kappa$<br>(-) | $E_{oed}^a$<br>(MPa) |
|----------------------------|------------|--------------|---------------------|------------------|-----------------|----------------------|
| 1 - seco ao ar             | 2%         | 0,91         | 530                 | 0,092            | 0,009           | 1,8 - 17,0           |
| 2 - natural                | 7%         | 0,88         | 220                 | 0,105            | 0,016           | 1,2 - 5,0            |
| 3 - inundado               | 16%        | 0,94         | 32                  | 0,144            | 0,023           | 0,2 - 1,8            |

<sup>a</sup>Módulos edométricos calculados para índices de vazios entre 0,85 e 0,65

Fonte: Oliveira (2022).

Através da pesquisa de Oliveira (2022), realizada no CEMSF da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, constatou-se que o solo local é de elevada porosidade, sucção e rigidez que em suas condições naturais, quando umedecidos, pode levar a ocorrência do fenômeno conhecido como colapso que consiste na ocorrência de recalques excessivos e imediatos, sob carregamento, de maneira geral devido à redução brusca do índice de vazios, geralmente ocasionado pelo aumento do teor de umidade.

### 3.4 ENSAIOS DE CAMPO

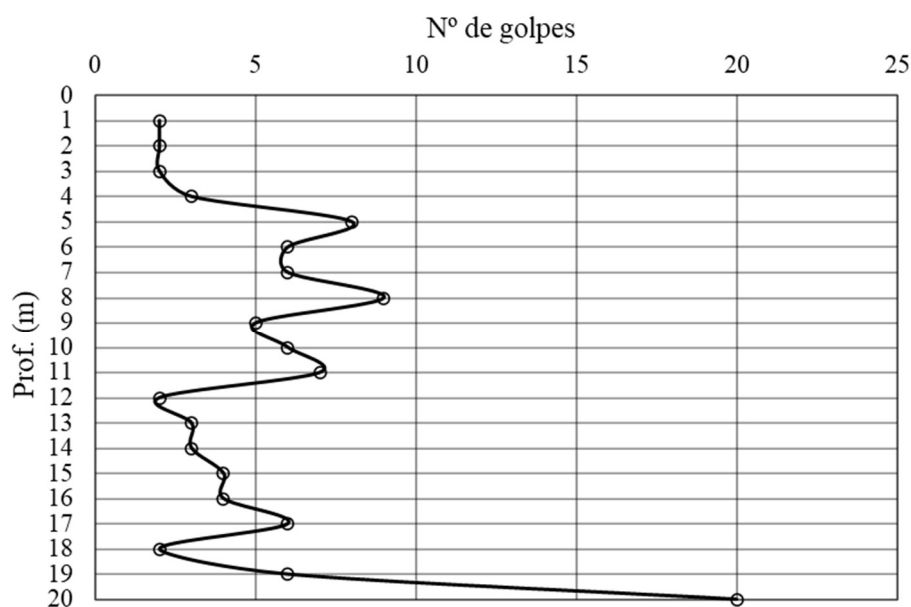
#### 3.4.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

A fim de se obter o perfil geotécnico do solo do campo experimental, foi realizado uma sondagem de simples reconhecimento com SPT, seguindo as prescrições da ABNT NBR 6484:2020. É a técnica de investigação geotécnica mais popular, devido ao baixo custo e à simplicidade do equipamento, além de possibilitar em uma única operação: a retirada de amostras; a determinação do nível de água além da medida de resistência à penetração, que pode ser correlacionado com métodos semiempíricos permitindo a determinação direta e indireta de diversos parâmetros do solo.

O ensaio é realizado com a cravação dinâmica de um amostrador padrão no solo pelo impacto de um martelo cuja massa é de 65 kg, caindo em queda livre de 75 cm de altura sobre uma cabeça de bater localizada na parte superior do hasteamento. A execução do ensaio se deu no mesmo período da execução das estacas de reação utilizadas na prova de carga, no dia 27 de

agosto de 2020. No Gráfico 1 e no Quadro 2, são apresentados os resultados dos SPT's obtidos na sondagem de simples reconhecimento com SPT realizada no CEMSF da UFU.

Gráfico 1 – Valores de  $N_{SPT}$  em profundidade.



Quadro 2 —  
Resultado SPT

| Resultados do ensaio SPT |       |
|--------------------------|-------|
| Prof. (m)                | SPT 1 |
| 1                        | 2     |
| 2                        | 2     |
| 3                        | 2     |
| 4                        | 3     |
| 5                        | 8     |
| 6                        | 6     |
| 7                        | 6     |
| 8                        | 9     |
| 9                        | 5     |
| 10                       | 6     |
| 11                       | 7     |
| 12                       | 2     |
| 13                       | 3     |
| 14                       | 3     |
| 15                       | 4     |
| 16                       | 4     |
| 17                       | 6     |
| 18                       | 2     |
| 19                       | 6     |
| 20                       | 20    |

Fonte: O autor (2023).

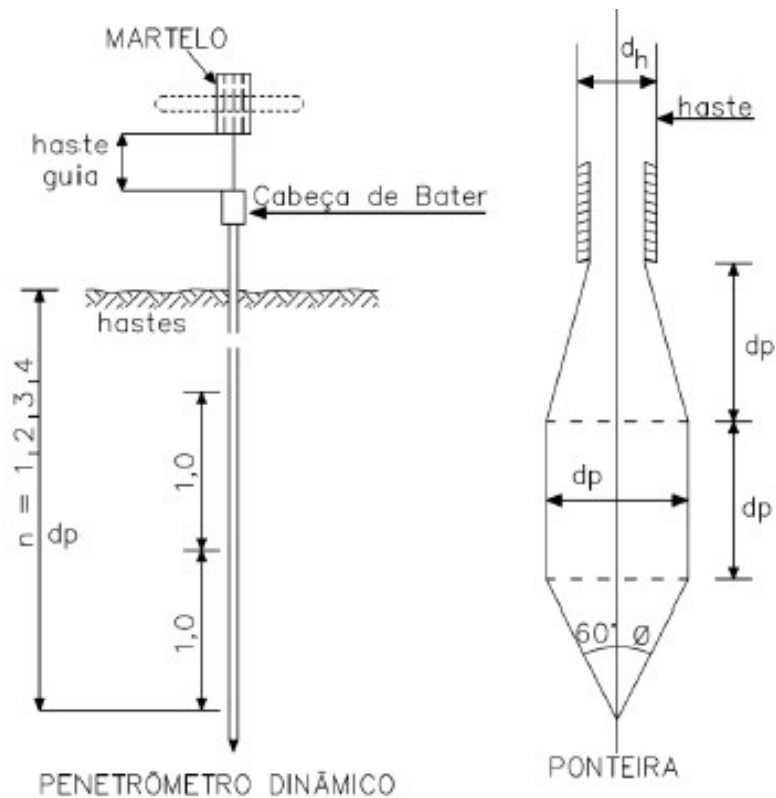
### 3.4.2 Ensaio com penetrômetro dinâmico leve (DPL)

Assim como no SPT, o DPL é um ensaio manual que consiste em obter o perfil geotécnico do solo com a variação de sua resistência. Pelo fato de ser medido em trechos a cada 20 cm e continuamente, torna-se bastante sensível a pequenas variações de rigidez do solo. Este ensaio é normatizado pela DIN 4094-1:1964.

O DPL tem como características: baixo custo operacional e do equipamento, dimensões reduzidas visto que quando desmontado suas peças chegam a tamanhos inferiores a 1 metro e massa total do equipamento de 0,8 kN. Assim, tais características torna o equipamento versátil, podendo ser operado por duas pessoas e transportado por veículos leves. O equipamento compõe-se de um conjunto de hastes metálicas rosqueáveis, cuja extremidade tem uma ponteira de aço de diâmetro superior aos das hastes, como pode ser demonstrado na Figura 30. De acordo com Ávila e Conciani (2006), esse ensaio tem se tornado uma solução para utilização em

projetos de fundações de edificações de pequeno porte e utilização em regiões de difícil acesso que restringe o uso do SPT como, por exemplo, em obras extensas, como linhas de transmissão, o qual existe uma dificuldade de deslocamento de equipes e equipamentos.

Figura 30– Equipamento DPL e detalhe da ponteira.

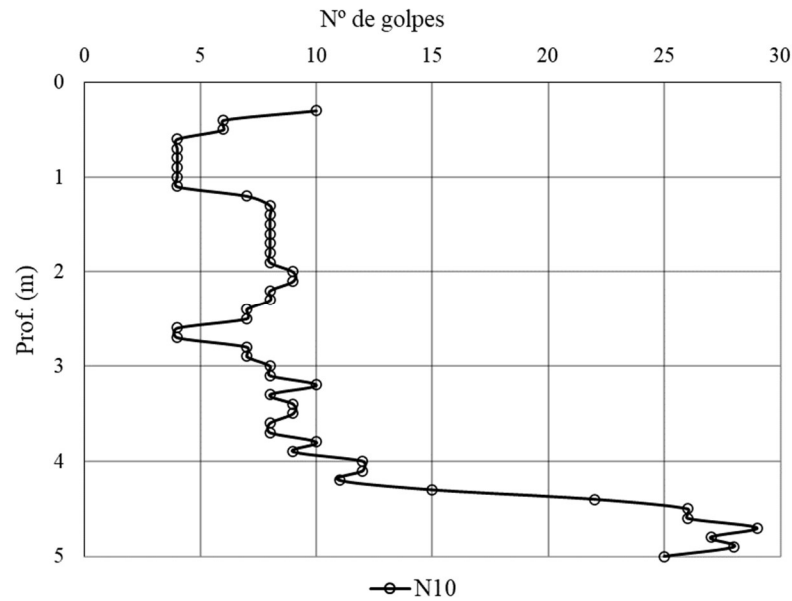


Fonte: Castello et al. (2001).

A sondagem é feita cravando-se no solo o conjunto (ponteira + hastes), sob o impacto da queda livre de um peso de 10 kg de uma altura de 0,50 m. Registra-se o número de golpes necessários para a cravação de 0,20 m, sem interrupções. Deste modo, é possível obter uma maior quantidade de pontos da resistência do solo quando comparado com o ensaio de simples reconhecimento (SPT).

No Gráfico 2 e no Quadro 3, são apresentados os resultados do ensaio executado no CEMSF da Universidade Federal de Uberlândia.

Gráfico 2 – Resultado do ensaio DPL.



Fonte: O autor (2023).

Quadro 3 – Número de golpes do ensaio DPL.

| Resultados do ensaio DPL (N10) |     |           |     |           |     |           |     |
|--------------------------------|-----|-----------|-----|-----------|-----|-----------|-----|
| Prof. (m)                      | N10 | Prof. (m) | N10 | Prof. (m) | N10 | Prof. (m) | N10 |
| 0,3                            | 10  | 1,8       | 8   | 3,3       | 8   | 4,8       | 27  |
| 0,4                            | 6   | 1,9       | 8   | 3,4       | 9   | 4,9       | 28  |
| 0,5                            | 6   | 2         | 9   | 3,5       | 9   | 5         | 25  |
| 0,6                            | 4   | 2,1       | 9   | 3,6       | 8   | 5,1       | 20  |
| 0,7                            | 4   | 2,2       | 8   | 3,7       | 8   | 5,2       | 18  |
| 0,8                            | 4   | 2,3       | 8   | 3,8       | 10  | 5,3       | 18  |
| 0,9                            | 4   | 2,4       | 7   | 3,9       | 9   | 5,4       | 15  |
| 1                              | 4   | 2,5       | 7   | 4         | 12  | 5,5       | 15  |
| 1,1                            | 4   | 2,6       | 4   | 4,1       | 12  | 5,6       | 15  |
| 1,2                            | 7   | 2,7       | 4   | 4,2       | 11  | 5,7       | 15  |
| 1,3                            | 8   | 2,8       | 7   | 4,3       | 15  | 5,8       | 13  |
| 1,4                            | 8   | 2,9       | 7   | 4,4       | 22  | 5,9       | 13  |
| 1,5                            | 8   | 3         | 8   | 4,5       | 26  |           |     |
| 1,6                            | 8   | 3,1       | 8   | 4,6       | 26  |           |     |
| 1,7                            | 8   | 3,2       | 10  | 4,7       | 29  |           |     |

Fonte: O autor (2023).

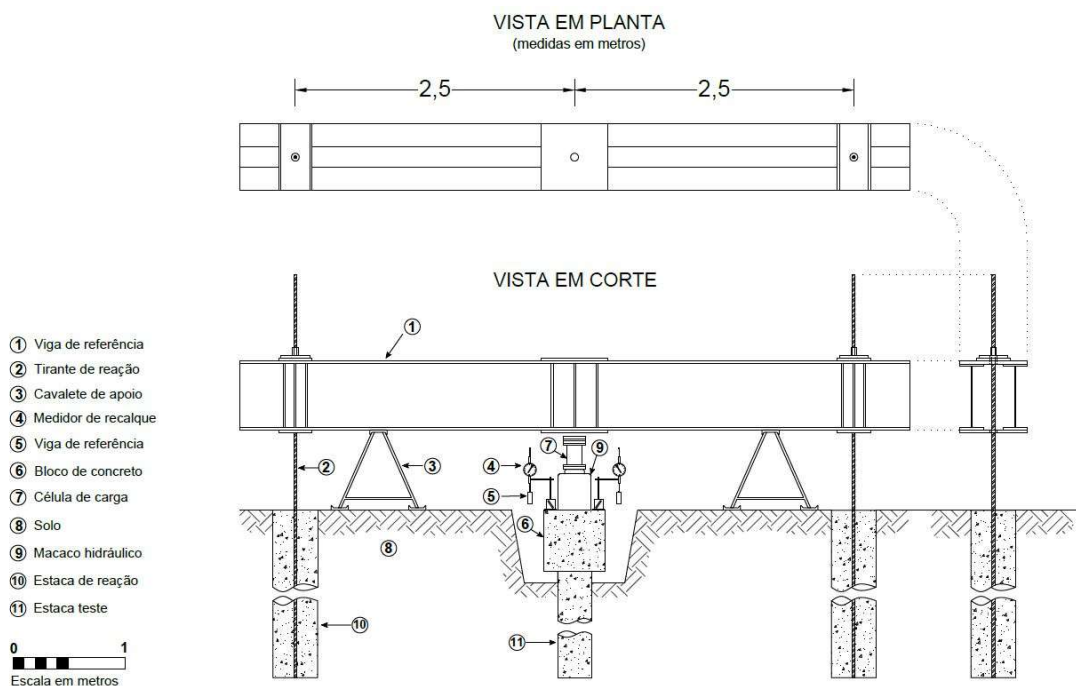
Analisando os resultados dos ensaios, de acordo com os Gráfico 1 e Gráfico 2, nota-se que há uma boa concordância das profundidades dos ensaios com a variação do número de golpes. Ambos os ensaios demonstram que o solo apresenta uma baixa resistência até a profundidade de 4 metros, e que a partir desta, há um ganho expressivo tanto no  $N_{SPT}$  como no  $N_{10}$ . A partir deste intervalo de profundidade (4 a 5 m), o qual, foi detectado maior resistência do solo, está inserida as pontas das estacas testes desta pesquisa.

### 3.4.3 Provas de carga estática

As partes integrantes necessárias à realização de provas de carga podem ser verificadas na Figura 31. Nota-se que, para os ensaios das fundações testes, foram utilizadas duas estacas de reação com 0,40 m de diâmetro e 8 m de comprimento, onde os tirantes de ancoragem são mono barra modelo INCO 28D, diâmetro efetivo é de 32,6 mm com capacidade para 680 kN (carga limite de utilização). Este foi inserido e posicionado axialmente em toda a extensão das estacas de reação.

A viga de reação é uma estrutura de aço rígida formada pela união de dois perfis “I” (W610x101). A seção transversal resultante dessa união possui 0,60 m de largura, 0,65 m de altura e 6,1 m de comprimento, sendo que sua estabilidade estrutural está aumentada pelo uso de oito enrijecedores de alma ao longo do comprimento e seis chapas de ligação dos perfis para enrijecimento das mesas. Sua massa está estimada em 1800 kg, o qual permite ser facilmente transportado e movimentado por um caminhão Munck. Já a célula de carga e o macaco hidráulico empregado possuem capacidade de carga para ensaios de até 1500 kN como mostra a Figura 31. Fotos reais da realização da prova de carga podem ser encontradas no apêndice A.

Figura 31– Sistema de prova de carga à compressão com estacas e tirantes de reação.



Fonte: Garcia (2021).

Foram instalados um sistema de reação montado de tal forma que cada estaca teste utilize somente duas estacas para sua reação durante a realização da prova de carga. As estacas de reação e estacas teste foram posicionadas em um mesmo alinhamento, opostas em relação a esta e equidistantes da mesma de 2,5 m.

As estacas de reação são do tipo escavado a trado com diâmetro e comprimento adequados para resistir aos esforços de tração e são atirantadas por toda sua extensão com tirantes (Incotep) previamente dimensionados para resistir aos esforços. Cada estaca de reação foi tomada para os cálculos geotécnicos de capacidade, sendo que o cálculo da capacidade de carga foi realizado por meio de fórmulas empíricas correlacionadas com  $N_{SPT}$  do ensaio de simples reconhecimento do solo.

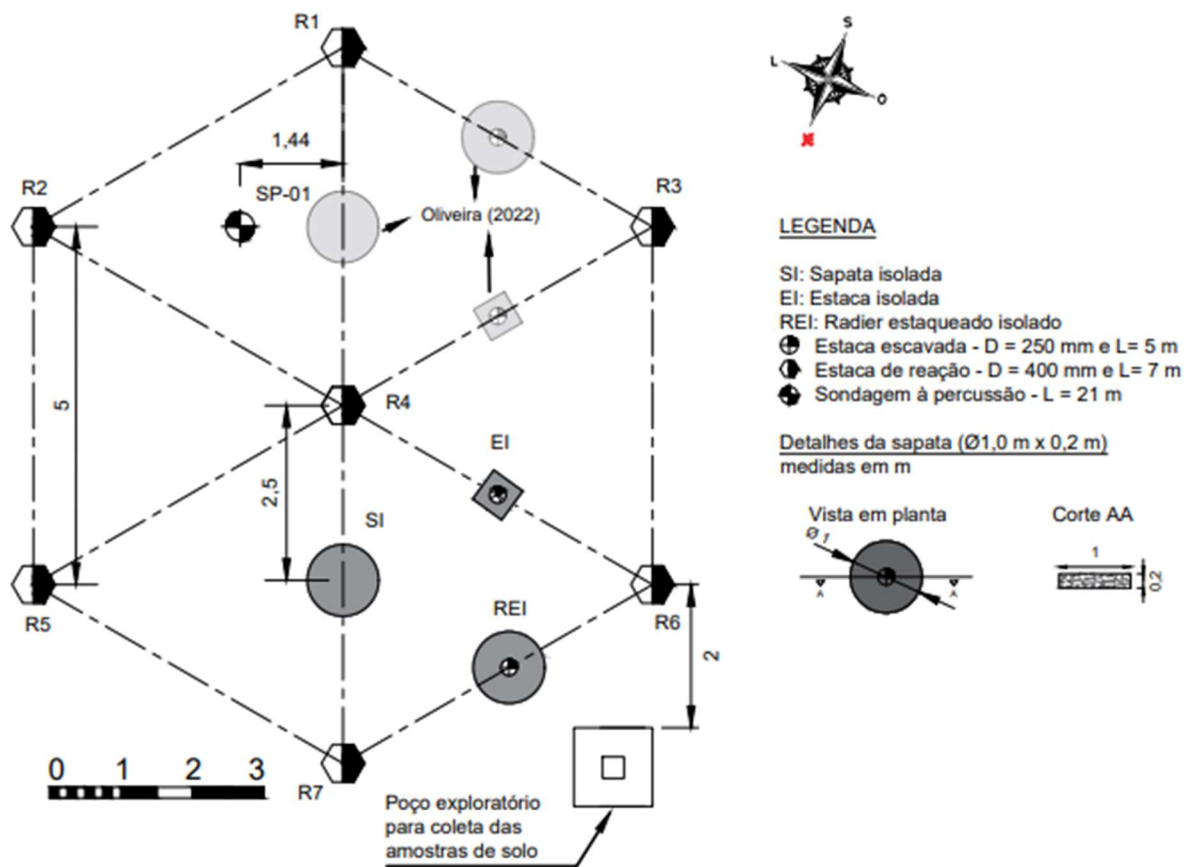
### 3.5 FUNDAÇÕES TESTES

A disposição das fundações testes foram realizadas de forma que uma mesma estaca de reação (R4) possa atender na execução até seis provas de carga. De acordo com a norma ABNT NBR 16903:2020, a distância mínima entre o sistema de reação à estaca-teste deve ser de três vezes o diâmetro equivalente da estaca-teste e no mínimo 1,5 m. Portanto, como a estaca de reação possui 0,40 m de diâmetro, e a maior distância entre a estaca-teste e à estaca de reação para a execução da PCE é de 2,5 m, a distância mínima, deste modo, atende a norma. A carga foi aplicada nas fundações testes através de um cilindro hidráulico com diâmetro de 248 mm.

Os ensaios laboratoriais, executados por Oliveira (2022), foram realizados a partir da coleta de amostras de solo, deformadas até a profundidade de 7 m, e indeformadas através da escavação de um poço exploratório em profundidade de 1 m. Assim sendo, o que permitiu a realização dos ensaios de caracterização física e mecânica do solo.

Apresentam-se na Figura 32, os pontos nos quais foram realizados os ensaios de campo desta pesquisa e também a de Oliveira (2022), o poço de coleta de amostras deformadas e indeformadas em relação aos locais determinados para a realização das fundações testes e estacas de reação.

Figura 32 – Layout das fundações testes experimentais.

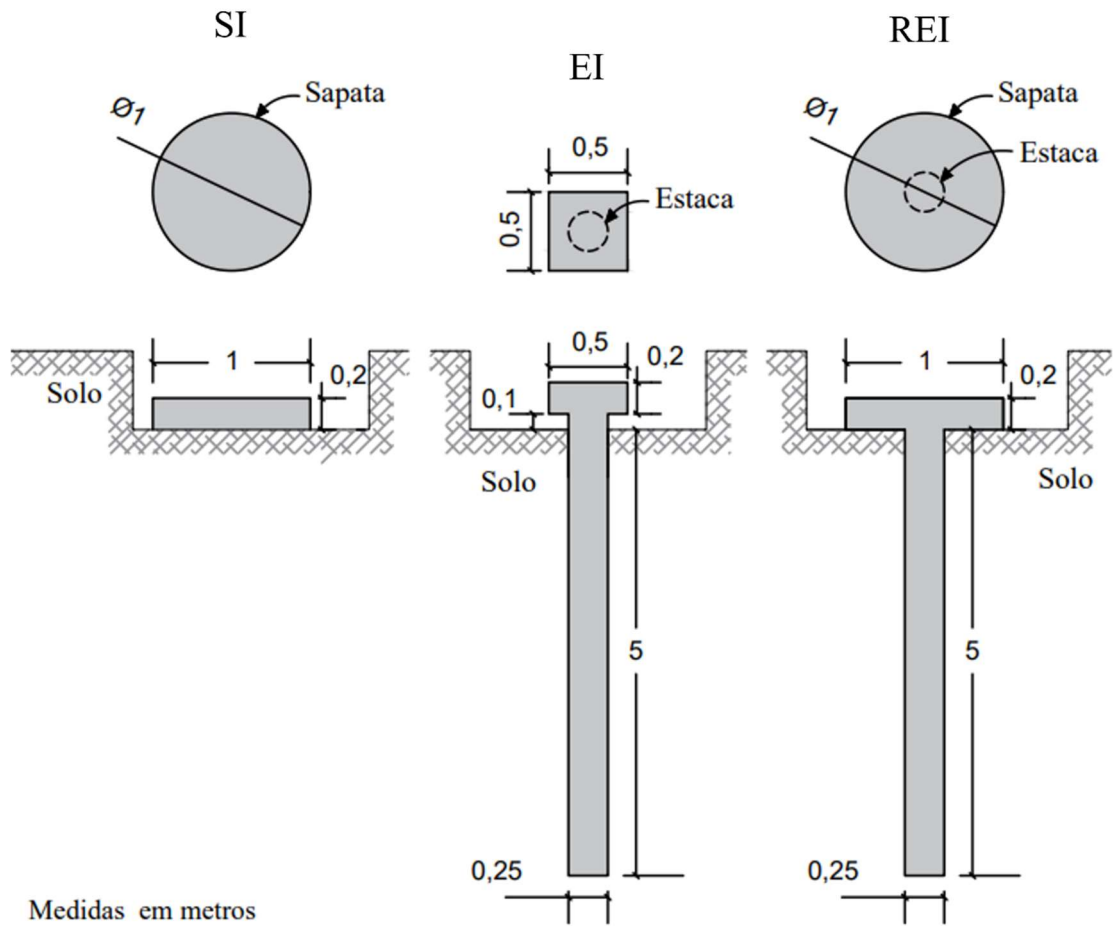


Fonte: O autor (2023).

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 possui 1 m de diâmetro e 0,20 de altura. Já a estaca isolada (EI) possui um bloco de coroamento com dimensões de 0,40 m x 0,40 m x 0,20 m (largura x comprimento x altura), o qual o contato com o terreno foi suprimido, ou seja, procedeu-se a escavação do solo sob o bloco estaqueado depois deste totalmente executado, conforme Figura 33 e Figura 34.

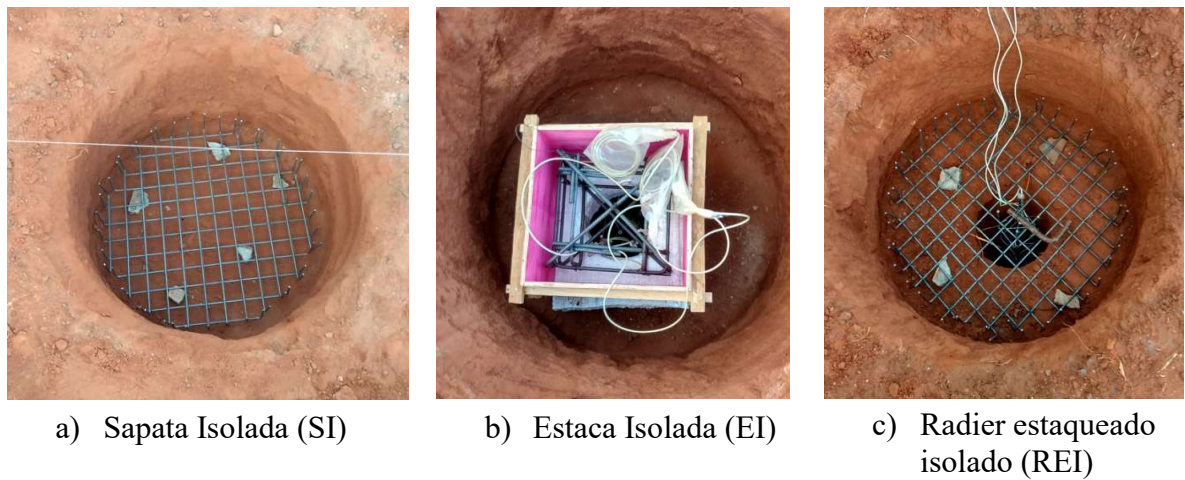
Inteira-se que as cotas de assentamento das sapatas e estacas foram na profundidade de 0,5 m, evitando assim, a camada superficial do solo que possui coesão aparente devido ao efeito da sucção e ao intemperismo físico e químico do solo que poderia influenciar de forma significativamente o comportamento das fundações testes, podendo levar dessa maneira em um aumento na capacidade de carga prejudicando dessa forma os resultados da pesquisa.

Figura 33 – Vista em corte das fundações teste experimentais.



Fonte: O autor (2023).

Figura 34 – Detalhes das fundações testes antes da concretagem.

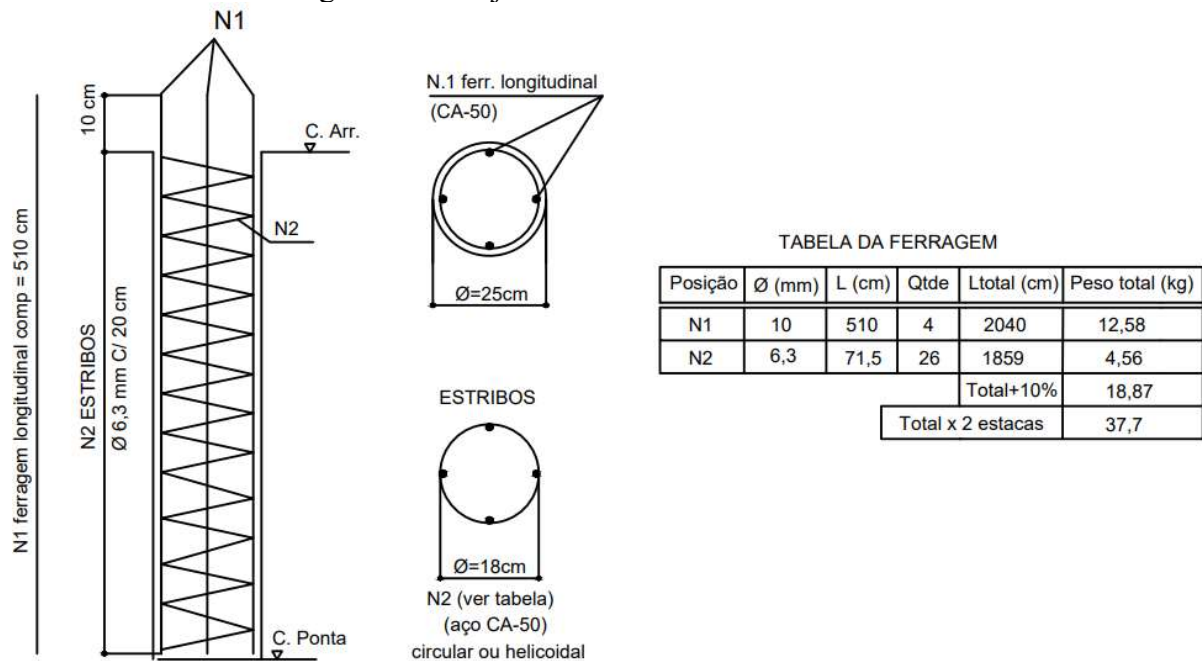


Fonte: O autor (2023).

### 3.6 ARMADURA E INSTRUMENTAÇÃO DAS FUNDAÇÕES TESTE

As estacas testes da EI e do REI foram armadas por toda sua extensão com barras de aço CA50, possibilitando a fixação das barras instrumentadas ao longo da estaca, conforme Figura 35.

Figura 35 – Projeto da armadura das estacas teste.



Fonte: O autor (2023).

A sapata e as estacas foram dimensionadas seguindo as prescrições normativas da ABNT NBR 6122:2019 e ABNT 6118:2014, em que para serem consideradas rígidas devem atender ao critério apresentado na equação 25. Desta forma, a distribuição das tensões normais no contato sapata-solo ocorre de forma plana.

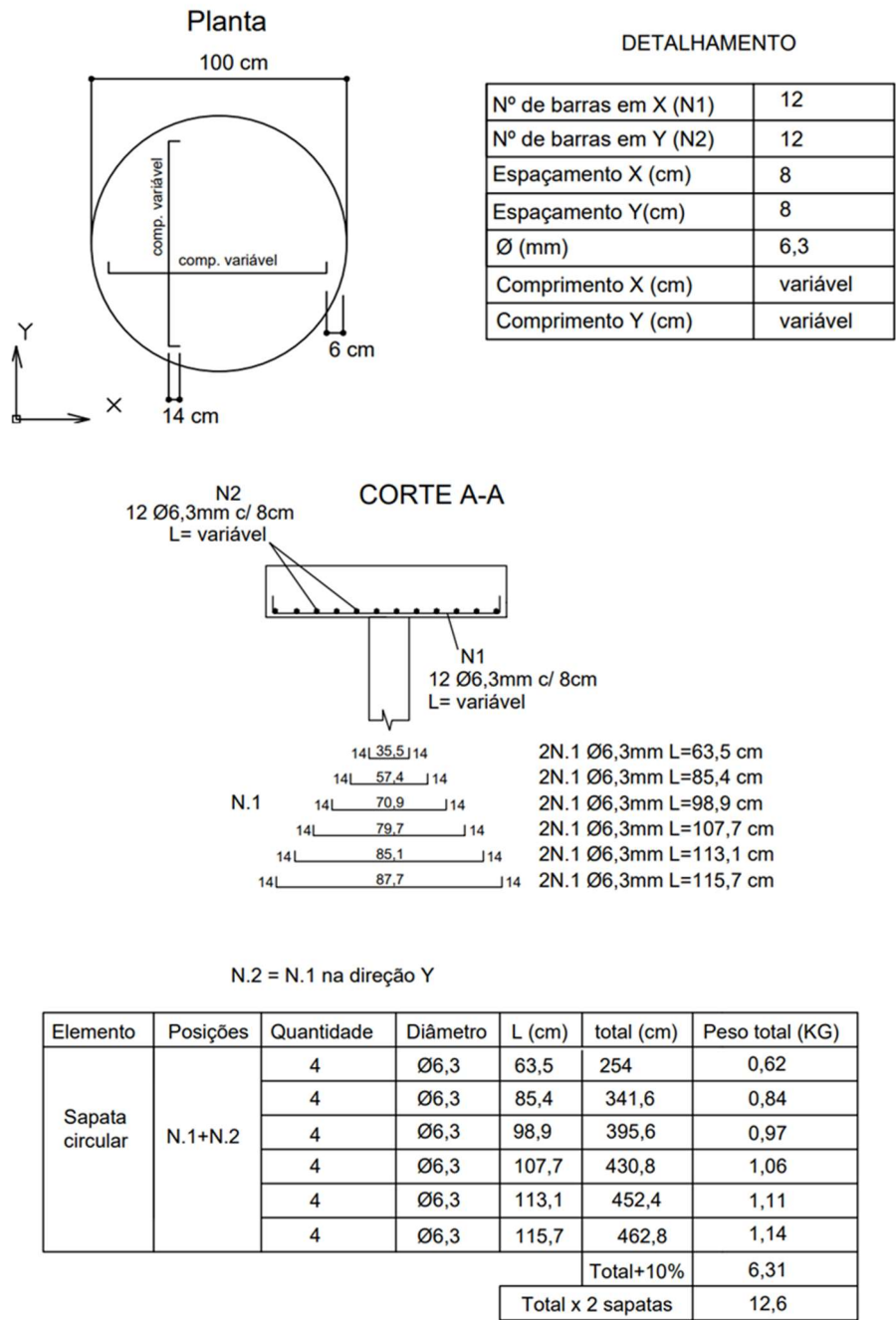
$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (25)$$

Em que: “h” é a altura da sapata; “a” é a maior dimensão da sapata; “a<sub>p</sub>” é a maior dimensão do pilar.

Para o cálculo da armadura, utilizou-se da verificação da aplicabilidade do "Método das Bielas", em que considera que a carga é transferida do pilar para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimido, que induzem tensões de tração na base da sapata, as quais devem ser resistidas por armadura. A força de tração na base da sapata na direção x (TX) é de

aproximadamente 110 kN, sendo igual a força de tração na base da sapata na direção y (TY), desta maneira a área de aço na direção X (Asx) é igual a 3,62 cm<sup>2</sup> como TX é igual a TY a área de aço em y (Asy) é a mesma de Asx. Assim, calculou-se o número de barras em X e Y demonstrada na Figura 36.

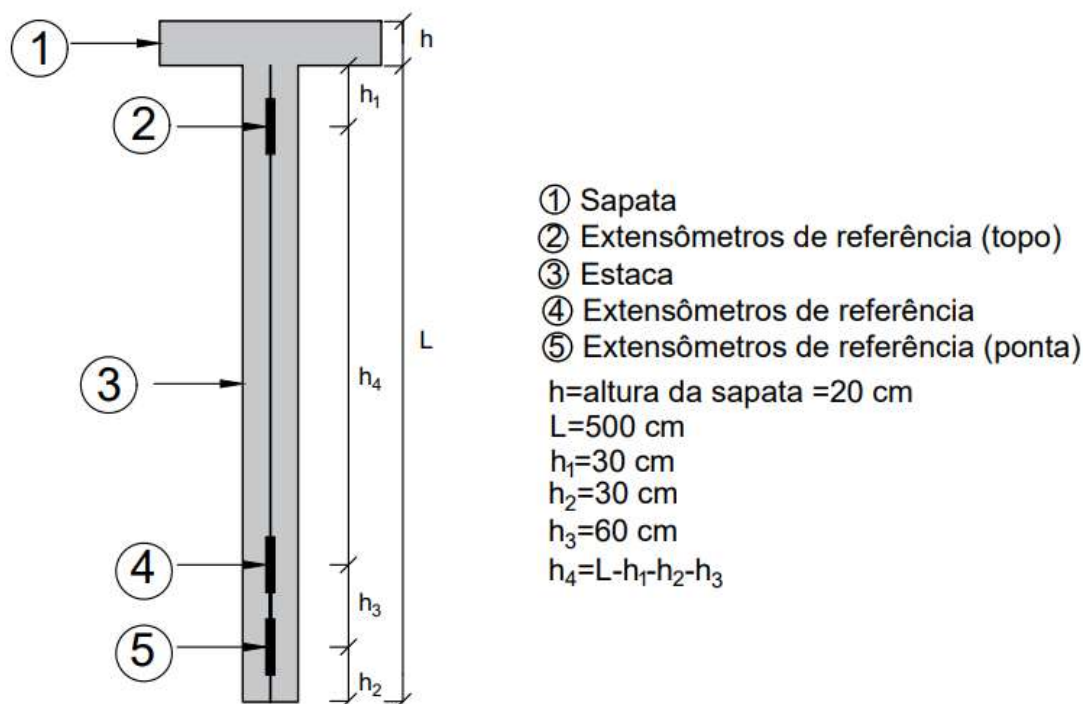
Figura 36 – Projeto da armadura da sapata teste.



Fonte: O autor (2023).

Com finalidade de obter a parcela de carregamento que é transferida à ponta e ao topo das estacas (EI e do REI) durante o ensaio de prova de carga, foram instaladas barras de aço do tipo CA-50, com 12,5 mm de diâmetro e 0,50 m de comprimento instrumentadas com extensômetros de resistência. Essas barras foram previamente aferidas e calibradas antes de sua fixação no eixo das armaduras das estacas. As barras de aço instrumentadas foram instaladas no topo, centro e na ponta como mostra a Figura 37.

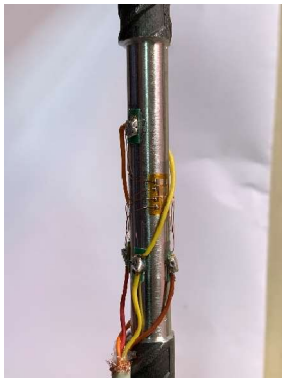
Figura 37 – Posicionamento da instrumentação das fundações teste.



Fonte: O autor (2023).

Os extensômetros elétricos de resistência (“strain-gages”) utilizados nesta dissertação são do modelo roseta dupla a 90° (PA-06-060TG-350-L) da fabricante Excel Sensores. Este extensômetro possui fator de sensibilidade (K) igual a 2,11. O circuito é em ponte completa, sendo que esse sistema anula os efeitos da temperatura e das deformações oriundas da flexão, obtendo apenas as deformações vindas dos esforços axiais normais a seção. Os extensômetros elétricos após sua fixação na barra de aço foram colocados dentro de tubos de PVC servindo, assim, de 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 38.

Figura 38 – Execução das barras instrumentadas.



a) Ligações completas



b) Proteção realizada



c) Barra instrumentada fixada na armação da estaca

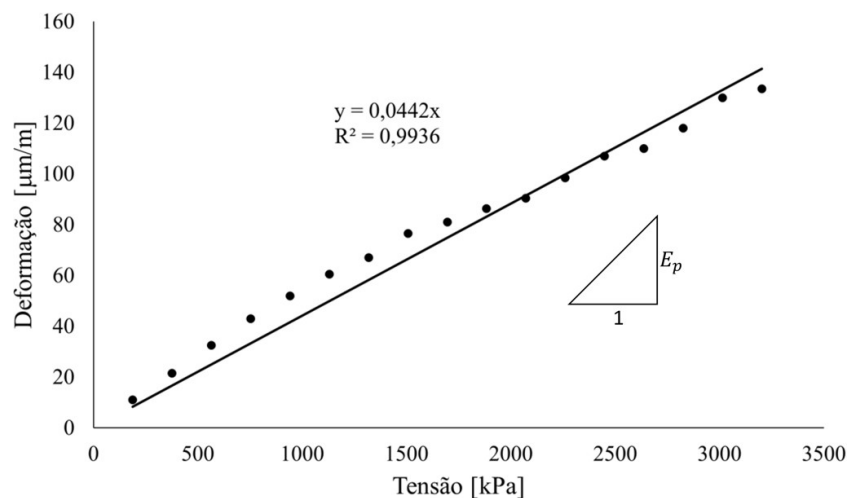
Fonte: O autor (2023).

### 3.6.1 Módulo de Elasticidade da estaca

A seção da estaca é formada por materiais de propriedades mecânicas desiguais (aço e concreto), a incógnita fica em relação ao módulo Elasticidade do concreto, uma vez que o aço possui esse dado fornecido pelo fabricante, que é entorno de 210 GPa. Por meio da leitura da instrumentação, durante o carregamento, e por meio da lei de Hooke, demonstrada na equação (26), é possível aferir diretamente o valor do módulo da seção da estaca ( $E_p$ ), traçando uma reta de regressão linear demonstrada na Figura 39

$$\sigma = E_p \cdot \varepsilon \quad (26)$$

Figura 39 - Gráfico tensão vs deformação obtida pela instrumentação da estaca teste.



• Leitura via extensômetros — Reta ajustada

Fonte: O autor (2023).

Para tanto, é necessário que a instrumentação esteja posicionada, preferencialmente, numa seção da estaca que não seja afetada pelas forças devidas ao atrito lateral da estaca com o solo. Assim, a instrumentação do topo foi a utilizada para estimar o módulo Elasticidade da estaca. A partir dessa relação tensão e deformação atuante (Figura 39), obteve-se o módulo Elasticidade da estaca, sendo este de 22,62 GPa. A partir da análise do valor do módulo de Elasticidade, é possível concluir que o comportamento seja mais bem representado por uma relação dependente da tensão aplicada. Obtido o módulo Elasticidade da estaca, foi possível determinar a carga nos pontos em que foram instalados os “strain-gages”, possibilitando, desta maneira, determinar a resistência por atrito lateral e transferência de carga das estacas ( $EI$  e  $E_{REI}$ ), além da carga axial absorvida pelos elementos (radier e estaca) do REI.

## 4 MODELAGEM NÚMERICA

O método dos elementos finitos é capaz de levar em consideração o efeito dos fatores de interação, como estaca-estaca, estaca-radier, radier-solo e interações estaca-solo, no processo de análise (OMENAM, 2012).

Deste modo, o método de elementos finitos foi escolhido para esta pesquisa, o qual foram feitas simulações numéricas com uso do software numérico da Rocscience RS2 aplicado em um problema axissimétrico. A análise é feita a partir de uma seção plana que é rotacionada em 360 graus, resultando em um elemento volumétrico.

O RS2 é um software de elementos finitos 2D para aplicações em solo e rocha que pode ser usado em uma ampla gama de projetos de engenharia, incluindo projetos de escavação, estabilidade de taludes, infiltração de águas subterrâneas, e análises probabilística e dinâmica. Existem dois tipos gerais de modelos que podem ser criados e analisados no RS2: a deformação plana e a análise axissimétrica (ROCSCIENCE, 2019).

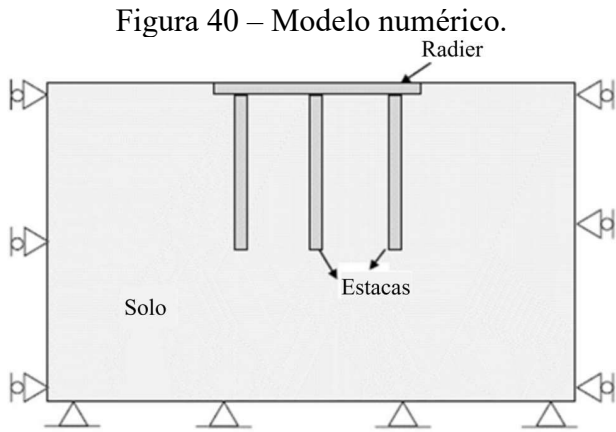
O software conta com modelos constitutivos pré-implementados para lidar com problemas geotécnico. Também é composto por três programas dedicados a cada fase da simulação numérica: Modeler (pré-processamento), Compute (processamento) e Interpret (pós-processamento).

Os parâmetros iniciais de resistência (ângulo de atrito e coesão) e deformabilidade (modulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e índices de compressão e recompressão) do solo foram obtidos por Oliveira (2022). Em seguida, tais parâmetros foram inseridos no software buscando reproduzir o comportamento das fundações testes no solo estudado.

### 4.1 DEFINIÇÃO DO SEMIESPAÇO DO MODELO NUMÉRICO

As dimensões do modelo numérico foram definidas para que as condições de contorno nas extremidades dos problemas serem consideradas como indeslocáveis ou com deslocamentos mínimos, não interferindo desta maneira nos resultados das análises.

De acordo com Brinkgreve (2002), os limites do modelo devem ser estabelecidos com distâncias suficientes, para que a influência das deformações no limite do contorno sobre a fundação seja reduzida. O autor salienta que os nós para ambas as extremidades laterais do modelo necessitam ser fixados contra os deslocamentos horizontais ( $\delta x=0$ ), ficando livres para movimentar na vertical. Simultaneamente, no limite inferior os nós do modelo são fixados contra os dois movimentos, tanto vertical quanto horizontal ( $\delta x= \delta y=0$ ), já o limite superior é livre para movimentação em ambas as direções como mostra a Figura 40.



Fonte: Brinkgreve (2002).

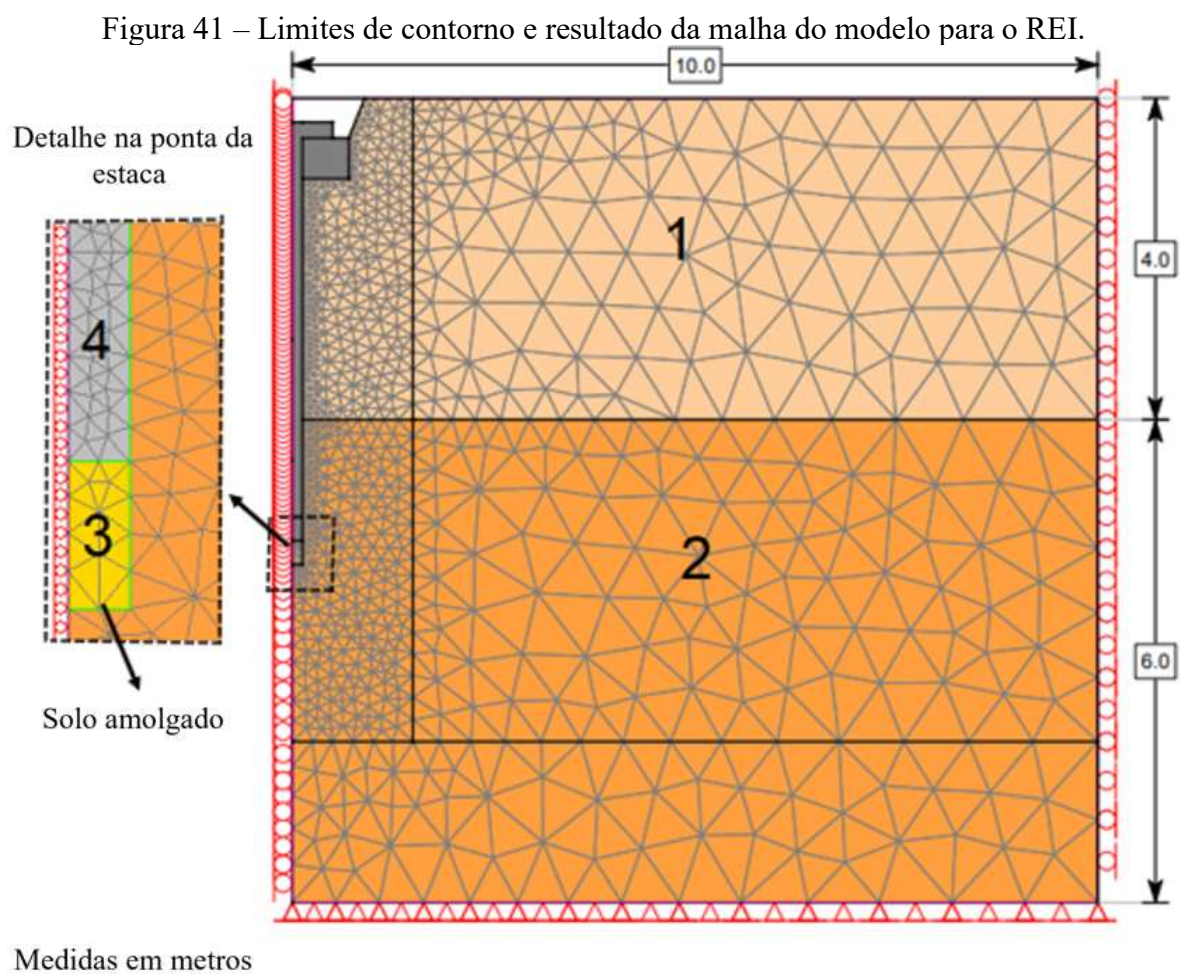
Na Tabela 5, foram feitas verificações de deslocamentos a 5 centímetros dos limites através da média de 5 pontos. Foi observado que os deslocamentos próximos aos limites do modelo são mínimos, desta forma não há interferência significativa nos resultados do problema como demonstrado pela Figura 41.

Tabela 5 – Deslocamentos médios medidos próximos aos limites do modelo.

| 100 % de carregamento   | Base do modelo       | Lateral do modelo    |
|-------------------------|----------------------|----------------------|
| Deslocamentos verticais |                      |                      |
| [mm]                    | $0,14 \cdot 10^{-3}$ | $4,96 \cdot 10^{-3}$ |
| Deslocamentos           |                      |                      |
| horizontais [mm]        | $0,2 \cdot 10^{-3}$  | $0,2 \cdot 10^{-4}$  |

Fonte: O autor (2023).

Para uma análise fidedigna aos parâmetros do CEMSF, foram inseridos no modelo quatro tipos de materiais, os quais estão representados na Figura 41, sendo que o número 1 representa o solo superior do campo experimental com baixa resistência, 2 a camada inferior de maior resistência, 3 o solo amolgado sob a ponta da estaca, objetivando simular os efeitos do método executivo da estaca e 4 representa o concreto. Durante a construção do modelo, buscou-se uma maior densidade da malha, colocando-a mais próxima da fundação a fim de obter uma melhor representatividade dos resultados. Ademais são apresentados os limites de contorno e resultado da malha.



Fonte: O autor (2023).

Além disso, a Figura 41 demonstra as restrições aos deslocamentos do modelo axissimétrico, nos quais os contornos laterais foram restringidos na direção vertical, o contorno inferior foi restringido nas direções horizontal e vertical e o contorno superior, representando a superfície do terreno, sem restrições para deslocamentos. Os elementos são no formato triangular constituídos por seis nós.

#### 4.1.1 Teste de refinamento de malha

A fim de se eliminar a influência da malha nos resultados, realizou-se um teste de refinamento, sendo que ao fim da composição do problema a malha com refinamento comum em elementos finitos é composta por 1726 elementos 3599 nós (Tabela 6).

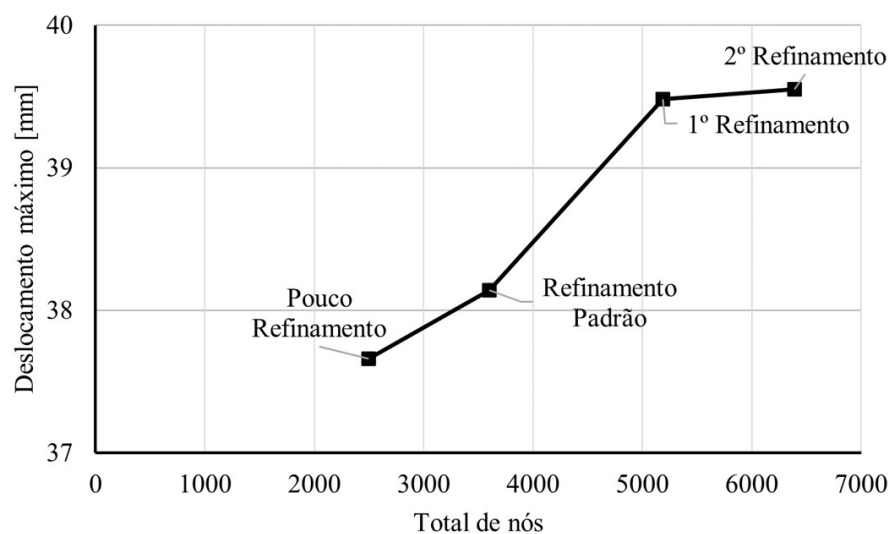
Tabela 6 – Resultados do teste de refinamento de malha em elementos finitos.

|                    | Total de elementos | Total de nós | Deslocamento<br>[mm] |
|--------------------|--------------------|--------------|----------------------|
| Pouco refinamento  | 1186               | 2499         | 37,66                |
| Refinamento padrão | 1726               | 3599         | 38,14                |
| 1º Refinamento     | 2509               | 5186         | 39,48                |
| 2º Refinamento     | 3097               | 6390         | 39,55                |

Fonte: O autor (2023).

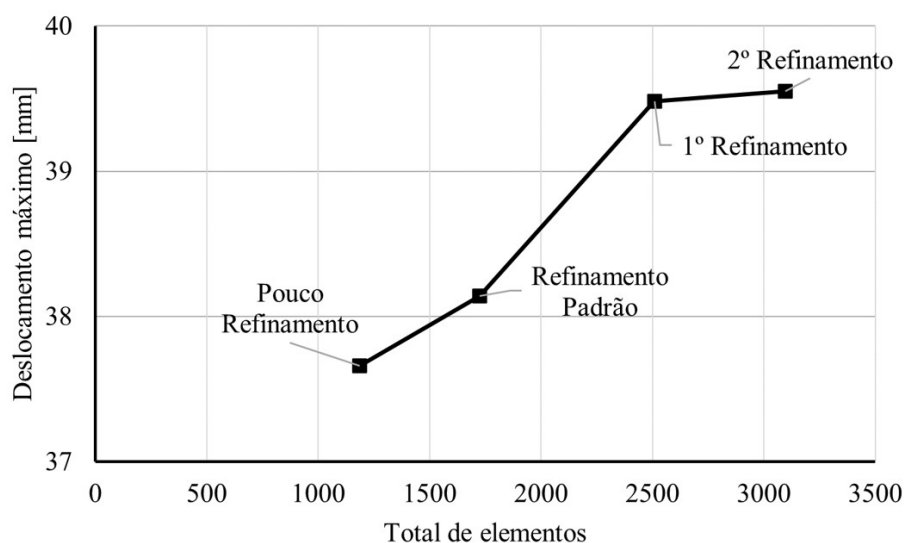
De acordo com a Tabela 6, verificam-se que no 1º e 2º estágios de refinamento, o deslocamento se manteve próximo para um aumento significativo na quantidade de elementos e nós, demonstrando a convergência dos resultados com o refinamento. Já em comparação para a malha com refinamento padrão, o deslocamento aumenta. Assim, optou-se por manter a malha do 1º estágio de refinamento para uma maior acurácia dos resultados das análises numéricas (Figura 42 e Figura 43).

Figura 42 – Variação do deslocamento em função do número de nós.



Fonte: O autor (2023).

Figura 43 – Variação do recalque em função do número de elementos.



Fonte: O autor (2023).

## 4.2 CRITÉRIO DE RUPTURA DO SOLO

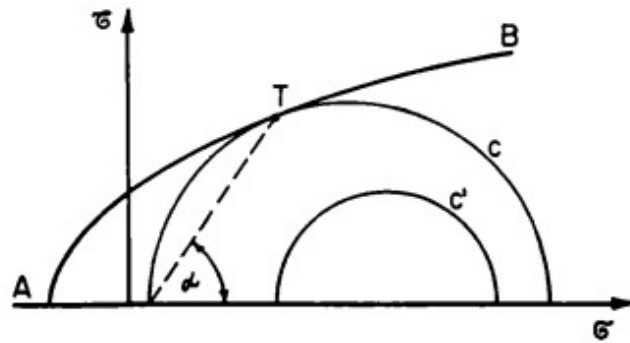
De acordo com Braja e Khaled, vários são os critérios de ruptura, sendo que os mais usuais e que representam de uma melhor forma o comportamento dos solos são os de Mohr e Mohr-Coulomb. O critério de Mohr considera que a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), associado a ruptura do material ou ao começo do seu comportamento inelástico, é função de uma combinação crítica de tensões normais e tangenciais. A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser expressa pela conhecida equação de Coulomb, conforme a equação (27):

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (27)$$

Em que:  $\tau$  é a resistência ao cisalhamento;  $c$  é o valor da coesão;  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo;  $\sigma$  é a tensão normal existente no plano de cisalhamento.

Para que um corpo resista, seguindo este critério é necessário que o círculo de Mohr ( $c'$ ) correspondente as tensões atuantes principais, fique interno a curva intrínseca, conforme apresentado na Figura 44.

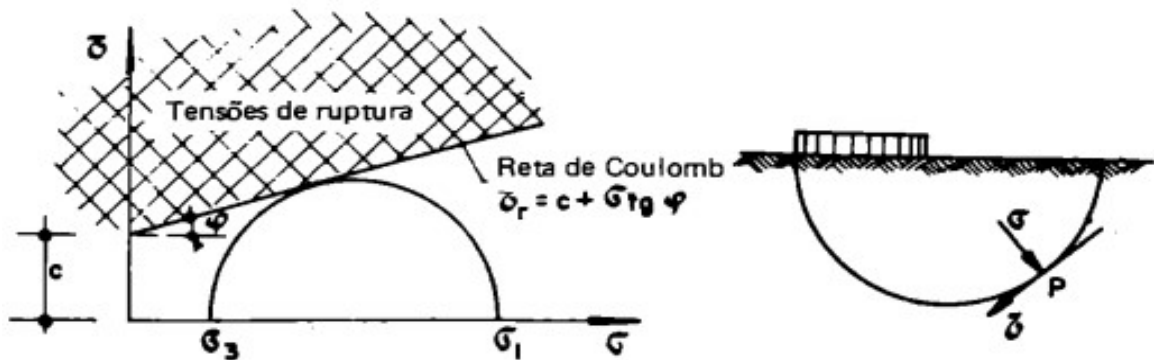
Figura 44 – Plano de ruptura do solo.



Fonte: Caputo (1988).

O critério de Mohr-Coulomb, segundo Caputo (1988), é um caso particular do critério de Mohr, considerando na equação  $\tau_r = f(\sigma)$  uma variação linear entre esses esforços. O qual a reta de Coulomb é assimilada à envoltória de Mohr. Assim, para haver ruptura do maciço sob as características de coesão ( $c$ ), e ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ), quando em cada ponto P pela extensão da superfície de ruptura, a tensão de cisalhamento deve igualar a resistência ao cisalhamento, expressa pela Figura 45.

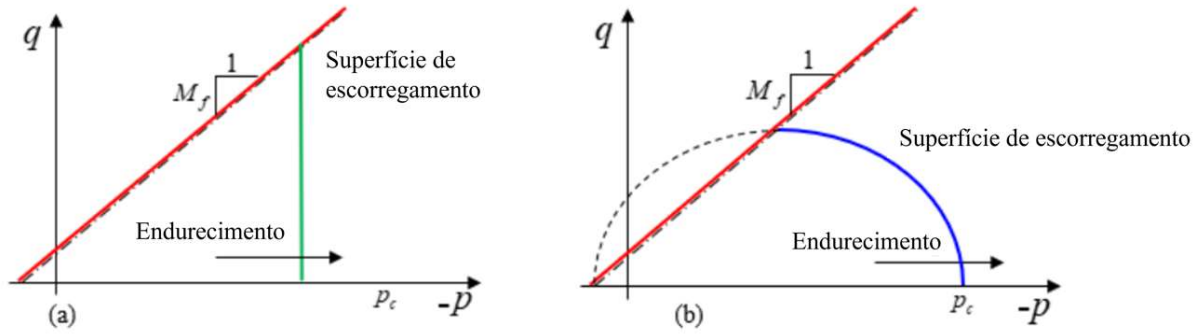
Figura 45– Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb.



Fonte: Caputo (1988).

O critério de ruptura utilizado no software para análise do comportamento do solo é o de Mohr-Coulomb com cap. Este modelo é uma extensão do modelo de elástico-rígido-plástico de Mohr-Coulomb, sendo que pode utilizar até três superfícies de escorregamento que incluem Mohr-Coulomb (cisalhamento), cap (compactação/densificação) e corte de tensão. As superfícies de escorregamento e as características de endurecimento deste modelo são ilustradas na Figura 46.

Figura 46 – Superfícies de escorregamento do modelo de Mohr-Coulomb com cap.



Fonte: Pietruszczak (2010).

Sendo que em (a) representa a Superfície de escorregamento por plastificação de Mohr-Coulomb (vermelho) e cap (verde). e em b) Superfície de escorregamento de Mohr-Coulomb (vermelho) e cap (azul). Assim verifica-se que em (a) existe uma restrição para o ganho de resistência, o que não se observa em (b).

Existem duas opções para a superfície de escorregamento do mecanismo volumétrico ou do cap, vertical (a) e elíptica (b). A superfície de escorregamento com cap vertical é definida de acordo com a equação (28).

$$F_c = p + p_c = 0 \quad (28)$$

Sendo  $p_c$  a localização da intersecção desta superfície de escorregamento com o eixo.

Já para a superfície de escorregamento com cap elíptica pode ser obtida pelas equações (29) e (30):

$$F_c = \left( \frac{q}{m_f} \right)^2 + \left( p - \frac{c}{\tan \phi_f} \right) (p + p_c) = 0 \quad (29)$$

$$M_f = \frac{3 \sin \phi_f}{\sqrt{3} \cos \theta - \sin \theta \sin \phi_f} \quad (30)$$

Sendo que  $M_f$  depende das tensões atuantes no material

Para essa pesquisa, utilizou-se a opção cap elíptica para a superfície de escorregamento do mecanismo volumétrico, por possibilitar a continuação da análise do efeito do endurecimento do solo após atingir a superfície de escorregamento.

### 4.3 PARÂMETROS DO SOLO

Os parâmetros geomecânicos empregados nesta pesquisa foram obtidos inicialmente por Oliveira e Garcia (2023) para amostra retirada a um metro de profundidade, em estudo desenvolvido no mesmo campo experimental da presente pesquisa, o qual os autores utilizaram-se de investigação geotécnica e retro análise, obtendo dessa forma os parâmetros do solo adequados à representação numérica, conforme mostra a Tabela 7.

Tabela 7– Parâmetros do solo amostrado a um metro de profundidade.

| Material             | Regiões | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $c$<br>[kPa] | $\phi$<br>[°] | $p_p$<br>[kPa] | $\lambda$ -k<br>[-] | E<br>[MPa] | $\nu$<br>[-] |
|----------------------|---------|----------------------------------|--------------|---------------|----------------|---------------------|------------|--------------|
| Mohr-Coulomb com Cap |         |                                  |              |               |                |                     |            |              |
| Solo                 | 1       | 16                               | 9            | 23            | 60             | 0,09                | 12         | 0,35         |
|                      | 2       | 16                               | 10           | 30            | 80             | 0,11                | 19,8       | 0,35         |
| Solo amolgado        | 3       | 16                               | 1            | 20            | -              | -                   | 0.5        | 0,05         |

Fonte: Adaptado de Oliveira e Garcia (2023).

Nesta pesquisa, as estacas possuem 5 m de comprimento, ou seja, 1 m a mais em relação ao estudado por Oliveira (2022). Logo se fez necessário uma revalidação do modelo numérico com base nos resultados experimentais obtidos nesta pesquisa. Isto pois abaixo de 4,5 m de profundidade foi constatado a presença de uma camada pouco mais resistente que pode justificar a necessidade deste processo revalidação em relação a trabalhos anteriores executados no CEMSF da UFU.

## 4.4 PARÂMETROS DO CONCRETO

Os parâmetros do concreto, utilizados na simulação numérica, foram obtidos com base na resistência a compressão simples do concreto e proposição feita por Ardiaca (2009), conforme apresentado no apêndice B e C, respectivamente. Na Tabela 8, estão apresentados os respectivos parâmetros inseridos nos modelos numéricos.

Tabela 8 – Parâmetros do concreto.

| Material     | Região | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $c$<br>[kPa] | $\phi$<br>[°] | $p_p$<br>[kPa] | $\lambda$ -k<br>[-] | E<br>[GPa] | $\nu$<br>[-] |
|--------------|--------|----------------------------------|--------------|---------------|----------------|---------------------|------------|--------------|
| Mohr-Coulomb |        |                                  |              |               |                |                     |            |              |
| Concrete     | 4      | 25                               | 513          | 35            | -              | -                   | 23,5       | 0,2          |

Fonte: O autor (2023).

No capítulo seguinte, são apresentados e analisados todos os resultados das provas de carga e simulações numéricas produzidos nesta pesquisa.

## 5 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo, são apresentados os resultados e análises das curvas carga vs recalque das provas de carga experimentais: sapata isolada (SI), estaca isolada (EI) e radier estaqueado isolado contendo uma estaca (REI) que também teve os seus elementos analisados separadamente para serem analisados de forma isolada (sapata e estaca) com as respectivas abreviações (S\_REI e E\_REI), além do somatório das curvas da SI + EI. Além disso, são apresentados os resultados das análises numéricas em termos de curva carga vs recalque da sapata isolada (SI\_NUM), estaca isolada (EI\_NUM) e radier estaqueado isolado (REI\_NUM). No total foram geradas nove curvas cargas recalques de forma que fosse possível análises comparativas entre os elementos. Os resultados dessas análises numéricas são baseados em parâmetros e propriedades do subsolo local que estão contidas nesta pesquisa e baseado em estudos desenvolvidos por outros autores. Ressalta-se que o processo de validação da ferramenta numérica foi realizado por outros autores e que o processo de calibração foi realizado com base nos resultados dos ensaios experimentais.

Por meio da realização das provas de carga, obteve-se além das curvas carga vs recalque para cada elemento da fundação, também os valores de carga atuantes em três níveis (Capítulo 3.8) da estaca isolada e do radier estaqueado isolado, os quais foram instalados *straingages*, obtendo, por meios destes, leituras em micro deformações ( $\mu\text{m/m}$ ) e por meio do módulo Elasticidade da estaca que foi obtido nessa pesquisa e a área da seção da estaca, foi possível determinar os valores de carga atuantes em diferentes profundidades.

Desse modo, também foi possível descobrir as frações de carga atingidas pela estaca e pelo contato sapata solo. Assim, entende-se que a carga excedente no topo do sistema do radier estaqueado da carga atuante no topo da estaca, é a carga que está sendo absorvida pelo contato da sapata com o solo.

Considerando que as curvas carga vs recalque, obtidas por meio das provas de carga experimentais, não foram levadas até uma ruptura geotécnica física, pelo fato que posteriormente essas fundações seriam novamente ensaiadas sob a condição inundada, objeto de estudo de outra pesquisa. E para se alcançar o critério proposto por Décourt (1993), em que

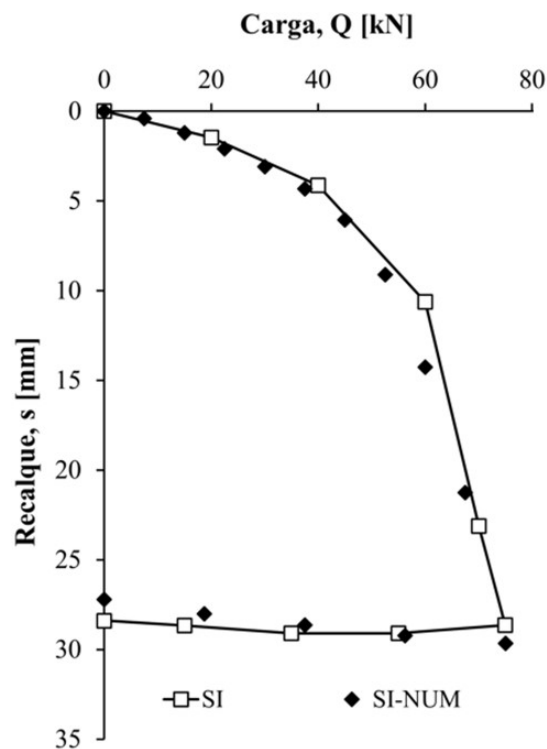
resulte num recalque de 10 % do diâmetro nominal da estaca que equivale a 25mm de deslocamento, realizou-se a extrapolação das curvas carga vs recalque, utilizando o método de extrapolação proposto por Décourt (1996).

Obtidas as curvas carga vs recalque, determinou-se as rigidezes por meio da equação das retas tangentes a qual atravessa a carga admissível, desta maneira a fundação se encontra num regime elástico e linear.

## 5.1 SAPATA ISOLADA

Utilizou-se da curva carga vs recalque de uma sapata isolada (SI) obtida por meio de prova de carga estática realizada por Oliveira (2022) para confrontação com os resultados da simulação numérica obtida nesta pesquisa, representa pela Figura 47.

Figura 47 – Curvas carga vs recalque SI e SI\_NUM.



Fonte: Autor, 2023.

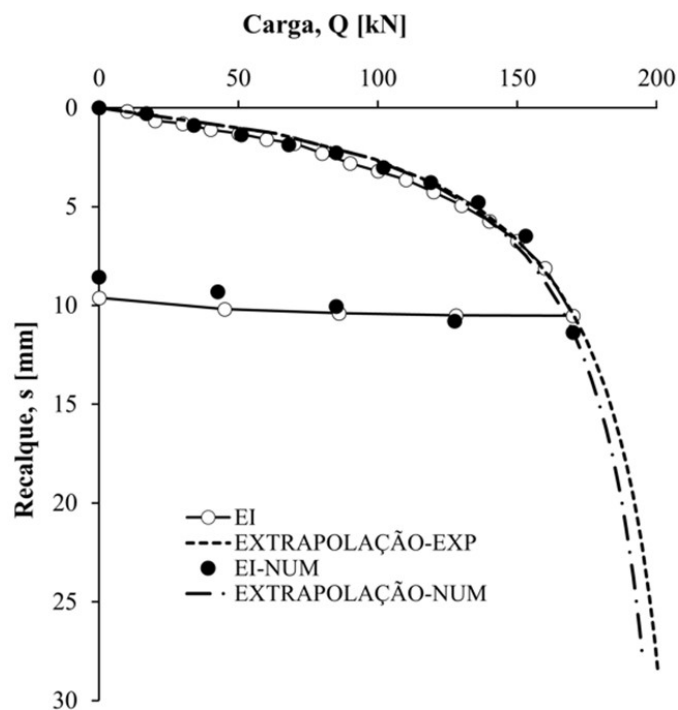
Diante dos resultados da prova de carga e da análise numérica da SI, constatou que há uma boa concordância entre as curvas carga vs recalque. A carga aplicada para ambos os casos foi de 75

kN, sendo que as cargas de ruptura convencionais experimental foi 72 kN, que equivale a uma carga admissível igual a 36 kN (FS=2), correspondendo a um recalque admissível de 3,45 mm. Aplicado esse mesmo conceito, a SI NUM resultou em uma carga de ruptura convencionalizada igual a 71 kN, que equivale a uma carga admissível igual a 35,5 kN (FS=2) e recalque admissível 4 mm. Portanto, pode-se constatar que há uma boa concordância entre as duas curvas.

## 5.2 ESTACA ISOLADA

Apresenta-se na Figura 48, as curvas carga vs recalque, experimental e numérica da estaca isolada (EI e EI\_NUM). Em ambos os casos, foi aplicada uma carga de 170 kN que provocou um deslocamento máximo de 10,52 mm no caso experimental e 11,37 mm para o numérico., Como não foram levadas até a ruptura, foi utilizada a formula de rigidez proposta por Décourt para extrapolação das curvas carga vs recalque com base nos pontos obtidos durante os carregamentos até o deslocamento máximo. Em seguida, a carga de ruptura foi convencionalizada para 25 mm de recalque, resultando em uma capacidade de carga igual a 198 kN, equivalente a uma carga admissível de 99 kN (FS=2), correspondendo a um recalque admissível de 3,16 mm.

Figura 48 – Curva carga vs recalque (EI e EI\_NUM).



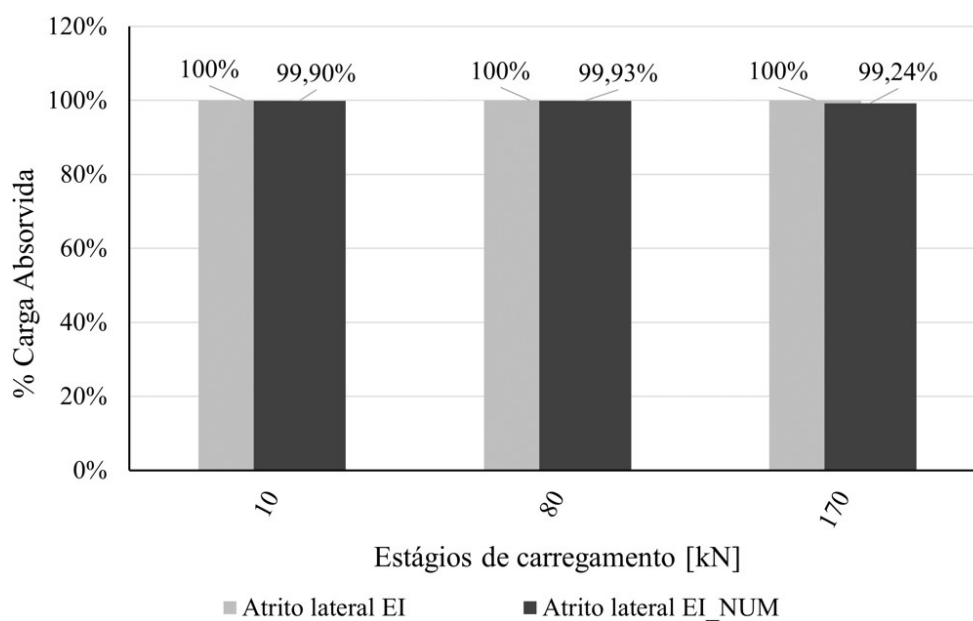
Fonte: O autor (2023).

Aplicado esse mesmo conceito, a EI\_NUM resultou em uma carga de ruptura convencional igual a 193 kN, que equivale a uma carga admissível igual a 96 kN (FS=2), correspondendo a um recalque admissível de 2,5 mm. Portanto, pode-se constatar que há uma boa concordância entre as duas curvas.

### 5.2.1 Resultados via instrumentação da EI vs EI\_NUM

A partir dos resultados via instrumentação da EI, 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 ponta da estaca, bem como compará-los com o resultado da simulação da EI\_NUM representada pela Figura 49, assim como a transferência de carga expressa pela Figura 50.

Figura 49 – Porcentagem de carga absorvida por atrito lateral da EI e EI\_NUM.



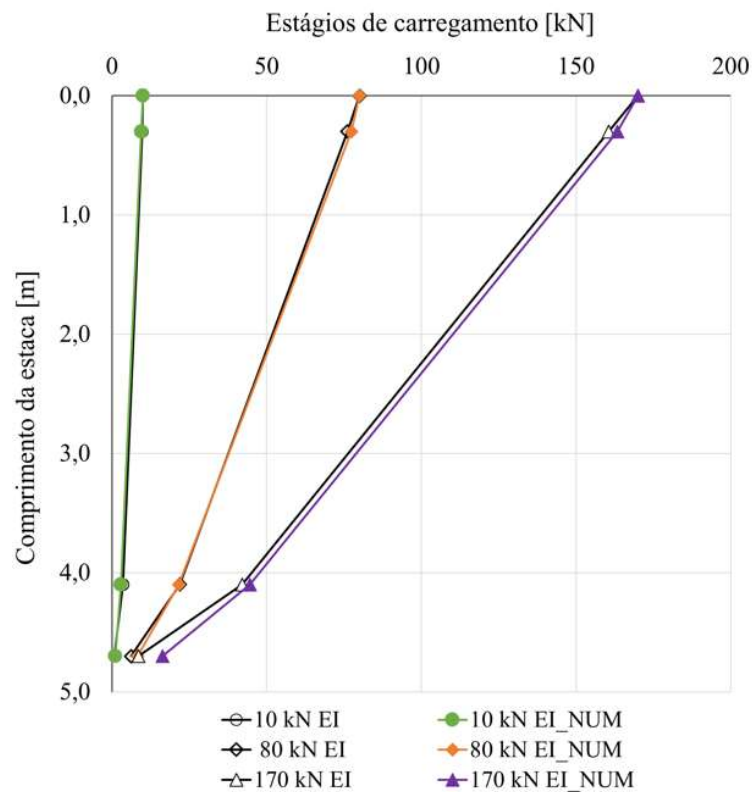
Fonte: O autor (2023).

Verifica-se que a carga absorvida por atrito lateral da EI é de 100 % e da EI\_NUM é aproximadamente 100 %, havendo, assim, praticamente nenhuma mobilização da ponta observado nos três estágios de carregamento (10, 80 e 170 kN). Essa baixa capacidade de suporte de carga da ponta da estaca pode ser explicada devido ao pequeno deslocamento

provocado e ao processo executivo, no qual durante a perfuração, o trado provoca um desprendimento do solo onde está apoiada a ponta da estaca, tendo seu comportamento semelhante ao de uma estaca flutuante. Ademais, essa baixa mobilização da ponta permitiu a reutilização desta mesma estaca em um segundo ensaio, relativo a uma continuação da pesquisa visando compreender o efeito da colapsibilidade.

A transferência de carga ao longo do comprimento da EI e EI\_NUM é apresentada na Figura 50, em que são apresentadas três curvas da EI e três da EI\_NUM, cada uma correspondem respectivamente a 10, 80 e 170 kN da carga aplicada no ensaio experimental.

Figura 50 – Transferência de carga axial média na estaca isolada (EI e EI\_NUM).

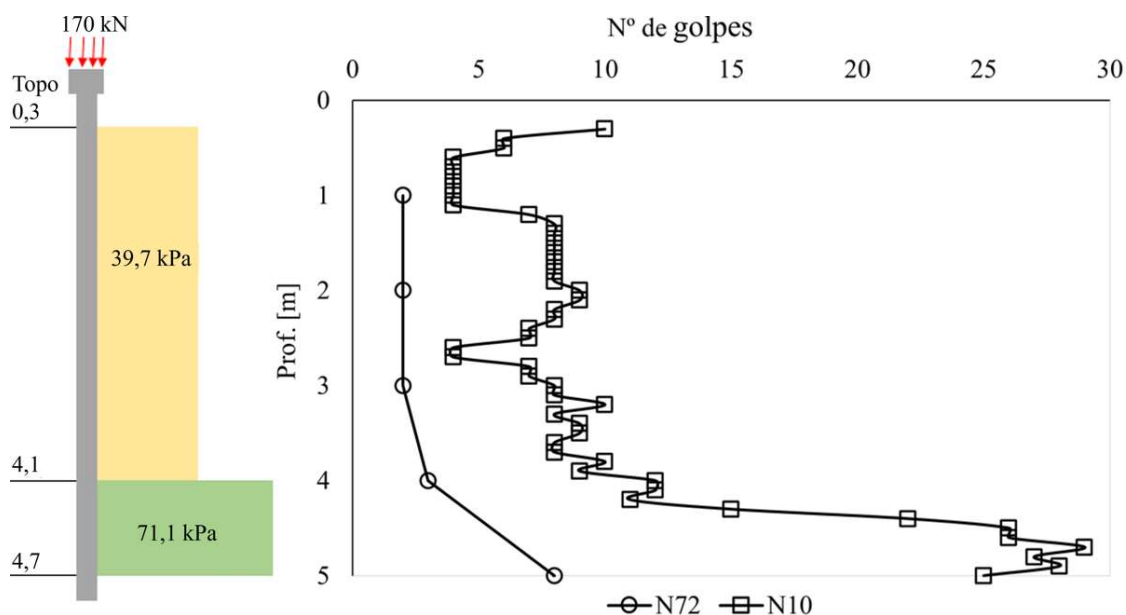


Fonte: O autor (2023).

Observa-se que no trecho de 4,1 a 4,7 m de profundidade, há uma inclinação na reta, isso se deve a maior mobilização por atrito lateral da estaca, que pode ser explicado 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. Ainda, assim, obteve-se uma boa concordância entre as curvas de transferência de carga.

A partir das leituras de micro deformações oriundas dos extensômetros, foi possível determinar o atrito lateral unitário por meio da aplicação da Lei de Hooke, nas profundidades de interesse com as barras instrumentadas. Na Figura 51, são apresentados estes valores, comparando-os com os resultados do  $N_{SPT}$  obtido no ensaio de sondagem à percussão e do  $N_{10}$  do ensaio Penetrômetro Dinâmico Leve.

Figura 51 – Atrito lateral unitário na EI e resultados  $N_{72}$  e  $N_{10}$ .



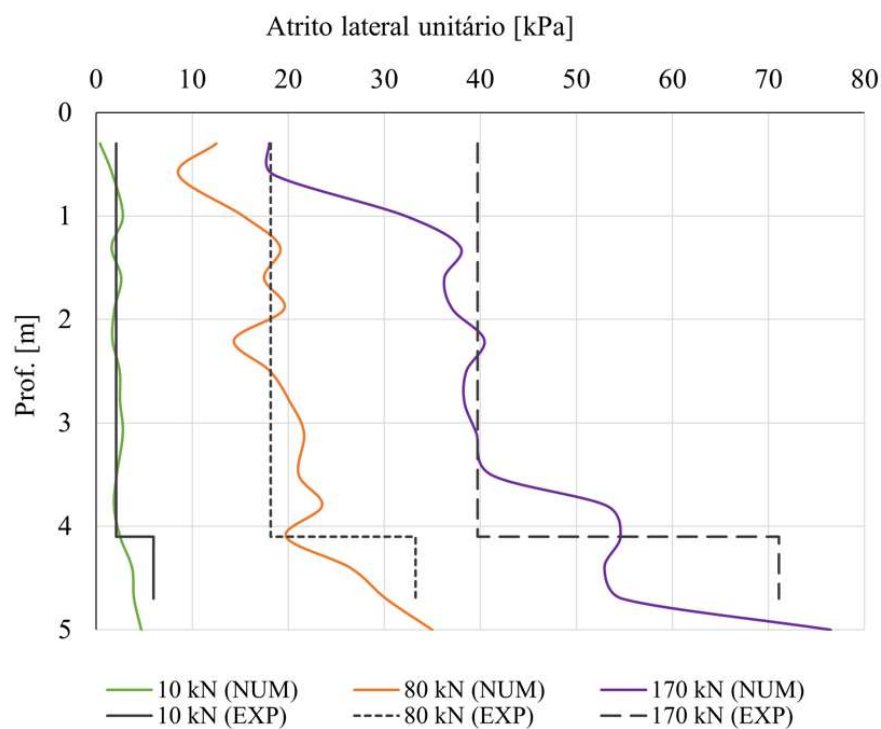
Fonte: O autor (2023).

Nota-se que, aplicando uma carga de 170 kN (último estágio de carregamento), o trecho de até 4,1 m de profundidade, cujo  $N_{SPT}$  médio é de 2,25 golpes, e  $N_{10}$  médio de 7,31 golpes resulta em uma resistência por atrito lateral da estaca de 39,7 kPa medida via carga axial pela instrumentação, já na distância de 4,1 a 4,7 metros, o  $N_{SPT}$  é de 8 golpes e  $N_{10}$  médio é de 21,2 golpes gera uma resistência de 71,1 kPa. Deste modo, comparando o atrito lateral da estaca nestas duas camadas de distinta resistência, há um ganho de aproximadamente 79 % pela camada de maior resistência.

Nesse contexto, também se realizou a comparação do atrito lateral obtido numericamente com os resultados experimentais. Os resultados experimentais para o atrito lateral no fuste da estaca foram obtidos por meio da relação das diferenças de carga atuante entre cada trecho onde foram

instaladas as barras instrumentadas, pela respectiva área lateral compreendida entre os níveis de leitura. Pelo fato de possuir apenas três níveis de leitura da carga axial ao longo do fuste da estaca, o atrito lateral unitário apresenta comportamento uniforme para cada intervalo entre os níveis instrumentados. Já os resultados do atrito lateral numérico também foram obtidos da mesma forma que o experimental, no entanto para intervalos menores de 30 a 40 cm de distância, o que permitiu obter uma maior variação do atrito lateral ao longo do fuste da estaca como mostra a Figura 52.

Figura 52 – Atrito lateral ao longo do fuste da EI e EI\_NUM.



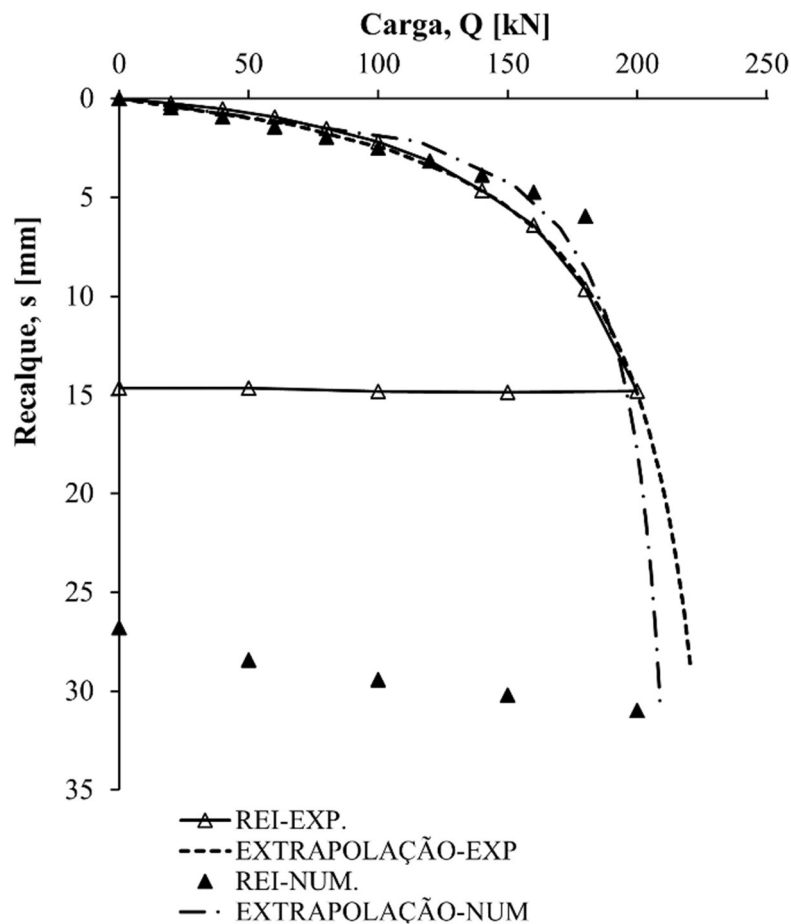
Fonte: O autor (2023).

### 5.3 RADIER ESTAQUEADO ISOLADO

A estimativa de carga máxima do radier estaqueado isolado baseou-se no princípio de Kishida e Meyerhof (1965). Nesse princípio, os autores propuseram, por meio de correlação semiempírica, que a capacidade de carga de um radier estaqueado poderia ser estimada pelo somatório das capacidades de carga dos elementos individualizados, sem levar em consideração a interação dos elementos.

Os resultados das curvas carga vs recalque (REI e REI\_NUM) são apresentados na Figura 53. A carga máxima aplicada no REI foi de 200 kN, resultando em um deslocamento máximo de 14,78 mm. Utilizando o método de Décourt (1996), para extrapolar a curva carga vs recalque, foi obtida uma carga de ruptura convencionada de aproximadamente 217 kN para um recalque de 25 mm. Essa carga equivale a uma carga admissível de 108,5 kN (FS=2) e corresponde a um recalque admissível de 2,81 mm.

Figura 53 – Curva carga vs recalque (REI e REI\_NUM).



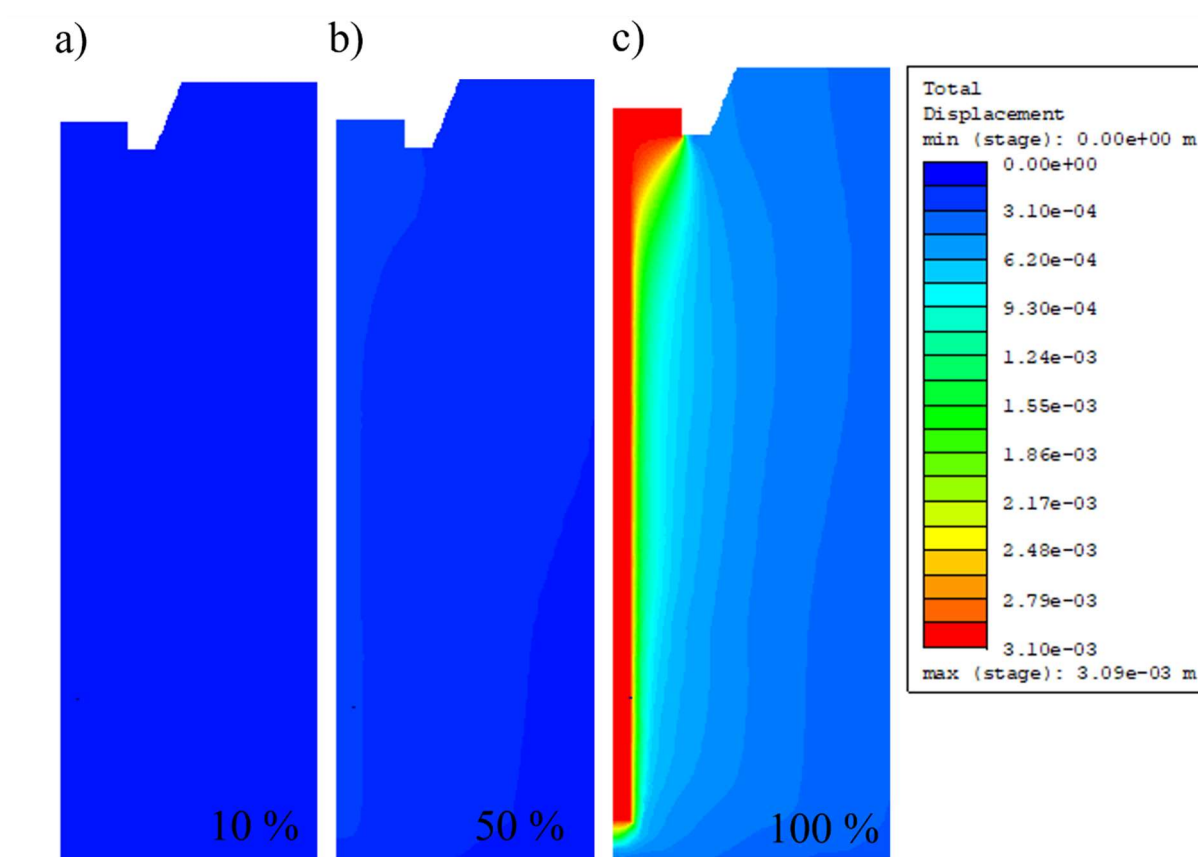
Fonte: O autor (2023).

Já para REI\_NUM, para a mesma carga aplicada no REI, obteve um deslocamento máximo de 48 mm. Logo, para a extrapolação da curva em 25 mm de recalque, obteve-se uma carga de ruptura convencionada igual a 206 kN, equivalendo a uma carga admissível de 103 kN (FS=2).

### 5.3.1 Resultados via instrumentação do REI vs REI\_NUM

Na Figura 54, verificam-se os resultados obtidos após o processamento da análise numérica para a radier estaqueado isolado, e os deslocamentos provocados devido à carga aplicada de 10 %, 50 % e 100 % são de 1,78 mm, 3,66 mm e 47,7 mm, respectivamente.

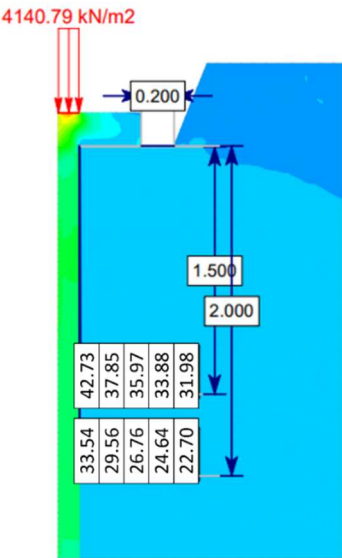
Figura 54 – Deslocamento no REI\_NUM para 10 %, 50 % e 100 % respectivamente da carga aplicada.



Fonte: O autor (2023).

Nota-se, pela Figura 54, que a presença da estaca não impediu que ocorresse a formação de um bulbo de deslocamento no solo sob a sapata. Além disso, no modelo numérico, observou-se que o alcance do bulbo chegou a uma profundidade de 1,5 a 2 vezes o diâmetro da sapata (B), o acréscimo de tensão no solo devido a carga aplicada pela área líquida da sapata, nessas profundidades, é de respectivamente 13 % e 10 %, conforme Figura 55.

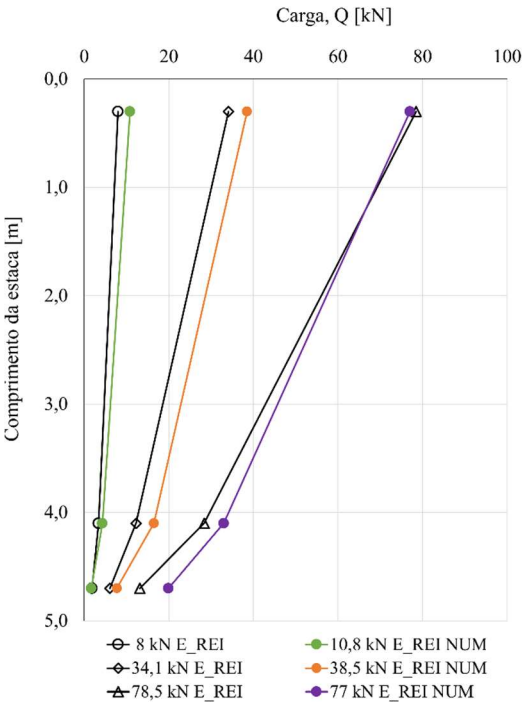
Figura 55 – Profundidade do bulbo de tensões.



Fonte: O autor (2023).

A transferência de carga ao longo do comprimento das estacas do radier estaqueado isolado, experimental (E\_REI) quanto numérica (E\_REI\_NUM), é ilustrada na Figura 56. Verificam-se três curvas para E\_REI e três curvas para E\_REI\_NUM, correspondendo cada uma delas a 10 %, 50 % e 100 % da carga aplicada durante o ensaio experimental.

Figura 56 – Transferência de carga axial média na estaca do REI.

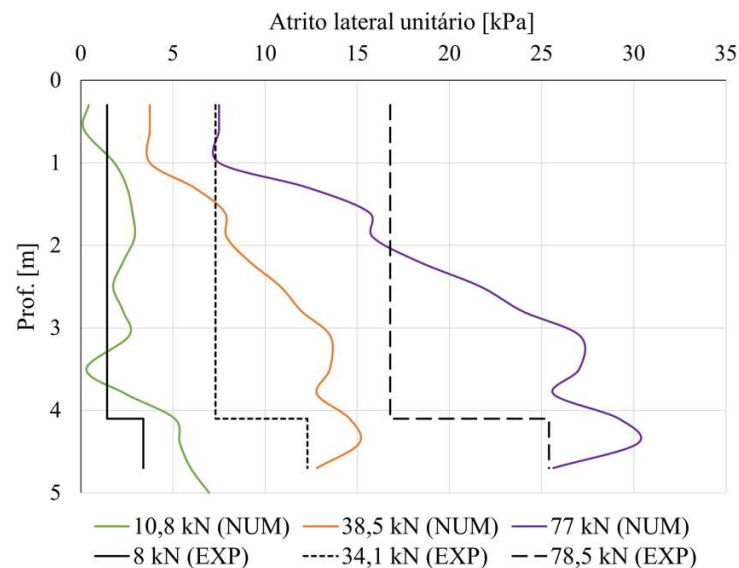


Fonte: O autor (2023).

Nota-se que as curvas de transferência de carga da E\_REI\_NUM também apresentaram uma boa concordância com o experimental, assim como para a EI\_NUM, demonstrando desta maneira que os parâmetros utilizados na análise numérica estão factíveis com o solo do campo experimental e conseguem representar com significativa concordância o comportamento obtido experimentalmente.

A comparação entre o atrito lateral obtido numericamente (E\_REI\_NUM) e os resultados experimentais no fuste da E\_REI é demonstrada na Figura 57.

Figura 57 – Atrito lateral ao longo da E\_REI e E\_REI\_NUM.



Fonte: O autor (2023).

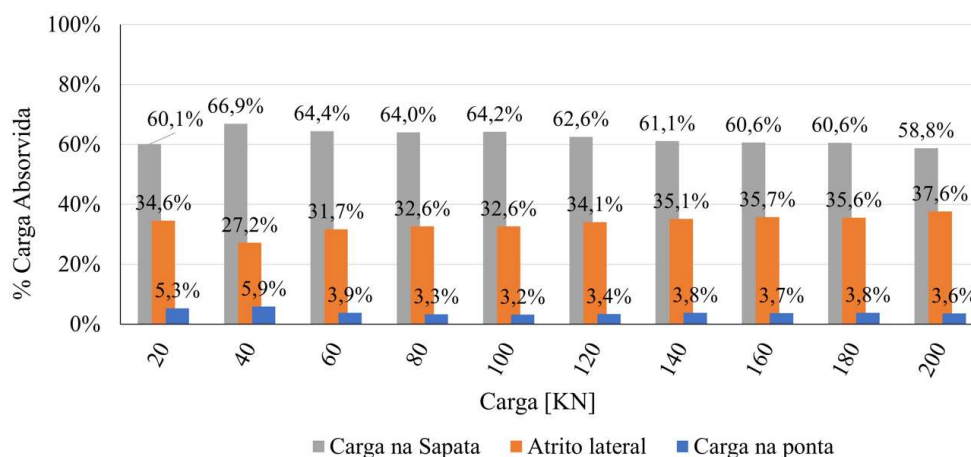
Na Figura 57, observa-se, por meio dos resultados da análise numérica, que, no último estágio de carregamento, o atrito lateral no fuste da estaca segue abaixo do valor médio obtido experimentalmente, até uma profundidade de 1,5 a 2 vezes o diâmetro da sapata (B). Desse modo, conforme verificado, o bulbo de deslocamento está localizado nesse trecho. Entende-se que a parcela da estaca, inserida dentro do bulbo de tensões, afunda em conjunto com o solo e com a sapata do radier estaqueado isolado. Assim, essa porção (sapata, parte da estaca e solo) move-se em bloco, fazendo com que o atrito lateral seja significativamente inferior se comparado ao atrito médio abaixo da cota de 2 vezes o diâmetro da sapata. À medida que se afasta do efeito do campo de deformação imposto ao solo devido a sapata, a estaca passa a apresentar um atrito lateral esperável.

Resultados similares também foram observados por outros autores, como por exemplo Sales (2000), no qual o autor observou que a sapata impõe um campo de deformações ao solo sob esta, provocando diminuição dos deslocamentos da interface da estaca em relação ao solo, visto que o solo também afundará devido a presença da sapata. Esta diminuição dos deslocamentos relativos segundo o autor resulta na redução do atrito lateral na parte superior da estaca. Resultado similar também foi observado por Katzenbach e Moormann (2001), no qual os autores concluíram que a estaca central do radier possuía um menor atrito lateral comparado as estacas localizadas na borda.

### 5.3.2 Compartilhamento de carga entre os elementos do radier estaqueado isolado

O compartilhamento de carga entre os elementos do REI, sapata (S\_REI) e estaca (E\_REI), pode ser verificado na Figura 58, a qual apresenta a porcentagem de carga absorvida entre eles até o último estágio de carregamento (200 kN), cujo recalque máximo foi de 14,78 mm.

Figura 58 – Compartilhamento de carga entre S\_REI e E\_REI.



Fonte: O autor (2023).

Os resultados da carga, absorvida pela ponta da E\_REI, demonstram uma mobilização predominante de em média 4 % do atrito lateral.

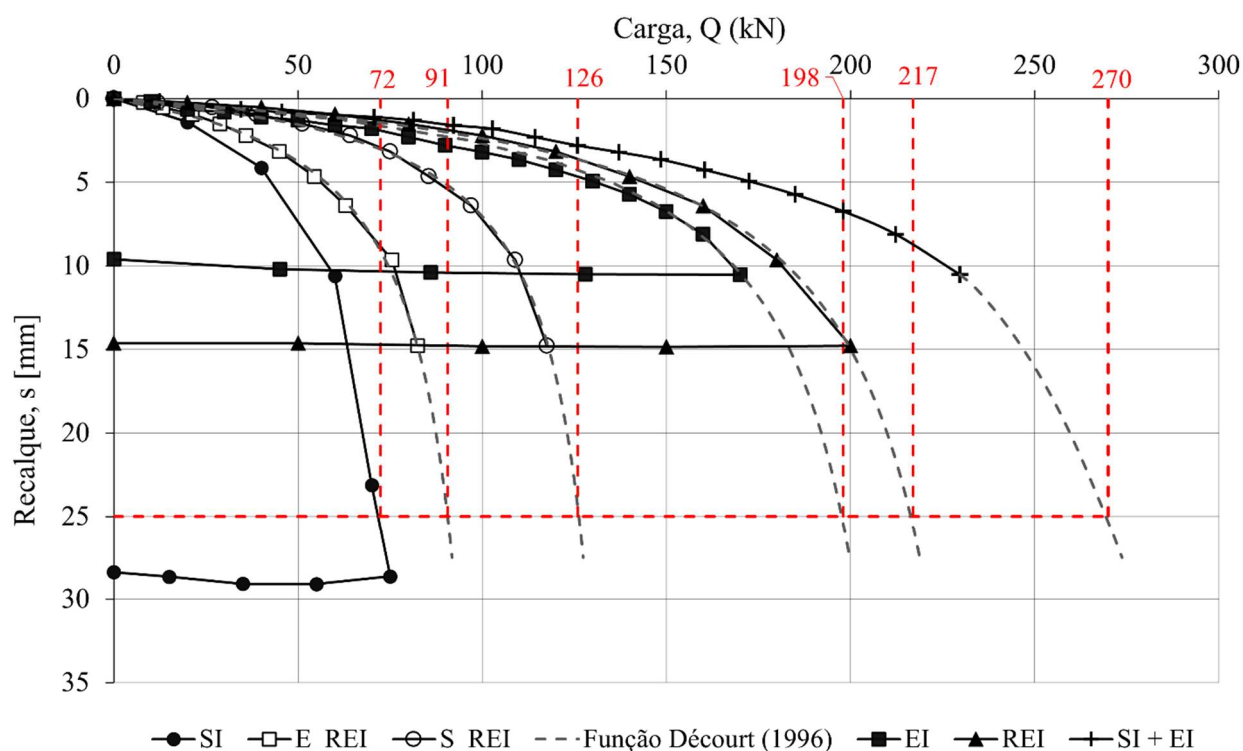
Para se verificar a capacidade de carga em 25 mm de deslocamento que equivale a 10 % do diâmetro nominal da estaca, dos elementos desmembrados do REI (S\_REI e E\_REI), e

compará-los com as demais curvas experimentais (REI, SI, EI e SI + EI), utilizou-se o método de extrapolação proposto por Décourt (1996). Os resultados são apresentados no tópico 5.4, demonstrados pela Figura 59.

#### 5.4 COMPARAÇÕES DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE EXPERIMENTAIS

A Figura 59 apresenta todas as curvas carga vs recalque experimentais com suas respectivas extrapolações, além das curvas da desmembração dos elementos do REI (S\_REI e E\_REI).

Figura 59 – Extrapolação dos resultados das curvas experimentais.



Fonte: O autor (2023).

Comparando as curvas experimentais da Figura 59, constata-se que o ganho na capacidade de carga com a atribuição da sapata na estaca foi cerca de 10 % em relação a EI. Entretanto, analisando a S\_REI, observou-se que esta foi responsável por absorver 58 % (126 kN) da carga aplicada no REI (217 kN), desta forma,  $\alpha_{pr} = 0,42$ , em relação a SI, o ganho foi ainda maior, cerca de 75 % para um mesmo recalque (25 mm). Dessa maneira, demonstrando que a estaca é

uma alternativa viável a ser executada sob o elemento superficial (radier ou sapata) utilizando da abordagem de Controle de recalques diferenciais. Conforme já citado nesta pesquisa e observado por De Sanctis e Russo (2008), as estacas executadas sob a base de silos tem o intuito de reduzir o recalque das fundações, gerando uma redução expressiva no número de estacas comparado a abordagem de projeto baseado na capacidade convencional sem deixar de manter a segurança da fundação.

Já a E\_REI transmitiu para o solo uma carga de 91 kN dos 217 kN aplicados no REI, em comparação a EI nota-se uma redução de aproximadamente 55 % na capacidade de carga. Seguindo o exposto por alguns autores como Katzenbach e Moormann (2001), Ottaviani (1975) e Sales (2000), em casos que a estaca responder basicamente por atrito lateral do fuste e a camada sob a sapata não for muito compacta, deverá prevalecer o efeito de campo de deformação imposto pela sapata, alterando o mecanismo de transferência de carga ao solo pela estaca. Dessa maneira, implicando uma menor capacidade de carga e menor rigidez da estaca.

Nota-se também que o somatório das capacidades de carga dos elementos isolados (SI + EI) é 24,5 % maior do que a capacidade de carga do radier estaqueado isolado (REI). Resultados parecidos também foram observados por Sales (2000) e Wu, Chai e Huang (2002).

Os resultados das cargas de ruptura, admissíveis e recalque admissível das fundações testes gerados a partir da extrapolação das curvas carga vs recalque para um deslocamento de 10 % do diâmetro nominal da estaca são apresentados na Tabela 9.

Nota-se que a carga admissível ( $Q_{adm}$ ) da sapata do radier estaqueado (S\_REI) é 75 % maior que a carga admissível da sapata isolada (SI), e o recalque admissível ( $S_{adm}$ ) é 32 % menor comparado ao da SI. Dessa forma, a estaca proporciona ao elemento superficial (sapata) um aumento na capacidade de carga e uma redução no recalque. Por outro lado, a carga admissível da estaca isolada (EI) é cerca de 117 % maior em comparação com a carga da estaca do radier estaqueado (E\_REI). Enquanto isso, o recalque admissível é aproximadamente 2 % maior. Assim, ao conectar a sapata a uma estaca, ocorre uma diminuição na capacidade de carga da estaca, chegando praticamente a um mesmo valor equivalente ao recalque admissível. Analisando o somatório dos elementos isolados (SI + EI) em comparação aos resultados do

radier estaqueado isolado (REI), observa-se que a carga admissível do conjunto de elementos isolados é 24 % superior à carga admissível do REI. Além disso, o recalque admissível é praticamente idêntico em ambos os casos.

Tabela 9 – Cargas de ruptura e admissíveis e recalque admissível.

| Fundações | $Q_{rup}^{(1)}$<br>(kN) | $Q_{adm}^{(2)}$<br>(kN) | $s_{adm}^{(3)}$<br>(mm) |
|-----------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| SI        | 72                      | 36                      | 3,45                    |
| S_REI     | 126                     | 63                      | 2,36                    |
| EI        | 198                     | 99                      | 3,16                    |
| E_REI     | 91                      | 46                      | 3,23                    |
| REI       | 217                     | 109                     | 2,81                    |
| SI + EI   | 270                     | 135                     | 2,84                    |

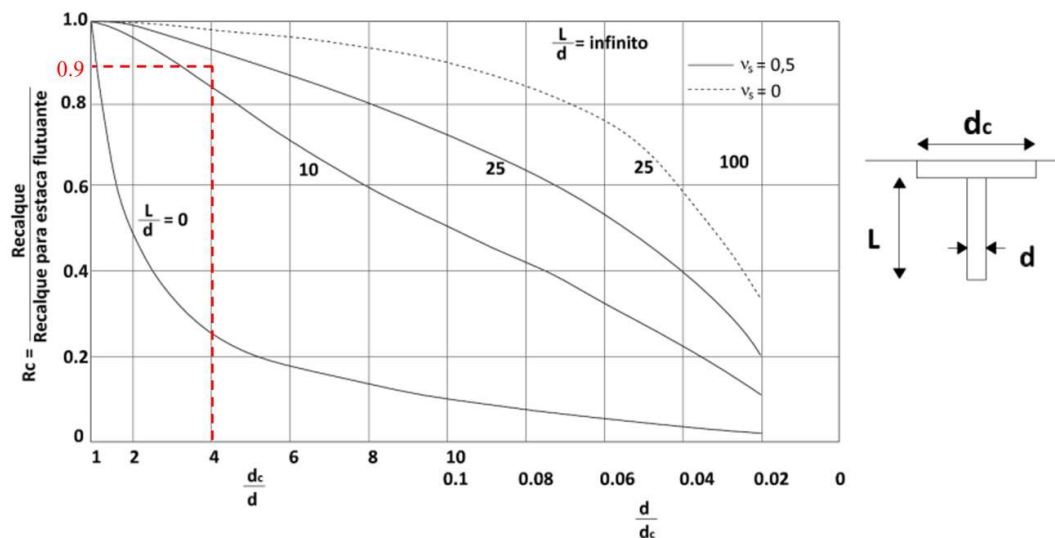
(1) Carga convencionada de ruptura para um deslocamento igual a 25 mm.

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

(3) Recalque admissível correspondente a carga admissível.

Ademais, por meio do gráfico elaborado por Poulos (1968), e das dimensões do REI desta pesquisa, onde  $\frac{d_c}{d} = 4$  e  $\frac{L}{d} = 20$ , verifica-se que o gráfico aponta para uma relação entre o recalque da EI com do REI para um valor próximo a 0,9, conforme mostra a Figura 60.

Figura 60 – Relação dos recalques do REI com a EI.



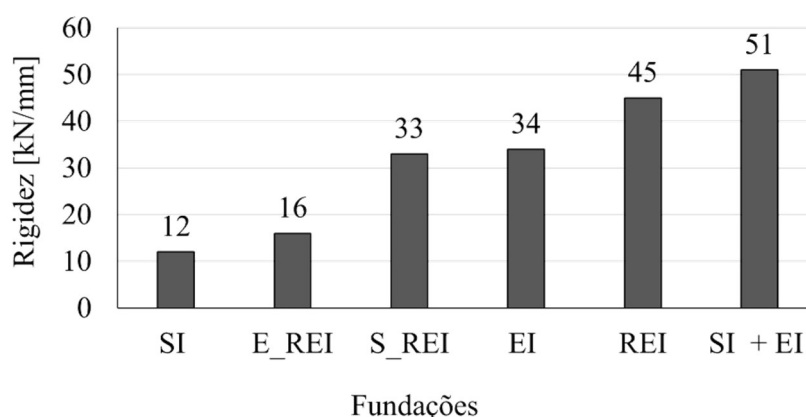
Fonte: Adaptado de Poulos (1968).

Os resultados dos recalques admissíveis do REI e EI, demonstrados na Tabela 9, resultam em uma relação de 0,89, condizente com o valor apontado no gráfico de Poulos (1968).

## 5.5 RIGIDEZES DAS CURVAS EXPERIMENTAIS

Os valores das rigidezes das fundações foram representados pela tangente inicial às curvas experimentais da Figura 59, os quais estão abaixo da carga admissível, consequentemente compreendidos na fase elástica do solo, conforme expressa a Figura 61. A forma como foram determinados com maiores detalhes no apêndice D.

Figura 61– Rigidezes das curvas experimentais.



Fonte: O autor (2023).

Com base nos resultados das rigidezes das curvas, nota-se que a EI possui maior rigidez em relação à estaca do REI (E\_REI). Dessa forma, demonstrando que a estaca quando associada a uma sapata, gera uma redução de sua rigidez, fato esse já constatado por Katzenbach e Moormann (2001), Ottaviani (1975), Sales (2000), entre outros.

Já em relação à sapata do radier estaqueado isolado (S\_REI), à estaca ocasiona um efeito inverso, aumentando a rigidez em comparação com a sapata isolada (SI), o motivo é explicado devido a parcela da estaca, compreendida dentro do bulbo de deslocamento, trabalhar em conjunto com a sapata como uma estrutura monolítica, e essa estrutura afunda juntamente com o solo, assim, essa porção (sapata, trecho da estaca dentro do bulbo e solo) ocasiona um aumento

na rigidez da  $S_{REI}$ , e conseqüentemente há um aumento na capacidade de carga e redução do recalque. Dessa forma, explicando o motivo da maior absorção de carga na sapata do radier estaqueado isolado ( $S_{REI}$ ) em relação à estaca do radier estaqueado isolado ( $E_{REI}$ ), e a maior capacidade de carga quando comparado com a sapata isolada (SI).

Diante dos resultados analisados, verifica-se a complexidade envolvida no compartilhamento de carga entre a estaca e a sapata do radier estaqueado isolado. Foram observadas tendências de comportamento dessa fundação, tanto experimentalmente quanto numericamente, que podem auxiliar na elaboração de projetos geotécnicos realizados em locais onde o solo tenha as mesmas características geotécnicas e geológicas semelhantes às analisadas nesta pesquisa.

Os resultados desta pesquisa, juntamente com outras pesquisas citadas, indicam que a utilização de estacas como elementos para redução de recalques promove uma interação estaca-sapata que aumenta a capacidade de carga e reduz o recalque para fundações superficiais. Isso resulta em um projeto financeiramente e tecnicamente viável.

No entanto, em empreendimentos com as características geotécnicas semelhante às desta pesquisa, em que o projeto inicial determina o uso de estacas sem qualquer melhoria do solo superficial onde a sapata se apoiará, a introdução do elemento horizontal para aumentar a capacidade de carga e redução do recalque pode não ser tão viável em uma interação sapata-estaca. Nesses casos, pode ser mais factível aumentar a profundidade da estaca ou executar um grupo de estacas como solução. Portanto, o uso de radier estaqueado isolado é praticável, desde que sejam realizados estudos de viabilidade técnica e econômica com base no tipo de empreendimento e nas condições geotécnicas.

## 6 CONCLUSÃO

Perante os resultados e análises desta pesquisa, foi possível enumerar as seguintes conclusões:

- O radier estaqueado isolado promoveu aumento na capacidade de carga na ordem de 10 % quando comparado à estaca isolada e 62 % para a sapata isolada;
- Em condições de umidade *in situ*, a soma algébrica da capacidade de carga dos elementos isolados (sapata + estaca), é 24,5 % maior comparado a radier estaqueado isolado;
- Ao analisar os resultados da sapata do radier estaqueado isolado, entende-se que o trecho da estaca que está compreendida dentro do bulbo de deslocamento (1,5 a 2,0 vezes B) do radier estaqueado isolado funciona como uma estrutura monolítica com a sapata, promovendo desta forma aumento da rigidez e por conseguinte aumento na capacidade de carga e redução do recalque;
- A sapata do radier estaqueado isolado, que representa o elemento horizontal da fundação, foi responsável por absorver 58 % do carregamento, enquanto a estaca do radier estaqueado isolado (elemento vertical) foi responsável por 42 %, resultando em um fator de interação estaca-sapata igual a  $\alpha_{pr} = 0,42$ ;
- Contrapondo os resultados da estaca isolada com a estaca do radier estaqueado isolado, à EI apresentou um melhor comportamento carga vs recalque em relação à estaca do radier estaqueado isolado. A partir dos resultados conclui-se que o elemento superficial (sapata) em contato com o solo, modifica o comportamento da estaca, causando uma redução de sua rigidez;
- A carga admissível da sapata (*cap*) do radier estaqueado (S\_REI) é 75 % maior em comparação com a carga admissível da sapata isolada (SI), e o recalque admissível ( $S_{adm}$ ) é 32 % menor. Dessa forma, a estaca proporcionou ao elemento superficial (sapata) um aumento na capacidade de carga e uma redução no recalque. Já a carga admissível da estaca isolada (EI) é cerca de 117 % maior comparado à estaca do radier estaqueado (E\_REI), enquanto o recalque admissível é cerca de apenas 2 % maior,

assim, a sapata causou uma redução na capacidade de carga da estaca para praticamente o mesmo valor de recalque admissível. Já o somatório dos elementos isolados (SI + EI), comparado aos resultados do radier estaqueado isolado (REI), nota-se que a carga admissível do somatório dos elementos é 24 % maior que a carga admissível do REI, para praticamente o mesmo recalque admissível.

- A partir dos resultados desta pesquisa e de outras citadas no decorrer deste trabalho, conclui-se que a estaca quando engastada ao elemento superficial (radier ou sapata) utilizando-se da abordagem de controle de recalques diferenciais, tem demonstrado ser uma opção viável, gerando economia e mantendo a segurança estrutural da fundação. Portanto, essa técnica pode ser empregada em construções levantadas sob fundações em raders apoiados diretamente no solo, onde vem suscitando o aparecimento de patologias;
- Os modelos numéricos, desenvolvidos com a ferramenta computacional, possibilitaram simular o comportamento das fundações e avaliar os mecanismos de transferência, distribuição de carga e atrito lateral das estacas. O refinamento da malha possibilitou a obtenção de resultados mais fidedignos.

## **7 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

A partir desta dissertação, elencam-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 da estaca;
- Realizar ensaios com camada de reforço sob a sapata, com objetivo de analisar a contribuição desta camada para o aumento na capacidade de carga da fundação;
- Analisar a resistência por atrito lateral do fuste da estaca com a variação da umidade do solo ao longo do ano até a profundidade da estaca;
- Analisar radier estaqueado variando espaçamento, número e dimensões das estacas, a fim de se determinar o projeto mais viável financeiramente e tecnicamente.

## REFERÊNCIAS

- AKBARI, Ali; ESLAMI, Abolfazl; NIKOOKAR, Mohammad. Influence of Soil Stiffness on the Response of Piled Raft Foundations under Earthquake Loading. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, [s. l.], v. 8, n. 4, p. 590–606, 2021. Disponível em: <<https://link.springer.com/10.1007/s40515-021-00157-8>>. Acesso em: 20 maio 2022. <https://doi.org/10.1007/s40515-021-00157-8>
- ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de fundações**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC / Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2020.
- ARDIACA, Dusko Hadzijanev. Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures. **Plaxis Bulletin**, [s. l.], n. Spring, p. 12–15, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. **NBR6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. **NBR6457**: Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- \_\_\_\_\_. **NBR6458**: Grãos de Pedregulho Retidos na Peneira de Abertura 4,8 mm - Determinação da Massa Específica, da Massa Específica Aparente e da Absorção de Água. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. **NBR6484**: Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. **NBR7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. **NBR16903**: Solo - Prova de Carga Estática em Fundação Profunda. Rio de Janeiro, 2020.
- ÁVILA, S. P.; CONCIANI, W. **Previsão de capacidade de carga de solos através de correlação de dados obtidos com o cone dinâmico (DPL)**. [S. l.]: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006.
- BALAKUMAR V. AND ILAMPARUTHI K. Behavior of Rectangular Piled Raft and Numerical Validation Proc. *In*: , 2008, Bangalori, India. **Indian Geotechnical Conference**. Bangalori, India: [s. n.], 2008. p. 141–144.
- BITTENCOURT, Douglas Magalhães Albuquerque. **Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados**. [s. l.], p. 221, 2012.
- BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Cambridge University Engineering Department. Geotechnique**, [s. l.], v. 36, p. 65–78, 1986. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>
- BOURGEOIS, E.; HASSEN, G.; BUHAN, P. Finite element simulations of the behavior of piled-raft foundations using a multiphase model. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, [s. l.], v. Vol.37, p. p.1122-1139, 2013. <https://doi.org/10.1002/nag.2077>
- BRAJA, M. DAS; KHALED, SOBHAN. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. V. 8ed.

São Paulo, 2014.

BRINKGREVE, R. B. J., W. M. Swolfs, and E. Engine. *In: PLAXIS USERS MANUAL*. [S. l.]: Balkema, 2002.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures Proc. 9th Int. **Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. V.2ed. Tokio: [s. n.], 1977.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: [s. n.], 1988. *E-book*. Disponível em: <<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/05/mecanica-solos-fundamentos-vol1-6ed-caputo.pdf>>. Acesso em: 25 fev. 2022.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F.; BICALHO, K. V. Recalques observados de sapatas em solos terciários de São Paulo. **Solos e Rochas**, [s. l.], v. 24, n. N.2, p. 143–153, 2001.

CHOW, H.; SMALL, J. Loads and moments in piles beneath piled rafts. **12th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics**. 2008, [s. l.], v. 5, n. January 2008, p. 3327–3334, 2008.

DE SANCTIS, Luca; MANDOLINI, Alessandro. Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 132, n. 12, p. 1600–1610, 2006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:12\(1600\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:12(1600))

DE SANCTIS, Luca; RUSSO, Gianpiero. Analysis and Performance of Piled Rafts Designed Using Innovative Criteria. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 134, n. 8, p. 1118–1128, 2008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:8\(1118\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:8(1118))

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

DÉCOURT, L. Behavior of Foudantions Under Working Load Conditions. *In:* , 1999, Foz do Iguaçu. (ABMS, Org.) **XI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Anais...** Foz do Iguaçu: [s. n.], 1999.

DÉCOURT, L. Prediction of load settlement relationships for foudations on the Basis of the SPT-T. *In:* , 1993. **Ciclo de Conferencias Internacinales Leonardo Zeevaert**. [S. l.: s. n.], 1993. p. 87–104.

DÉCOURT, L. Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT. *In:* , 1986, São Paulo. **Divisão técnica de mecânica dos solos e fundações, Instituto de engenharia**. São Paulo: [s. n.], 1986.

DESAI, Chandrakant S. Numerical Design-Analysis for Piles in Sands. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, [s. l.], v. 100, n. 6, p. 613–635, 1974. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000056>

EL-MOSSALLAMY AND FRANKE. Piled Rafts-Numerical Modelling to Simulate the Behaviour of Piled Raft Foundations. **ARCADIS**, [s. l.], 1997.

FLEMING, W. G. K. et al. **Piling Engineering**. 2nd. ed. [S. l.]: Halsted Press, 1992.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. 2013. 253 f. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, DF, [s. l.], 2013.

GARCIA, Jean Rodrigo. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. 2015. 319 f. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), [s. l.], 2015.

GARCIA, Jean Rodrigo. **Projeto de pesquisa (Processo APQ00335-21) - Otimização de fundações em construções populares em solo da região de Uberlândia - MG**. Uberlândia: [s. n.], 2021.

GARCIA, Jean Rodrigo; ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha 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: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1679-78252019000600507&tlng=en](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1679-78252019000600507&tlng=en)>. Acesso em: 02 jan. 2023. <https://doi.org/10.1590/1679-78255565>

GOOGLE EARTH. **Imagens**. [S. l.], 2021. Disponível em: <<https://earth.google.com/web>>. Acesso em: 22 abr. 2021.

HALDER, Prasun; MANNA, Bappaditya. A New Model for the Prediction of Load Sharing in Piled Raft System—An Experimental Investigation. **Arabian Journal for Science and Engineering**, [s. l.], v. 46, n. 11, p. 10667–10680, 2021. Disponível em: <<https://link.springer.com/10.1007/s13369-021-05481-2>>. Acesso em: 18 fev.. 2022. <https://doi.org/10.1007/s13369-021-05481-2>

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C. **Projetos de fundação em radier estaqueado na Alemanha**. Alemanha: Aplicações de projeto de fundações em radier, 2000.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C. 13. Piled raft foundation projects in Germany. In: **Design applications of raft foundations**. [S. l.]: Thomas Telford Publishing, 2000. p. 323–391. *E-book*. Disponível em: <<http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/daorf.27657.0013>>. Acesso em: 20 maio 2022. <https://doi.org/10.1680/daorf.27657.0013>

KATZENBACH, R; MOORMANN, C. Recommendations for the design and construction of piled rafts. **Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Vols 1-3, [s. l.], p. 927–930, 2001.

KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G. Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands. **Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [s. l.], v. v.11, 1965.

MANDOLINI, Alessandro. Design of piled raft foundations : practice and development. In:

**BAP IV, International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles.** [S. l.: s. n.], 2003. p. 59–80.

MARANGON, Márcio; TEIXEIRA, Nelson Murillo Marx. Análise de uma fundação em sapata reforçada com estaca. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.* [S. l.]: ABMS, 2020. p. 3238–3245. Disponível em: <<http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/cobramseg.2022.0406.pdf>>. Acesso em: 16 jun. 2023. <https://doi.org/10.4322/cobramseg.2022.0406>

NAYLOR, D. J.; HOOPER, J. A. An effective stress finite element analysis to predict the short and long-term behavior of a pile raft foundation on London clay. *In:* , 1975, Cambridge. **Proceedings of Conference on Settlement of Structure.** Cambridge: [s. n.], 1975. p. 394-402.

OLIVEIRA, Eduardo Augustos Santos. **Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estacada em solo tropical.** 2022. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, [s. l.], 2022.

OLIVEIRA, Eduardo Augusto Santos; GARCIA, Jean Rodrigo. An analysis of static loading tests on short bored pile in tropical soil. **Arabian Journal of Geosciences**, [s. l.], v. 16, n. 5, p. 299, 2023. Disponível em: <<https://link.springer.com/10.1007/s12517-023-11399-w>>. Acesso em: 18 fev. 2023. <https://doi.org/10.1007/s12517-023-11399-w>

OTTAVIANI, M. Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. **Géotechnique**, [s. l.], v. 25, n. 2, p. 159–174, 1975. Disponível em: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.1975.25.2.159>>. Acesso em: 16 jun. 2022. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.159>

PACHECO, Fernando Estevão Rodrigues Crincoli et al. **Projeto Triângulo Mineiro.** Belo Horizonte. 2018.

PARK, Dongyu; LEE, Junhwan. Comparative Analysis of Various Interaction Effects for Piled Rafts in Sands Using Centrifuge Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 141, n. 1, 2015. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001183>>. Acesso em: 22 set. 2022. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001183](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001183)

PEREZ, Carolina Alejandra Collantes. **Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estacado em sua capacidade de carga lateral.** [s. l.], p. 98, 2017.

PEZO, Oscar Bartra. **Análises numéricas de provas de carga em radier estacado utilizando o método dos elementos finitos.** 2013. 151 f. [s. l.], 2013.

PIETRUSZCZAK, S. **Fundamentals of Plasticity in Geomechanics.** [S. l.]: CRC Press, 2010.

POULOS, H. G et al. Comparisons of some programs for analysing piled raft problems. *In:* , 1997. **Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech.** [S. l.: s. n.], 1997. p. 1119–1124.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Foundation Analysis and Design. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 20, n. 3, p. 269, 1980. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(84\)90010-3](https://doi.org/10.1016/0013-7952(84)90010-3)

POULOS, H. G. 16. Practical design procedures for piled raft foundations. *In: Design applications of raft foundations*. [S. l.]: Thomas Telford Publishing, 2000. p. 425-467. <https://doi.org/10.1680/daorf.27657.0016>

POULOS, H. G. An approximate numerical analysis of pile–raft interaction. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, [s. l.], v. 18, p. 73-92, 1994. <https://doi.org/10.1002/nag.1610180202>

POULOS, H. G. **Pile behaviour-theory**. [s. l.], n. 3, 1989.

POULOS, H. G. Piled raft foundations: design and applications. **Géotechnique**, [s. l.], v. 51, p. 95-113, 2001. <https://doi.org/10.1680/geot.51.2.95.40292>

POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. [S. l.]: Wiley, 1980. (Series in geotechnical engineering).

RANDOLPH, M F. Design Methods for pile groups and pile rafts. *In:* , 1994, New Delhi. **XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. New Delhi: ISSMGE, 1994. p. 61-82.

SALES, Maurício Martines. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229p f. - Universidade de Brasília, [s. l.], 2000.

SALES, M. M. **Behavior analysis of piled rafts**. 2000. 229 f. - Universidade de Brasília, [s. l.], 2000.

OLIVEIRA, Eduardo Augusto Santos; JUSTINO, Marcos Oliveira; GARCIA, Jean Rodrigo. Numerical analysis of piled rafts with short bored piles. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], v. 15, n. 4, 2022. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1983-41952022000400205&tlng=en](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952022000400205&tlng=en)>. Acesso em: 19 out. 2022. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952022000400008>

TEIXEIRA, Alberto Henirques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In: HACHICH, Waldemar et al. (org.). Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 2016. p. 802.

TEXEIRA, R. S. **Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado**. 1996. 161 p. f. - São Carlos, EESC/USP, [s. l.], 1996.

TILAHUN, Mulat Worku; ASSEFA, S. M. Analysis of piled raft foundation behaviors in sandy soils using a numerical approach. **Modeling Earth Systems and Environment**, [s. l.], v. 9, n. 2, p. 2919–2926, 2023. Disponível em: <<https://link.springer.com/10.1007/s40808-022-01674-2>>. Acesso em: 12 out. 2022. <https://doi.org/10.1007/s40808-022-01674-2>

VIGGIANI, Carlo; MANDOLINI, Alessandro; RUSSO, Gianpiero. Piles and Pile Groups. *In: Applied Soil Mechanics*. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2012. p. 286–331. *E-book*. Disponível em: <<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/9780470168097.ch8>>.

Acesso em: 12 jan. 2022.

WU, W. J.; CHAI, J. C.; HUANG, J. Z. Interaction between pile and raft in piled raft foundation. *In: Advances in building technology*. [S. l.]: Elsevier, 2002. p. 603–610. *E-book*. Disponível em: <<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/B9780080441009500772>>. Acesso em: 15 jan. 2022. <https://doi.org/10.1016/B978-008044100-9/50077-2>

## APÊNDICE A - FOTOS DAS PROVAS DE CARGA



07 dias de cura

28 dias de cura

**FECIV - UFU**  
Laboratório de Estruturas

## Relatório de Ensaio

Máquina: **Emic DL60000** Célula: **Trd 13** Extensômetro: **Trd 11** Data: **27/07/2022** Hora: **15:26:26** Trabalho n° **0073**  
Programa: **Tesc versão 3.01** Método de Ensaio: **Compressão concreto 10x20**  
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>> Obra: **Alisson** Idade: **28 dias** Traço: **concreto**

| Corpo de Prova | Força máxima (kgf) | Tensão máxima (MPa) |
|----------------|--------------------|---------------------|
| CP 1           | 27084.18           | 33.82               |
| CP 2           | 26058.43           | 32.54               |
| Número CPs     | 2                  | 2                   |
| Média          | 26570              | 33.18               |
| Mediana        | 26570              | 33.18               |
| Desv. Padrão   | 725.3              | 0.9056              |
| Coef.Var.(%)   | 2.730              | 2.730               |
| Mínimo         | 26060              | 32.54               |
| Máximo         | 27080              | 33.82               |

## APÊNDICE C – PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DO CONCRETO

As propriedades do concreto (estaca e sapata) utilizadas na simulação numérica foram realizadas de acordo com Ardiaca (2009). O autor utilizou-se da norma europeia EHE-98 para o cálculo da coesão equação (31), ângulo de atrito do solo equação (32) e valor adotado para coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e peso específico do solo ( $\gamma$ ).

$$c = \beta \cdot f_{ct,d} \quad (31)$$

$$\mu = tg\phi \quad (32)$$

Em que:

$\beta$  e  $\mu$  são coeficientes que depende do grau de rugosidade do concreto como mostrado na Tabela 10;

$f_{ct,d}$  é a resistência à tração de cálculo do concreto, que pode ser obtido de acordo com a equação (33);

$$f_{ct,d} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} / 1,50 \quad (33)$$

Em que:  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto.

| Tabela 10 – Valores de $\beta$ e $\mu$ |                  |                 |
|----------------------------------------|------------------|-----------------|
| Tipo de superfície                     |                  |                 |
|                                        | Baixa rugosidade | Alta rugosidade |
| $\beta$                                | 0,2              | 0,4             |
| $\mu$                                  | 0,6              | 0,9             |

Fonte: Ardiaca (2009).

Foram adotados valores médios de  $\beta=0,3$  e  $\mu=0,7$ .

O cálculo do módulo de elasticidade do concreto foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014, expressa pela equação (34).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (34)$$

Em que:

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$\alpha_E$  é o parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade. O valor do  $\alpha_E$ , pode ser determinado pela Tabela 11.

Tabela 11– Valores de  $\alpha_E$  em função da natureza do agregado.

| Natureza do agregado |                                     |     |          |         |
|----------------------|-------------------------------------|-----|----------|---------|
| $\alpha_E$           | Basalto e Granito e Diabásio Gnaiss |     | Calcário | Arenito |
|                      | 1,2                                 | 1,0 | 0,9      | 0,7     |

Fonte: NBR 6118:2014.

A brita utilizada na pesquisa é proveniente de jazidas de basalto  $\alpha_E=1,2$

Os parâmetros do concreto calculados para a simulação numérica estão apresentados no Tabela 12.

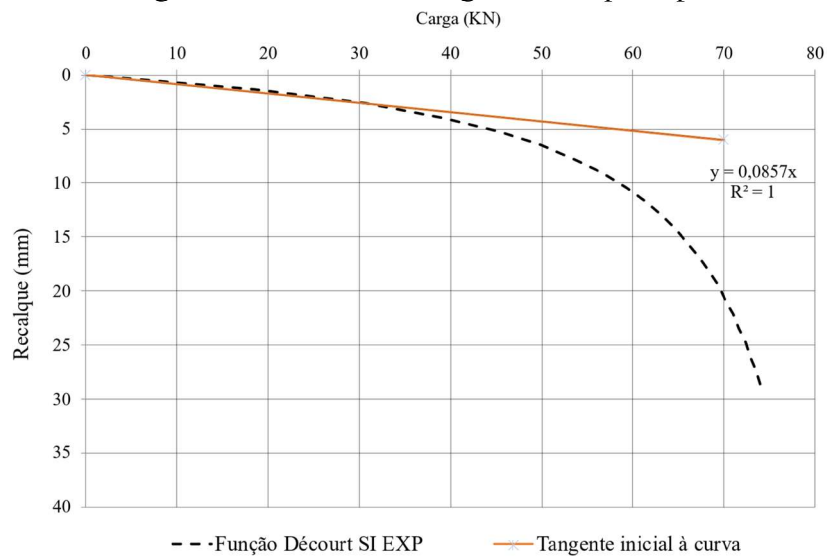
Tabela 12 – Parâmetros do concreto.

| Concreto      | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\phi$<br>[Graus] | c<br>[kPa] | E<br>(MPa) | N<br>[-] |
|---------------|----------------------------------|-------------------|------------|------------|----------|
| Estaca/Sapata | 25                               | 35                | 513        | 19600      | 0,2      |

Fonte: O autor (2023).

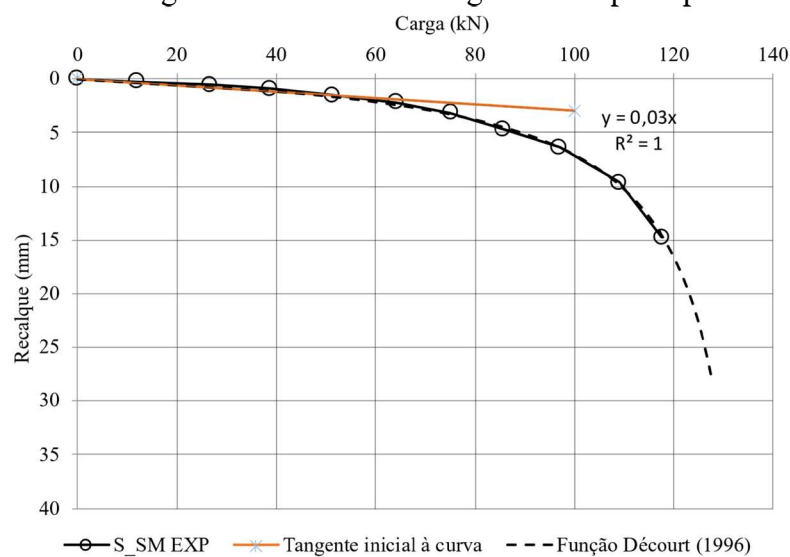
## APÊNDICE D – OBTENÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL (K)

Figura 62 – Tangente inicial à curva carga vs recalque sapata isolada (SI).



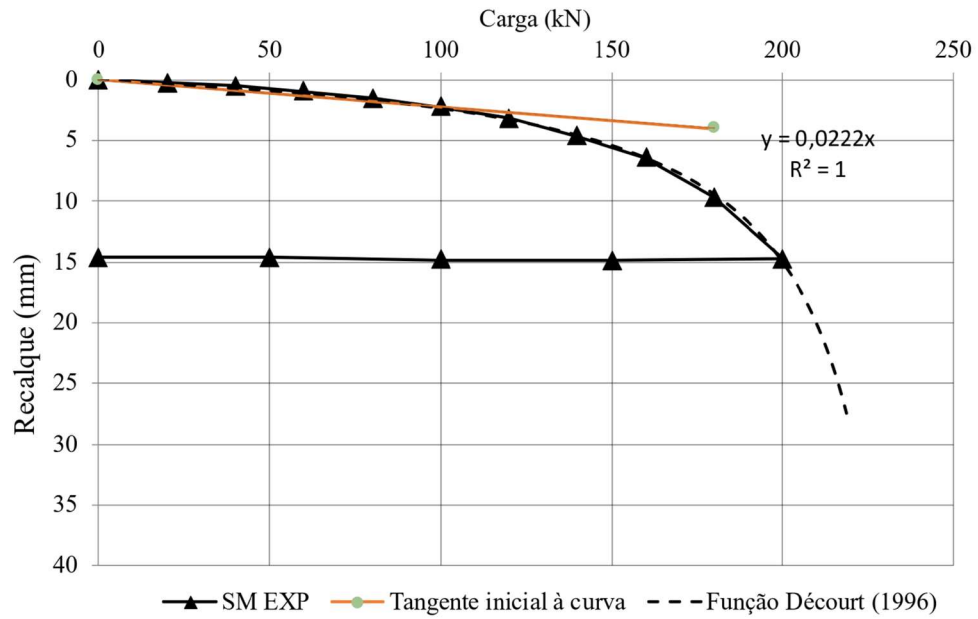
Fonte: O autor (2023).

Figura 63 – Tangente inicial à curva carga vs recalque sapata do REI.



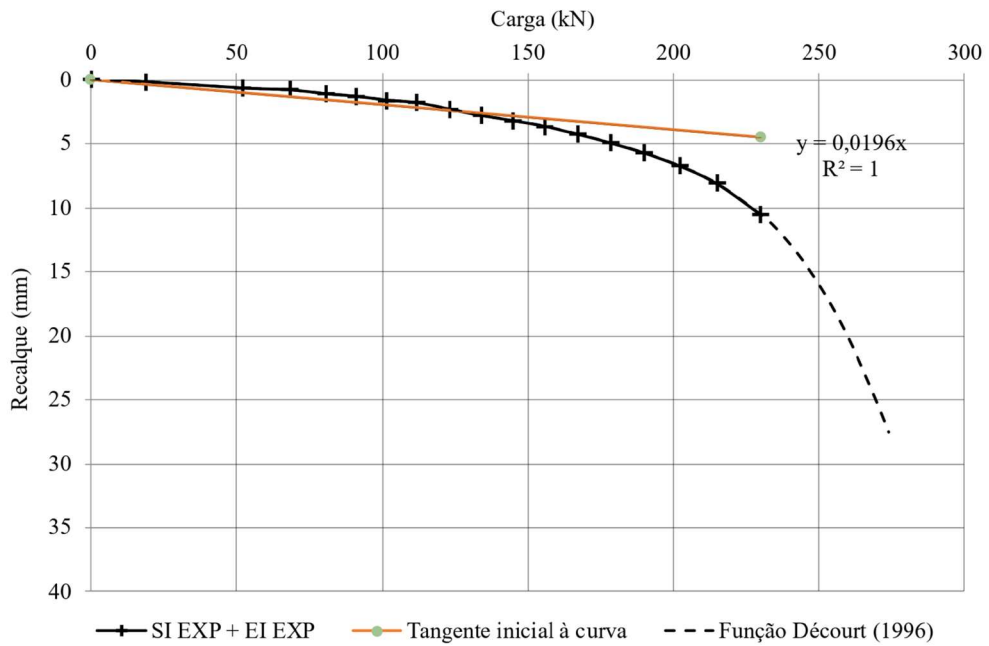
Fonte: O autor (2023).

Figura 64 – Tangente inicial à curva carga vs recalque do REI.



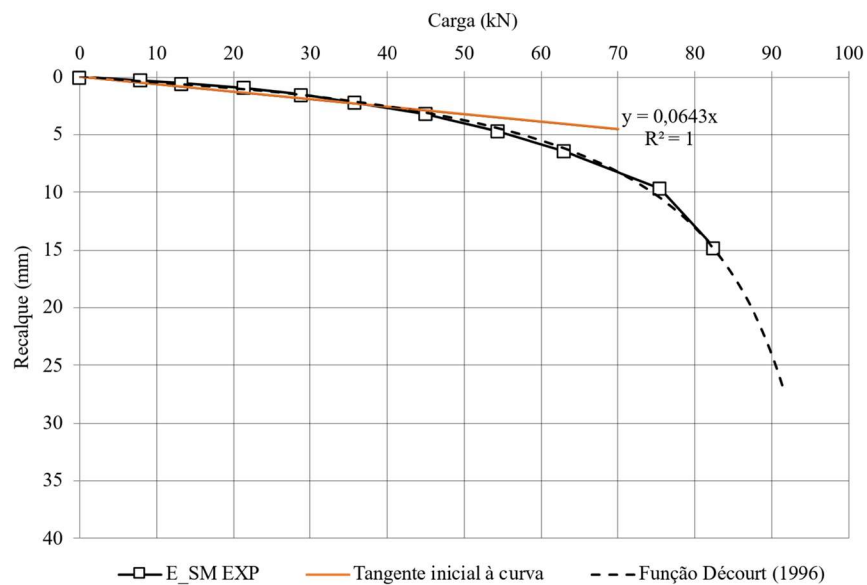
Fonte: O autor (2023).

Figura 65 – Tangente inicial à curva carga vs recalque SI + EI.



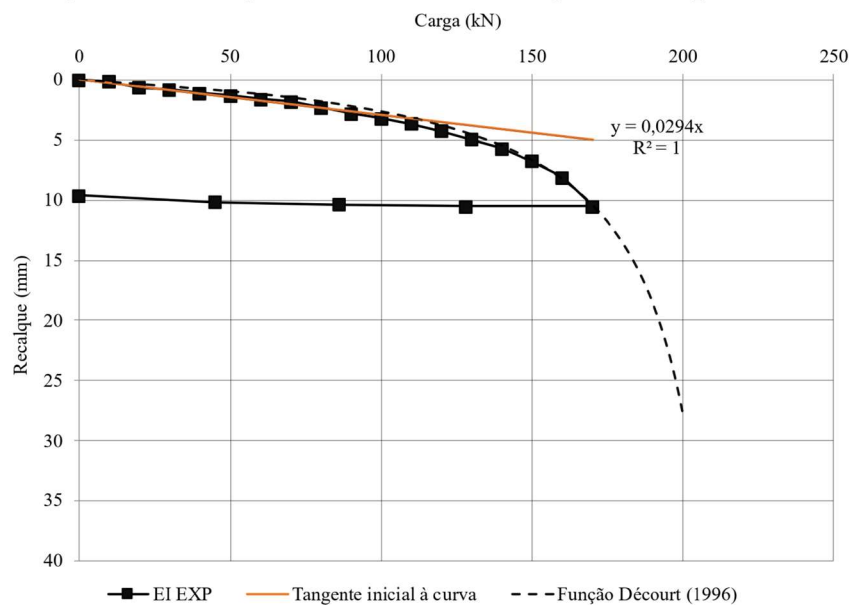
Fonte: O autor (2023).

Figura 66 –Tangente inicial à curva carga vs recalque da estaca do REI.



Fonte: O autor (2023).

Figura 67 – Tangente inicial à curva carga vs recalque da EI.



Fonte: O autor (2023).