



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



EDUARDO AUGUSTO DOS SANTOS OLIVEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO
COMPORTAMENTO DE SAPATA ESTAQUEADA EM SOLO
TROPICAL**

Uberlândia, 2022

EDUARDO AUGUSTO DOS SANTOS OLIVEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO
COMPORTAMENTO DE SAPATA ESTAQUEADA EM SOLO
TROPICAL**

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: Estruturas, Construção Civil e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia, 2022

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

S237a Santos Oliveira, Eduardo Augusto dos, 1993-
2022 Análise experimental e numérica do comportamento de sapata
estaqueada em solo tropical [recurso eletrônico] / Eduardo Augusto dos
Santos Oliveira. - 2022.

Orientador: Jean Rodrigo Garcia.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.5055>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

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

CDU: 624

André Carlos Francisco
Bibliotecário - CRB-6/3408



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



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 279, PPGEC				
Data:	08 de agosto de 2022	Hora de início:	14:00 h	Hora de encerramento:	17:55h
Matrícula do Discente:	12012ECV018				
Nome do Discente:	Eduardo Augusto dos Santos Oliveira				
Título do Trabalho:	Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estacada em solo tropical				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas e Geotecnia				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Otimização de fundações em construções populares em solo da região de Uberlândia-MG				

Reuniu-se, em sessão pública pela plataforma *Microsoft Teams* provida pela Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Roger Augusto Rodrigues - UNESP, Prof^a. Dr^a. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha - USP e Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia – UFU 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 08/08/2022, às 17:56, 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 **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, Usuário Externo**, em 08/08/2022, às 18:25, 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 **Roger Augusto Rodrigues, Usuário Externo**, em 08/08/2022, às 22:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3761273** e o código CRC **4EFBB016**.

Referência: Processo nº 23117.050405/2022-09

SEI nº 3761273

AGRADECIMENTOS

A Deus, aos meus pais, aos pais de meus pais e à minha família pelo apoio nesta etapa, em especial, consigno-lhes à minha mulher pela compreensão para com minha dedicação a este trabalho. Quero salientar que esta pesquisa foi realizada durante as circunstâncias dadas pela pandemia de COVID-19, e que a coragem demandada para sua conclusão foi respondida com desembaraço, por parte de todos os envolvidos, respeitando-se às normas de saúde e segurança do trabalho.

Ao professor Jean Rodrigo Garcia pela diuturna orientação e generosidade de sugestões que me foram oferecidas. A sinergia que construímos responde ao êxito deste trabalho.

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

À Terra Engenharia, na pessoa do Eng.º Rômulo, pelo apoio a esta pesquisa.

Ao Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Minas Gerais (8º Pelotão – Araguari), pelo apoio a esta pesquisa.

À INCOTEP, pelo apoio a esta pesquisa.

À GERDAU, pelo apoio a esta pesquisa.

Aos professores: Roger Rodrigues (FEB-UNESP), Cristina Tsuha (EESC-USP), Paulo Albuquerque (UNICAMP), Giovanna Georgetti (FECIV-UFU), Michael Maedo (FECIV-UFU), pelas contribuições dadas a esta pesquisa.

Aos técnicos da UFU: Cristiane Pires (LabEst); Wanderly da Silva (LabMAT); Douglas Serato (LabTOPO) e Douglas Mazer (LAPROSOLDA), pelo apoio dado ao este trabalho. Ao colaborador UFU Vino, pelos serviços de marcenaria realizados.

Aos colegas de mestrado Gean Alves, Camila Santos e Alisson Lopes pelo valioso auxílio nas atividades de campo.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), nas pessoas dos professores pesquisadores.

À Universidade Federal de Uberlândia (UFU) pela aquisição de equipamentos e ferramentas computacionais utilizados nessa pesquisa.

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

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

RESUMO

Nesta pesquisa investigou-se o comportamento de fundações assentes em solo tropical de Uberlândia, compostas por sapata estaqueada e seus elementos isolados de sapata e estaca, submetidas à compressão axial por meio de provas de carga estática e lenta (SML). Para tanto, foram executadas estacas do tipo escavada mecanicamente à trado sem fluido estabilizante ($L = 4$ m; $d = 25$ cm) e sapatas em formato circular, com 1 metro de diâmetro e 20 cm de altura. Para melhor avaliar o comportamento dessas fundações teste em solo tropical colapsível, estas foram submetidas a prova de carga na condição de umidade natural do solo e sob inundação prévia. As estacas, isolada e da sapata estaqueada, foram instrumentadas em profundidade para avaliar a distribuição, compartilhamento de carga e transferência de carga ao longo do comprimento das estacas. Para melhor compreensão de alguns fenômenos de difícil explicação com o modelo experimental, foram construídos modelos numéricos axissimétricos em Elementos Finitos (MEF) das fundações teste, os quais foram previamente calibrados com os resultados das provas de carga executadas no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da FECIV-UFU. Com base nos resultados e análises desta pesquisa, constatou-se que a sapata promoveu um ganho de 30% a 40% na capacidade de carga da estaca, em relação à estaca isolada, mesmo em condição inundada, demonstrando que o sistema misto apresenta vantagens sobre a soma de seus elementos atuando de forma isolada. A análise de transferência de carga demonstra que as estacas construídas no solo resistem em grande parte por meio do atrito lateral, além disso a sapata, quando acoplada à estaca, promove o aumento no desempenho da resistência por atrito lateral. Em todos os casos analisados, a inundação do solo, afetou a capacidade de carga das fundações evidenciando o comportamento colapsível do solo local que se reconhece como problemático.

Palavras-chave: Sapata estaqueada - Método dos elementos finitos - Solo residual - Contato radier-solo - Prova de carga instrumentada - Estaca escavada - Redução de recalques.

ABSTRACT

This research investigated the behavior of foundations embedded in tropical soil of Uberlândia, consisting of piled footing and their isolated elements of footing and pile, subjected static axial compressive load by means of slow loading tests (SML). For this purpose, the piles were mechanically bored by dry method ($L = 4$ m; $d = 25$ cm) and circular footings, 1 m diameter and 20 cm thickness. To better evaluate the behavior of these test foundations in tropical collapsible soil, they were subjected to loading test in natural water content soil condition and under previous inundation. The piles, single pile and of the piled footing, were instrumented in depth to evaluate the distribution, load sharing and load transfer along the length of the piles. For a better understanding of some phenomena difficult to explain with the experimental model, axisymmetric numerical models in Finite Elements (FEM) of the test foundations were created, which were previously calibrated with the results of the loading tests carried out in the Experimental Field of Foundations and Soil Mechanics at FECIV-UFU. Based on the results and analyses of this research, it was found that the footing promoted a 30% to 40% gain in the capacity of the pile, in comparison to the single pile, even in inundated condition, showing that the combined system presents advantages over the sum of its elements working in isolated form. The analysis of load transfer demonstrates that the piles constructed in the soil resist in large part by shaft friction, in addition the footing, when coupled to the pile, promotes the increase in resistance performance by shaft resistance. The analysis of load transfer demonstrates that the piles constructed in the soil resist in large part by shaft friction, in addition the footing, when coupled to the pile, promotes the increase in resistance performance by shaft resistance. In all cases analyzed, the soil inundation affected the capacity of the foundations, emphasizing the collapsible behavior of the local soil, which is recognized as problematic.

Keywords: Piled footing – Finite Element Method – Residual soil – Raft-soil contact – Instrumented load test – Bored pile – Settlement reduction

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Modelo de radier estaqueado em centrífuga.	25
Figura 2. Sistema de teste em centrífuga.	25
Figura 3. Esquema do modelo para grupo de estacas.	26
Figura 4. Instalação dos sensores de carga no modelo.	26
Figura 5. Geometria dos radiers estaqueados construídos.	28
Figura 6. Quartel de cavalaria Hyde Park.	29
Figura 7. Hotel Holiday Inn Napoli.	29
Figura 8. Transferência vertical da carga na estaca, $P_{av} = P_t/n$ estacas.	30
Figura 9. Influência da interação estaca-radier na transferência da força axial e atrito lateral ao longo da profundidade baseado no modelo de Frankfurt Clay.	31
Figura 10. Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay.	32
Figura 11. Influência das interações entre estaca-estaca e estaca-radier sobre o comportamento carga-recalque da estaca.	33
Figura 12. (a) Detalhes da estaca isolada e do radier estaqueado (b) Curvas de distribuição de atrito lateral normalizado ao longo das estacas para diferentes compressibilidades de estacas.	33
Figura 13. Pequenos e grandes radiers estaqueados.	35
Figura 14. Estado de tensões num elemento de solo próximo da ponta da estaca com solos de diferentes resistências na base.	36
Figura 15. Participação da resistência de ponta nos radiers estaqueados experimentais.	37
Figura 16. Configurações de carregamento para estudo paramétrico	38
Figura 17. Exemplo qualitativo da redução de recalque de uma fundação em radier estaqueado em função do coeficiente α_{pr}	40
Figura 18. Efeito do contato radier-solo sobre os recalques. Estaca e radier rígidos.	40
Figura 19. Método híbrido desenvolvido.	43
Figura 20. Curva carga-recalque típica para radiers estaqueados pelo método PDR.	45
Figura 21. Estimativa da rigidez do elemento superficial k_r através da carga-recalque.	46
Figura 22. Fluxograma das etapas a serem desenvolvidas.	51
Figura 23. Solos colapsíveis estudados no Brasil.	52
Figura 24. Mapa geológico da Região de Uberlândia.	53

Figura 25. Precipitação mensal entre os anos de 2010 e 2021 para Uberlândia.....	54
Figura 26. Valores de sucção medida na profundidade de 30 cm.	55
Figura 27. Valores de sucção medida na profundidade de 65 cm.	55
Figura 28. Valores de sucção medida na profundidade de 85 cm.	55
Figura 29. Locação das fundações teste e das estacas de reação no campo experimental.	56
Figura 30. Sondagem de simples reconhecimento com SPT: (a) Perfuração para início do ensaio; (b) Avanço por circulação de água.....	59
Figura 31. Perfil geotécnico do campo experimental obtido por sondagem.	60
Figura 32. Gráfico de plasticidade proposto por Casagrande e parâmetros LL e LP para os primeiros 7 metros de solo.	62
Figura 33. Caracterização do campo experimental.	63
Figura 34. Detalhe do poço de extração da amostra indeformada.....	64
Figura 35. Amostra indeformada extraída do campo experimental.	64
Figura 36. Esquema de instalação dos tensiômetros no campo experimental.....	65
Figura 37. Tensiômetros instalados.	65
Figura 38. Esquema do funil de Haines.....	66
Figura 39. Funil de Haines utilizado.	66
Figura 40. Divisão da amostra indeformada para retirada de amostras.....	67
Figura 41. Moldagem dos corpos de prova para o papel filtro.....	67
Figura 42. Materiais e equipamentos utilizados na técnica do papel filtro.	67
Figura 43. Saturação dos corpos de prova.	67
Figura 44. Secagem dos corpos de prova.	67
Figura 45. Dispersão dos valores do índice de vazios (e) e para as 59 amostras utilizadas na curva de retenção.	69
Figura 46. Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Fredlund e Xing (1994).....	70
Figura 47. Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Van Genuchten (1980).	70
Figura 48. Prensa de adensamento: (a) sistema de aplicação de carga; (b) leitura de deslocamentos.....	71
Figura 49. Resultados do ensaio edométrico duplo para o solo superficial do campo experimental.	72
Figura 50. Escavação das estacas de reação.	74
Figura 51. Trado helicoidal $d = 40$ cm.	74
Figura 52. Posicionamento do tirante no furo antes da concretagem.....	75
Figura 53. Tirante posicionado após a concretagem da estaca de reação.....	75

Figura 54. Detalhe da geometria das fundações ensaiadas.....	76
Figura 55. Pressão de contato e perfil de recalque em argila: (a) placa flexível (b) placa rígida.	77
Figura 56. Detalhamento da armadura da sapata.....	79
Figura 57. Confecção da armadura da sapata (SP-EXP).....	79
Figura 58. Sapata confeccionada em concreto armado (SP-EXP).	79
Figura 59. Detalhamento da armadura da estaca.	80
Figura 60. Confecção da armadura das estacas.	81
Figura 61. Armadura da estaca instalada (SPES-EXP).....	81
Figura 62. Esquema da prova de carga estática em fundação mista.....	81
Figura 63. Viga de reação posicionada para a prova de carga da sapata isolada.	83
Figura 64. Prova de carga em sapata isolada em condição natural SP-EXP-NAT.	84
Figura 65. Prova de carga em sapata isolada condição inundada SP-EXP-INUND.	84
Figura 66. Prova de carga em estaca isolada em condição natural ES-EXP-NAT.	85
Figura 67. Prova de carga em estaca isolada condição inundada ES-EXP-INUND.	85
Figura 68. Prova de carga em sapata estaqueada em condição natural SPES-EXP-NAT.....	86
Figura 69. Prova de carga em sapata estaqueada condição inundada SPES-EXP-INUND.	86
Figura 70. Esquema do sistema de instrumentação no topo e em profundidade.....	87
Figura 71. Posicionamento da instrumentação na estaca isolada e na sapata estaqueada.	88
Figura 72. Esquema da ponte de <i>Wheatstone</i>	89
Figura 73. Lei de Hooke aplicada à instrumentação na estaca.	90
Figura 74. Exemplo de modelo 2D axissimétrico para a estaca isolada (ES-NUM).....	92
Figura 75. Intercepto de coesão para solos não-saturados.	93
Figura 76. Modelo Mohr-Coulomb with Cap: (a) superfícies de falha; (b) curva de compressão.	94
Figura 77. Modelo numérico SP-NUM: (a) Malha e regiões de discretização; (b) refinamento da malha próximo à base da sapata; (c) diagrama de aplicação de carga na fundação.	96
Figura 78. Regiões de discretização da malha para o modelo axissimétrico do SPES-NUM..	97
Figura 79. Deslocamentos verticais no topo da fundação e respectivo número de nós.	98
Figura 80. Tensões e deslocamentos ao longo dos contornos medidos em SP-NUM.....	99
Figura 81. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional: (a) SP-EXP-NAT; (b) SP-EXP-INUND.	105
Figura 82. Curvas carga-recalque SP-EXP e SP-NUM.....	107

Figura 83. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional: (a) ES-EXP-NAT; (b) ES-EXP-INUND.....	108
Figura 84. Curvas carga vs. recalque ES-EXP e ES-NUM.....	109
Figura 85. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional: (a) SPES-EXP-NAT; (b) SPES-EXP-INUND.....	111
Figura 86. Curvas carga vs. recalque SPES-EXP e SPES -NUM.....	112
Figura 87. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional da soma dos elementos isolados: (a) SPES-EXP-NAT; (b) SPES-EXP-INUND.....	113
Figura 88. Carga vs. deformação medida na seção de referência da SPES-SG-0,30m em condição natural.....	115
Figura 89. Carga vs. deformação medida na seção de referência da SPES-SG-0,30m em condição inundada.....	115
Figura 90. Curvas carga-recalque medida na ponta das estacas e extrapolada por funções do tipo t-z e q-z: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.....	117
Figura 91. Transferência de carga na estaca isolada obtida por simulação numérica e pela prova de carga: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.....	118
Figura 92. Atrito lateral ao longo do fuste da estaca isolada obtido por modelo numérico e calculado pela prova de carga: (a) condição natural; (b) condição inundada.....	119
Figura 93. Transferência de carga na sapata estaqueada obtida por simulação numérica e pela prova de carga: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.....	120
Figura 94. Atrito lateral ao longo do fuste da sapata estaqueada obtido por modelo numérico e calculado pela prova de carga: (a) condição natural; (b) condição inundada.....	121
Figura 95. Curvas carga-recalque da sapata estaqueada e de seus elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição natural.....	122
Figura 96. Curvas carga-recalque da sapata estaqueada e de seus elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição inundada.....	123
Figura 97. Distribuição de carga na sapata estaqueada entre a estaca e o radier elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição natural.....	124
Figura 98. Distribuição de carga na sapata estaqueada entre a estaca e o radier elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição inundada.....	125

Figura 99. Curvas carga-recalque em condição natural das fundações isoladas e dos elementos da sapata estaqueada via resultados da instrumentação: (a) Estaca isolada vs. Estaca na sapata estaqueada; (b) Sapata isolada vs. Sapata na sapata estaqueada.	126
Figura 100. Curvas carga-recalque em condição inundada das fundações isoladas e dos elementos da sapata estaqueada via resultados da instrumentação: (a) Estaca isolada vs. Estaca na sapata estaqueada; (b) Sapata isolada vs. Sapata na sapata estaqueada.....	127
Figura 101. Comparativo de Q_{calc} da estaca isolada em umidade natural por métodos semiempíricos: (a) capacidade de carga; (b) capacidade por atrito lateral e de ponta.	128
Figura 102. Comparativo de Q_{calc} da sapata isolada por métodos semiempíricos:	129
Figura 103. Diagrama de momento fletor.	144
Figura 104. Curvas granulométricas com sedimentação para as 7 primeiras camadas de solo.	148
Figura 105. Limites de liquidez para os primeiros 7 metros de solo do campo experimental.	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Correlações para a tensão de referência q_r (Décourt, 1999).	47
Tabela 2. Valores de β e α para estacas escavadas em geral (Décourt, 2016).....	48
Tabela 3. Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 2016).....	48
Tabela 4. Valores de k e α para estacas escavadas em geral (Aoki e Velloso, 1975).....	48
Tabela 5. Valores de α para estacas escavadas a céu aberto (Teixeira, 1996).	49
Tabela 6. Resultado da análise granulométrica	61
Tabela 7. Parâmetros de ajuste da curva de retenção.	69
Tabela 8. Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo.....	72
Tabela 9. Propriedades do tirante monobarra INCOTEP.	73
Tabela 10. Geometria das fundações teste.	77
Tabela 11. Quantitativo de aço empregado na sapata.	78
Tabela 12. Quantitativo de aço empregado nas estacas.....	80
Tabela 13. Sequência de execução das provas de carga estática.....	82
Tabela 14. Parâmetros de resistência mecânica e compressibilidade dos materiais.	100
Tabela 15. Parâmetros para o concreto no modelo Mohr-Coulomb.....	101
Tabela 16. Parâmetros das funções aproximadoras no modelo de Chin-Kondner obtidas com as curvas carga-recalque das provas de carga.....	104
Tabela 17. Valores de carga de ruptura e carga admissível.....	104
Tabela 18. Parâmetros das funções t-z e q-z no modelo de Van der Veen obtidas com a instrumentação na ponta das estacas.	116
Tabela 19. Capacidade de carga da sapata ($D = 1,00$ m) por Terzaghi e Peck (1963).....	146
Tabela 20. Capacidade de carga da estaca ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Décourt-Quaresma.	147
Tabela 21. Capacidade de carga ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Aoki-Velloso.....	147
Tabela 22. Capacidade de carga ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Teixeira.....	147

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Filosofias de projeto para projeto do radier estaqueado.	39
Quadro 2. Descrição das investigações geotécnicas no campo experimental.	58

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_p : Área da ponta da estaca;
 $A_{s,min}$ - Área mínima da seção transversal da armadura;
 B_{eq} : Dimensão equivalente da sapata;
 c : Intercepto de coesão;
 C : Relação entre a resistência à penetração e a reação de ponta;
 C^* : Coeficiente de compressibilidade intrínseca do solo;
 d : Diâmetro da estaca;
 D : Diâmetro da sapata;
 e : Índice de vazios; E_{oed} : Módulo edométrico;
 E : Módulo de Young do solo;
 E_{comp} : Módulo de Young da estaca;
 f_{yk} : Resistência característica do aço à tração;
 f_{yd} - Resistência de cálculo do aço à tração;
 f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão;
 f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto à compressão;
 G_s - Densidade relativa das partículas do solo;
 IP : Índice de plasticidade do solo;
 k_r : Coeficiente de rigidez da fundação rasa (*raft*);
 k_p : Coeficiente de rigidez da fundação profunda (*pile*);
 k_{pr} : Coeficiente de rigidez da fundação mista (*piled raft*);
 L : Comprimento da estaca;
 LL : Limite de liquidez do solo;
 LP : Limite de plasticidade do solo;
 N_{72} : Índice de resistência à penetração do SPT para 72% da energia teórica da queda livre;
 N_s - Esforços normal solicitante na peça;
 N_{SPT} : Índice de resistência à penetração do SPT;
 \bar{N}_{SPT} : Valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca;
 P_r : Carga aplicada à fundação rasa, sapata isolada ou radier (*raft*);
 P_p : Carga aplicada à fundação profunda, estaca isolada ou grupo de estacas (*pile*);
 P_{pr} : Carga aplicada à fundação mista, sapata estaqueada ou radier estaqueado (*piled raft*);
 q : Tensão aplicada ao solo pela fundação rasa, sapata isolada ou radier;

- q_r : Tensão de referência em função do tipo de solo;
 q_p : Tensão de ruptura do ensaio penetrométrico;
 Q_{adm} : Carga admissível da fundação;
 Q_{calc} : Capacidade de carga calculada por métodos teóricos ou semiempíricos;
 Q_{max} : Carga máxima aplicada à fundação em prova de carga;
 Q_{ult} : Capacidade de carga da fundação;
 s_{pr} : Recalque da fundação mista;
 s_r : Recalque da fundação rasa isolada;
 s : Recalque;
 t : Espessura da sapata;
 u_w : Sucção no solo;
 U : Perímetro da estaca;
 w : Teor de umidade do solo;
 w_{papel} : Umidade do papel filtro;
 α : Fator de reação de ponta do método Décourt-Quaresma;
 α_{rp} : Fator de interação radier-estaca;
 α_{pr} : Coeficiente de distribuição de carga para as estacas na fundação mista;
 α_s : Relação entre o recalque da fundação mista e o recalque da fundação rasa isolada;
 β : Fator de atrito do método Décourt-Quaresma;
 γ : Peso específico do material;
 γ_s : Coeficiente de ponderação da resistência do aço;
 γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
 γ_f : Coeficiente de ponderação das ações;
 σ : Tensão normal;
 σ_{cRd} - Resistência de cálculo da fibra extrema do concreto à compressão;
 σ_p : Tensão de cedência;
 τ : Tensão de cisalhamento;
 ϕ_t : Diâmetro das barras da armadura transversal;
 λ : Parâmetro de compressibilidade da curva edométrica;
 κ : Parâmetro de compressibilidade da curva edométrica;
 ν : Coeficiente de Poisson;
 ϕ : Ângulo de atrito;
 ϕ' : Ângulo de atrito efetivo;
 ϕ : Diâmetro das barras da armadura;

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CEFMS - Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos
- ES - Estaca Isolada;
- EXP - Teste realizado por meio de prova de carga;
- INUND - Teste realizado com o solo em condição de inundada;
- MDF - Método das diferenças finitas;
- MEC - Métodos dos elementos de contorno;
- MEF - Método dos elementos finitos;
- NAT - Teste realizado com o solo em condição de umidade natural;
- NBR - Norma Brasileira;
- NUM - Teste realizado de simulação numérica;
- PC - Potencial de colapso
- PDR - Proposta de Poulos-Davis-Randolph;
- SP - Sapata isolada;
- SPES - Sapata estaqueada;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	OBJETIVOS.....	23
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	23
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	23
1.2	JUSTIFICATIVA.....	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1	EXPERIMENTOS COM FUNDAÇÕES MISTAS.....	25
2.1.1	<i>Centrífuga.....</i>	25
2.1.2	<i>Modelos reduzidos.....</i>	26
2.1.3	<i>Ensaio reais</i>	27
2.1.4	<i>Edifícios.....</i>	28
2.2	CONTATO DA FUNDAÇÃO RASA COM O SOLO.....	30
2.3	INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA.....	34
2.4	INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE EXECUÇÃO DA ESTACA.....	35
2.5	INFLUÊNCIA DO TIPO DE CARREGAMENTO	37
2.6	COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE.....	39
2.7	CONTROLE DE RECALQUES.....	41
2.8	MÉTODOS NUMÉRICOS	42
2.9	INSTRUMENTAÇÃO DE ESTACAS.....	43
2.10	ANÁLISE SIMPLIFICADA DE FUNDAÇÕES MISTAS.....	44
2.10.1	<i>Solução de Poulos-Davis-Randolph (PDR)</i>	44
2.11	CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES ISOLADAS.....	46
2.11.1	<i>Fundações Rasas.....</i>	46
2.11.2	<i>Fundações Profundas.....</i>	47
2.12	EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE	49
2.13	SUCÇÃO E CAPACIDADE DE CARGA	50
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	51
3.1	GEOLOGIA E LOCALIZAÇÃO	52
3.2	CAMPO EXPERIMENTAL	56
3.3	INVESTIGAÇÃO DO SOLO.....	57
3.3.1	<i>Sondagem de simples reconhecimento com SPT.....</i>	58

3.3.2	<i>Caracterização</i>	60
3.3.3	<i>Solo indeformado</i>	63
3.3.4	<i>Tensiometria</i>	65
3.3.5	<i>Funil de Haines</i>	66
3.3.6	<i>Papel filtro</i>	66
3.3.7	<i>Ensaio edométrico</i>	71
3.4	SISTEMA DE REAÇÃO	73
3.4.1	<i>Execução das estacas de reação</i>	74
3.5	FUNDAÇÕES TESTE.....	75
3.5.1	<i>Análise geométrica</i>	76
3.5.2	<i>Execução das fundações teste</i>	77
3.6	PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	81
3.6.1	<i>Prova de carga estática em fundação direta</i>	83
3.6.2	<i>Prova de carga em fundação profunda</i>	84
3.7	INSTRUMENTAÇÃO.....	86
3.7.1	<i>Extensometria em provas de carga</i>	87
3.7.2	<i>Determinação do módulo de Young da estaca</i>	89
3.8	ANÁLISE NUMÉRICA	90
3.8.1	<i>Modelo axisimétrico MEF em 2D</i>	91
3.8.2	<i>Critério de ruptura</i>	93
3.8.3	<i>Modelos numéricos para as fundações teste</i>	94
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	103
4.1	RESULTADOS VIA INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO	103
4.1.1	<i>Sapata circular isolada</i>	104
4.1.2	<i>Estaca isolada</i>	107
4.1.3	<i>Sapata estaqueada</i>	109
4.1.4	<i>Resumo dos ensaios SP, ES e SPES</i>	112
4.2	RESULTADOS VIA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE.....	114
4.2.1	<i>Módulo de Young composto da estaca</i>	114
4.2.2	<i>Transferência de carga – Estaca isolada</i>	116
4.2.3	<i>Transferência de carga – Sapata Estaqueada</i>	119
4.2.4	<i>Distribuição de carga – Sapata Estaqueada</i>	121
4.3	COMPORTAMENTO EM CAMPO DAS FUNDAÇÕES ISOLADAS	125
4.4	ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA.....	127

4.4.1	<i>Estaca Isolada</i>	127
4.4.2	<i>Sapata Isolada</i>	128
5	CONCLUSÃO	130
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132
	APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL	142
A.1	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS ESTACAS.....	142
A.2	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA SAPATA	143
A.3	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA DE REAÇÃO	145
	APÊNDICE B – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	146
B.1	SAPATA.....	146
B.2	ESTACAS TESTE.....	146
	APÊNDICE C – CARACTERIZAÇÃO	148
C.1	GRANULOMETRIA.....	148
C.2	LIMITE DE LIQUIDEZ	151

1 INTRODUÇÃO

Nesta pesquisa, considera-se o termo sapata estaqueada o arranjo de uma fundação composta por um elemento raso, que se apoia diretamente no solo, e de um elemento de fundação profunda, neste caso estaca, que transferem esforços por meio de resistência lateral e resistência de ponta. O solo sobre o qual a estrutura é construída, também é um dos componentes da fundação.

A sapata com estaca pode ser enquadrada no grupo das fundações estaqueadas, que inclui o radier estaqueado e o grupo de estacas, diferenciando-se pelas dimensões e pela consideração do elemento de fundação rasa colaborando no comportamento do conjunto.

Vários estudos procuraram descrever tal comportamento, seja por meio de modelos teóricos baseados sobretudo na Teoria da Elasticidade, seja por meio de experimentos em laboratórios ou *in situ*. Na maioria dessas pesquisas, concluiu-se que, a capacidade de carga da sapata estaqueada não poderia ser estimada somando-se algebricamente as parcelas dos elementos que a compõem. Daí, surgindo a motivação para a investigação das interações que ocorrem entre os elementos de fundações mistas.

As fundações estaqueadas geralmente foram tratadas como grupo de estacas, em que se supunha o bloco de coroamento atuando apenas como transmissor das solicitações da estrutura para as estacas, essa abordagem não leva em conta a contribuição da sapata na capacidade resistente do sistema. Nota-se que, tradicionalmente, o projetos de estaqueamento visavam apenas o atender à verificação das solicitações dos edifícios, mas num dado momento da Engenharia de Fundações, hipóteses foram levantadas quanto à perspectiva do estaqueamento de uma fundação com vistas à minimização de recalques (BURLAND, BROMS e MELLO, 1977).

O solo da fundação também influencia o seu comportamento, e seus efeitos no emprego de fundações mistas também devem ser levados em conta. No Brasil, há alternância de estações de chuva e de estiagem, o que afeta a resistência mecânica dos solos e tal fenômeno é conhecido como colapsibilidade. Precisamente em Uberlândia, já foram registrados casos de colapso de estruturas de fundações durante o período das chuvas, fato que corrobora para a investigação que essa pesquisa propõe. Isto é, o entendimento de fundações mistas e isoladas construídas no solo regional.

Uberlândia localiza-se no oeste do Estado de Minas Gerais e integra-se à região do Triângulo Mineiro. O município possui uma população de aproximadamente 700 mil habitantes, segundo censo de 2020, e apresentou um aumento populacional de quase 100 mil habitantes na última década, o que levou ao aumento da demanda habitacional e, por fim, estimula as atividades da construção civil (IBGE, 2021).

No tópico de revisão bibliográfica, apresenta-se o estado da arte quanto ao emprego de fundações estaqueadas, formulações teóricas e fatores que influenciam seu comportamento, tais como: métodos executivos; a geometria; variação das camadas do maciço com a profundidade e a resistência ao cisalhamento do solo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 *Objetivo geral*

O objetivo desta pesquisa é avaliar o comportamento da sapata estaqueada em areia argilo-siltosa do Triângulo Mineiro através de provas de carga estática com instrumentação ao longo do comprimento da estaca e de análises com o método dos elementos finitos (MEF), bem como

1.1.2 *Objetivos específicos*

1. Comparar a capacidade de carga e níveis de deslocamento da sapata estaqueada em relação aos resultados da estaca e da sapata isoladas;
2. Explorar os mecanismos de ganho da capacidade de carga da fundação superficial com o emprego de estacas acopladas;
3. Interpretar os mecanismos de transferência de carga, por atrito e pela ponta, em estaca do tipo escavada mecanicamente;
4. Aplicar métodos numéricos para a extrapolação do comportamento carga-recalque da sapata estaqueada calibrado com resultados experimentais;
5. Compreender o comportamento de fundações mistas em solos de natureza colapsível e sob diferentes níveis de saturação;
6. Obter parâmetros mecânicos do solo de Uberlândia que auxiliem no projeto de fundações mistas, profundas e rasas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A presente pesquisa justifica-se no estudo e aplicação de fundações mistas para fins de projeto de fundações para edificações típicas, de pequeno a médio porte, na região do Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba, Estado de Minas Gerais. Regionalmente, nota-se a falta de trabalhos científicos e pesquisas no meio técnico para projetos em fundações mistas. Neste contexto, citam-se pontos para sustentar a necessidade de realização de pesquisas nessa área.

Primeiramente, a possibilidade de melhoria técnica, ou seja, de otimização no desempenho da fundação frente a recalques diferenciais e totais e em ganho de capacidade de carga. Nessa abordagem, a segurança da fundação será positivamente afetada. Em seguida, há a necessidade de racionalizar os recursos materiais que são empreendidos nas fundações, e custos futuros, que decorrem de maior segurança com relação a patologias por recalques.

Outro aspecto que a fundação mista possui impacto é sobre a construção sustentável. Os exemplos supracitados mencionam significativas reduções de materiais que seriam utilizados para a execução de estacas, e, portanto, evidencia-se que tal tecnologia é consonante com a diminuição do impacto ambiental.

Soma-se à importância científica da pesquisa o fato de que o município de Uberlândia ser o mais populoso e possui o maior nível de atividade em construção civil dentro da região, e é relevante no Estado. Pretende-se que, as conclusões desenvolvidas para fundações mistas, rasas e profundas possam auxiliar a mitigação dos efeitos causados por recalques diferenciais, conforme casos regionais registrados em habitações unifamiliares.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 EXPERIMENTOS COM FUNDAÇÕES MISTAS

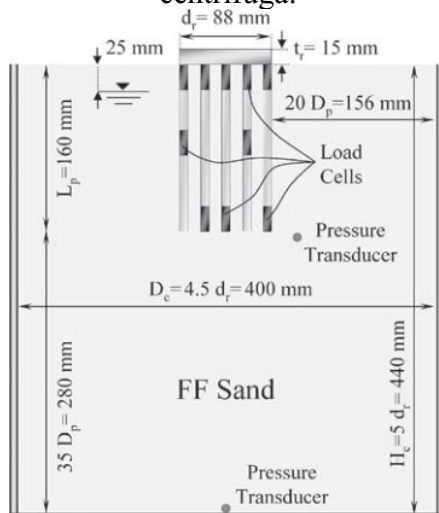
Os estudos experimentais na Engenharia de Fundações têm relevância na observação dos resultados que podem ser fornecidos por meio de análises numéricas e modelos teóricos. Os experimentos se diferenciam pela escala de tamanho, finalidade do ensaio (pesquisa ou construção civil) e o emprego de instrumentação. Dentre os tipos de experimentos presentes na literatura, internacional e brasileira, encontram-se:

- Ensaio em centrífuga;
- Modelos reduzidos;
- Modelos em escala real;
- Fundações de edifícios.

2.1.1 Centrífuga

O uso de centrífuga em modelos experimentais possibilita inúmeros testes com maior aproveitamento do material. Extensômetros e outros sensores podem ser instalados no modelo para a obtenção de dados de deslocamentos e tensões durante a execução dos ensaios. Fioravante, Giretti e Jamiolkowski (2009) investigaram modelos de radier estaqueado em centrífuga com fator de escala $N = 100$ a fim de identificar mecanismos de transferência e distribuição de carga entre os elementos do modelo (Figura 1 e Figura 2)

Figura 1. Modelo de radier estaqueado em centrífuga.



Fonte: Fioravante, Giretti e Jamiolkowski (2009).

Figura 2. Sistema de teste em centrífuga.



Fonte: Park, Choi e Lee (2013).

2.1.2 Modelos reduzidos

O uso de modelos reduzidos para fundações estacadas foi primeiramente empregado por Whitaker (1957). Os modelos consistiam em peças como placas de aço, hastes de bronze e um contêiner com a argila de Londres, sobre a qual o conjunto se apoiava.

Cooke (1986), baseando-se no experimentos de Whitaker (1957), construiu modelos reduzidos de radier estacado empregando materiais uma placa de aço apoiado sobre gesso e argila rígida, simulando o radier, e hastes de bronze no lugar das estacas (Figura 3 e 4). As observações desses estudos indicaram a influência do número de estacas, o espaçamento e seu comprimento.

Figura 3. Esquema do modelo para grupo de estacas.

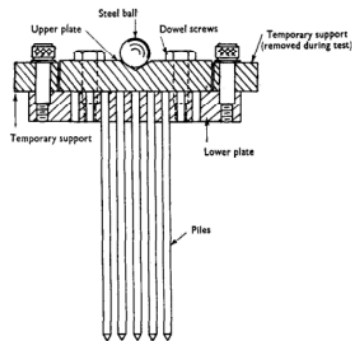
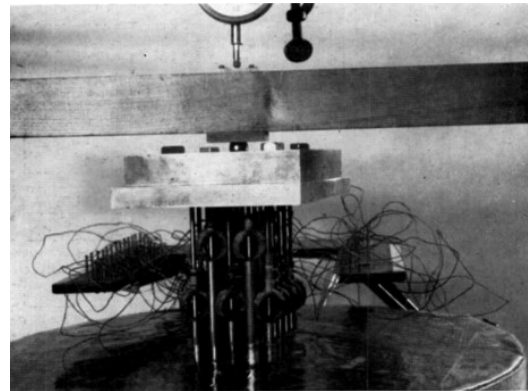


Fig. 2. Cap for groups of model piles

Fonte: Whitaker (1957).

Figura 4. Instalação dos sensores de carga no modelo.



Fonte: Whitaker (1957).

Chanda, Saha e Haldar (2018) com modelos reduzidos de radiers estacados simulou fundações submetidas a esforços verticais, horizontais e momentos fletores. Os resultados do estudo mostraram que atuação de carregamentos além dos verticais influenciam o comportamento da fundação.

Mokhberi e Rafieeian (2019) estudou o fenômeno da colapsibilidade de solos, no caso argilosos, utilizando modelos de radier estacado em escala reduzida. No estudo, os autores observaram que sob baixos teores de umidade o radier estacado apresenta maiores valores de eficiência do conjunto das estacas do que o grupo convencional de estacas, mas a teores de umidade maiores que 18% essa diferença é mínima.

2.1.3 Ensaaios reais

Ensaaios reais de fundações são empregados de maneira que efeitos de escala que geralmente ocorrem em modelos reduzidos possam ser minimizados. Soma-se ao fato de que os procedimentos de ensaios de prova de carga, que verificam a resposta da fundação *in loco*, são aplicáveis à modelos reais.

O número de estudos com ensaios reais é sensivelmente inferior àquele realizados como modelos reduzidos em centrífuga ou 1g, devido à dificuldade de construção das fundações de testes suficientes e seu custo por amostra.

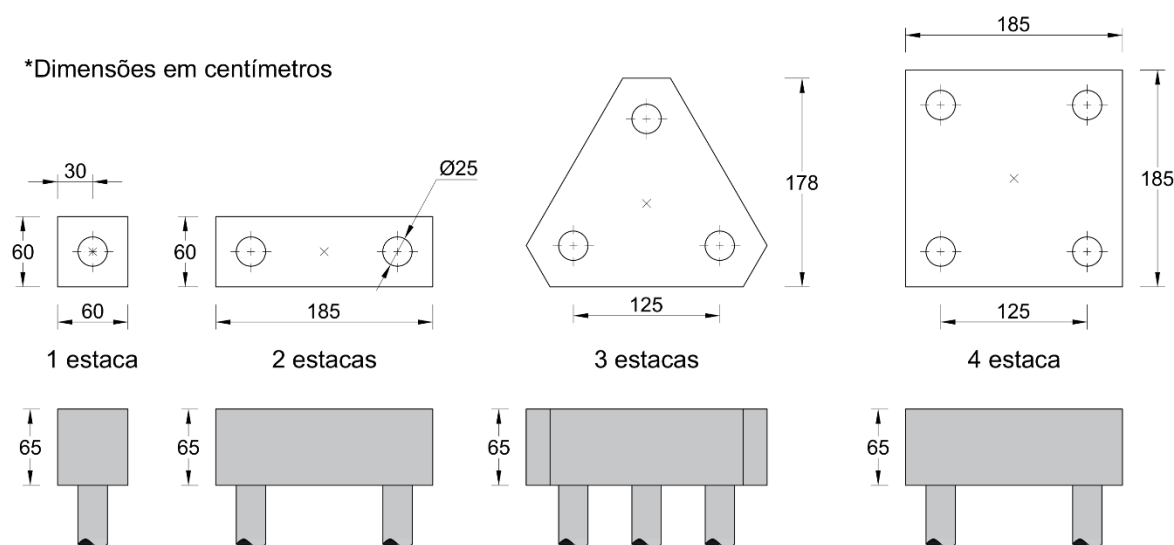
Trabalhos pioneiros com modelos reais instrumentados podem ser vistos em Koizumi e Ito (1967) com modelos de fundação estaqueada com espaçamentos entre as estacas iguais a três diâmetros (3 d), estaca isolada e radier isolado.

Gok e Togrol (2001) relatam os resultados de 3 fundações ensaiadas: estaca isolada; grupo de estacas e radier estaqueado. As fundações foram divididas em 2 tipos, em cada um deles foi utilizada um tipo de estaca, a saber, dos tipos injetada à alta pressão e raiz. A carga distribuída para os raders nos dois conjuntos de fundações foi de 49% para as estacas de *jet grouting* e 32% para estacas raiz.

Anjos (2006) estudou fundações estaqueadas unidas por blocos rígidos dispostas em grupos de 1, 2 e 3 estacas. O efeito do contato do bloco com solo foi positivo para a capacidade de carga quando comparado ao valor obtido com a estaca isolada.

Garcia (2015) construiu, em escala real, raders estaqueados em estacas escavadas assentes em solo característico da região de Campinas (SP). No estudo, foram construídos raders estaqueados com configurações de grupo de estacas em 1, 2, 3 e 4 estacas (Figura 5). As fundações foram instrumentadas em profundidade a fim de se medir a distribuição e transferência de carga nas estacas e nos elementos. De maneira geral, os resultados indicaram uma contribuição da ordem de 21% pelo contato radier-solo.

Figura 5. Geometria dos radiers estaqueados construídos.



Fonte: Modificado de Garcia e Albuquerque (2019).

2.1.4 Edifícios

Uma das limitações para a aplicação das soluções numéricas para fundações estaqueadas, que surgiram a partir da década 60, eram as hipóteses nas quais as teorias se apoiavam, por exemplo impondo que o solo é constituído de um maciço uniforme e que o radier é completamente rígido. Logo, surgiram estudos realizados em campo que buscaram medir diretamente os esforços nas fundações de edifícios, se enquadrando nos modelos em escala real e apresentando a vantagem de se observar efeitos da interação solo-estrutura.

O quartel de cavalaria Hyde Park foi uma das primeiras fundações em radiers estaqueados a empregar instrumentação, o projeto e as análises descritos por Hooper (1973) evidenciaram o padrão de distribuição de carga ao longo da construção graças à implantação de células de carga juntos às bases de determinados pilares (Figura 6). Além das células de carga, também foi incorporado o monitoramento de recalque via topografia. A distribuição de carga, na etapa final da obra, foi de 60% para os pilares e 40% para o radier.

Outra oportunidade para se avaliar o efeito da minimização de recalques devido à introdução de estacas combinadas com radier e blocos de coroamentos pode ser vista em Hooper e Wood (1978). Neste estudo, os autores compararam as consequências da construção de dois edifícios semelhantes, um deles apoiado sobre um radier isolado mais espesso do que o do outro prédio, construído, por sua vez, em radier estaqueado.

Outras fundações compostas além do radier estaqueado já foram empregados nos projetos de fundações em edifícios de grande porte, por exemplo, a estaca T (sapata estaqueada) analisada por Décourt (1995).

Mandolini e Viggiani (1992) relatam o emprego de fundações estaqueadas e apreciam os recalques observados em duas torres situadas em Nápoles, hoje conhecidas como Hotel Holiday Inn Napoli, e a utilização de métodos baseados em modelos elásticos para a previsão de recalques (Figura 7). Os autores também empregaram provas de cargas instrumentadas em profundidade para que pudessem relacionar o recalque observado numa estaca isolada com o recalque de toda a fundação.

Figura 6. Quartel de cavalaria Hyde Park.



Fonte: Google Maps (2022).

Figura 7. Hotel Holiday Inn Napoli.



Fonte: Google Imagens (2022).

O emprego de estacas como redutores de recalque tornando a fundação de radier isolado para radier estaqueado é relatado em Russo, Viggiani e de Sanctis, (2004). Para a construção das fundações de tanques de armazenamento de soda cáustica líquida, inicialmente seriam empregues 128 estacas no total, segundo a abordagem convencional, mas após análises baseadas em provas de carga ainda na fase de projeto, adotaram-se apenas 52 estacas ao final do projeto. Emprego de radiers estaqueados para mitigação de recalques oriundos da consolidação do maciço é encontrado em Kakurai, Yamashita e Tomono (1987).

As medições realizadas em projetos com fundações mistas mostram que considerar a contribuição dos elementos de fundação rasa leva à racionalização de recursos no projeto, sobretudo no número de estacas.

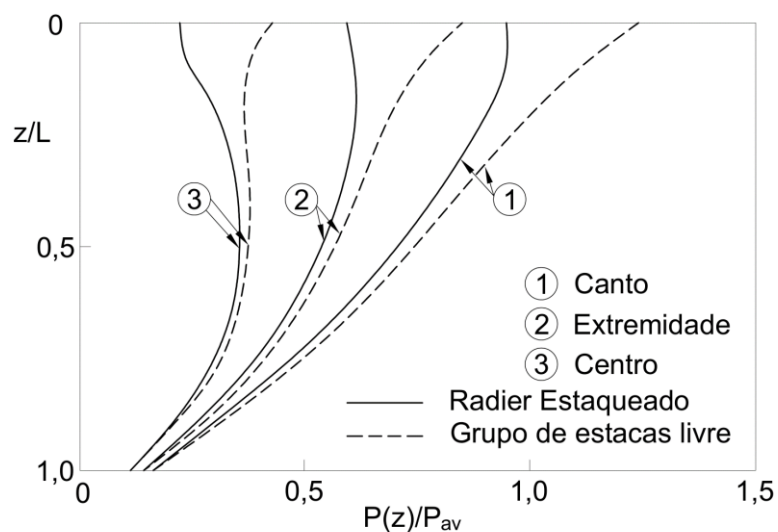
2.2 CONTATO DA FUNDAÇÃO RASA COM O SOLO

As fundações estaqueadas podem ser classificadas quanto à consideração do contato do elemento superficial com o terreno. Dessa forma, os grupos de estacas se distinguem dos demais arranjos (radier estaqueado e sapata estaqueada), por não possuir contato com o solo subjacente.

Por meio de modelos numéricos, Butterfield e Banerjee (1971) identificaram diferenças entre a carga suportada pelas estacas em radiers estaqueados e grupo de estacas, ainda notaram que, para estacas de comprimentos entre $20d$ e $40d$, o radier poderia absorver de 20% a 60% da carga total aplicada à fundação.

Kuwabara (1989), empregando os métodos dos elementos de contorno, comparou dados de carga e deslocamentos observados entre radiers estaqueados e grupo de estacas livres. Os modelos dos grupos de estacas foram construídos impondo ausência de contato entre o radier e o solo subjacente, ambos admitidos como rígidos. O autor observou como o contato do solo com radier e a posição em que a estaca se encontra posicionada na fundação afetam a transferência de carga com a profundidade e a carga suportada pela estaca em relação à carga suportada pelas estacas no grupo de estacas livre P_{av} (Figura 8). Quanto à carga suportada pelo radier, o autor constatou uma distribuição de 20% a 40% da carga total utilizando espaçamentos de normais ($s/d \leq 10d$).

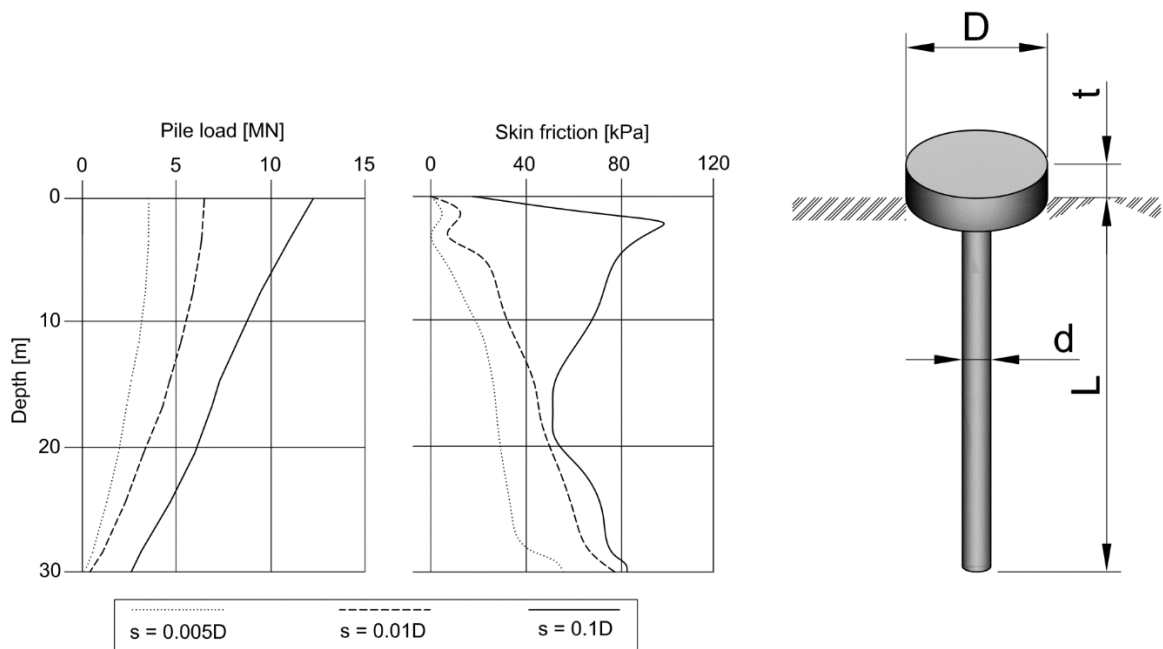
Figura 8. Transferência vertical da carga na estaca, $P_{av} = P_t/n$ estacas



Fonte: Modificado de Kuwabara (1989).

Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) avaliaram numericamente um modelo de radier estaqueado contendo uma estaca, observando a transferência de força axial e por atrito lateral ao longo da estaca para vários níveis de deslocamento. As dimensões adotadas no modelo foram: $D = 12,00$ m (diâmetro do radier); $L = 30,00$ m (comprimento da estaca); $t = 1,00$ m (espessura do radier); $d = 1,50$ m (diâmetro da estaca). Os autores constataram que com o aumento dos deslocamentos, mobilizou-se maior atrito lateral na parte superior da estaca, devido à interação entre o radier e a estaca (Figura 9).

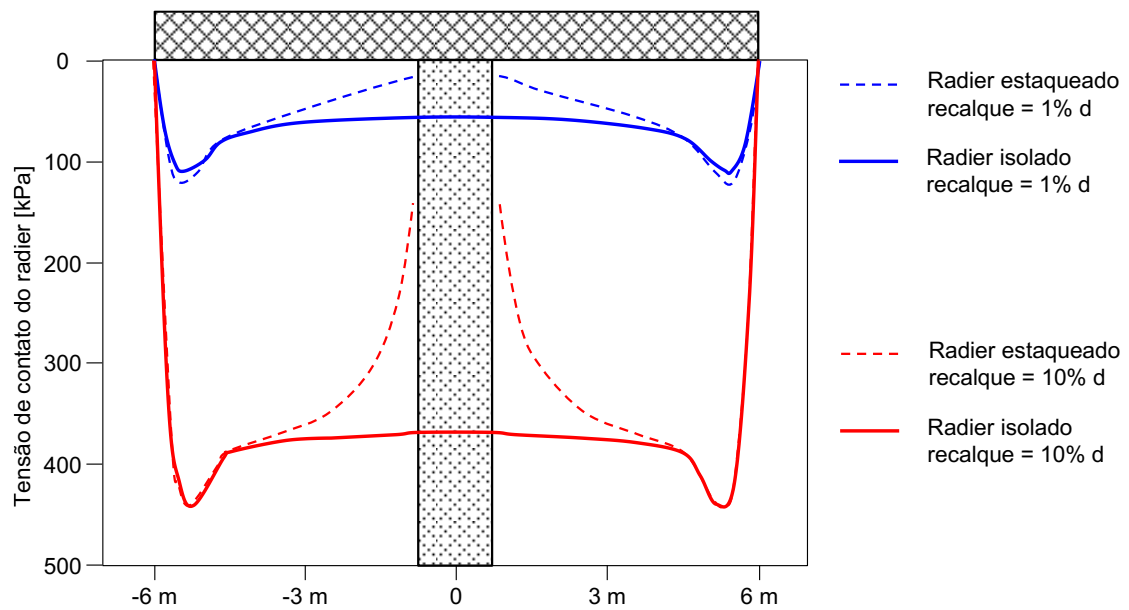
Figura 9. Influência da interação estaca-radier na transferência da força axial e atrito lateral ao longo da profundidade baseado no modelo de Frankfurt Clay.



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

De acordo com esses autores, com relação às pressões de contato entre o solo e o radier, os autores verificaram que a presença da estaca abaixo do radier afeta o comportamento do radier estaqueado em comparação a um radier isolado, reduzindo as pressões de contato entre o radier e o solo quanto mais próximo do fuste (Figura 10).

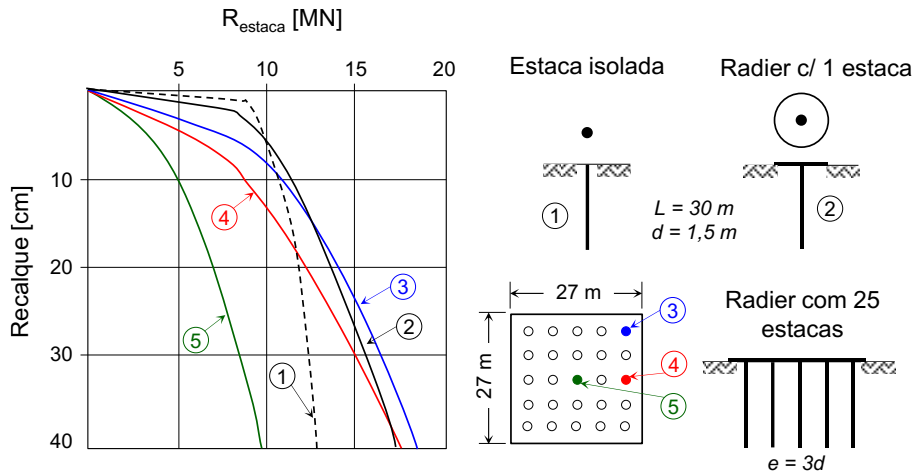
Figura 10. Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay.



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

Katzenbach e Moormann (2001) analisaram numericamente a influência da interação entre a estaca e o radier comparando: uma estaca isolada; um radier estaqueado com apenas uma estaca e um radier estaqueado com 25 estacas. Os autores apontaram diferenças na carga transferida à estaca devidas à presença do radier, bem como da diferença de cargas suportadas pelas estacas a depender de sua posição no radier. Na Figura 11, a curva 5 evidencia a atuação de uma estaca localizada no centro de um radier estaqueado com 25 estacas, as pressões do contato radier-solo conduzem à redução do atrito lateral na parte superior da estaca.

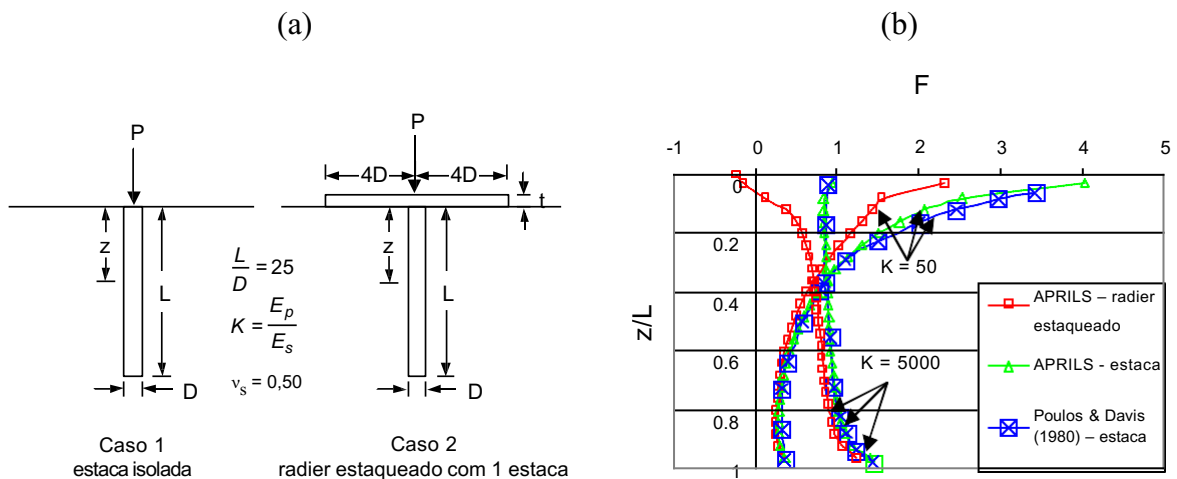
Figura 11. Influência das interações entre estaca-estaca e estaca-radier sobre o comportamento carga-recalque da estaca.



Fonte: Modificado de Katzenbach e Moormann (2001).

Chow e Small (2008) compararam modelos numéricos de uma estaca isolada e de uma radier estaqueado contendo uma única estaca em solos com diferentes rigidezes relativas à rigidez da estaca ($K = E_p/E_s$) (Figura 12a). Os autores identificaram que em estacas mais rígidas ($K = 5000$) o deslocamento provocado pelo radier reduz o atrito lateral no topo das estacas e conduz até mesmo a valores negativos (Figura 12b). Portanto, a fundação mista deve ser avaliada juntamente com o solo, de forma a evitar tensões que levem à redução da resistência por atrito lateral das estacas.

Figura 12. (a) Detalhes da estaca isolada e do radier estaqueado (b) Curvas de distribuição de atrito lateral normalizado ao longo das estacas para diferentes compressibilidades de estacas.



Fonte: Modificado de Chow e Small (2008).

Quanto à estratificação do solo, condições de não-homogeneidade no maciço foram estudadas por Fraser e Wardle (1976) com análises numéricas em radiers retangulares utilizando elementos finitos. Em radiers estaqueados, Chow e Teh (1991) apresentaram um método baseado na Teoria da Elasticidade incorporando a condição de solo não-homogêneo à fundação, no qual o módulo de Young varia com a profundidade. Os valores encontrados pelos autores apontaram significativa redução da carga suportada pelo radier quando o solo subjacente se apresenta mais deformável que o solo no nível da ponta das estacas.

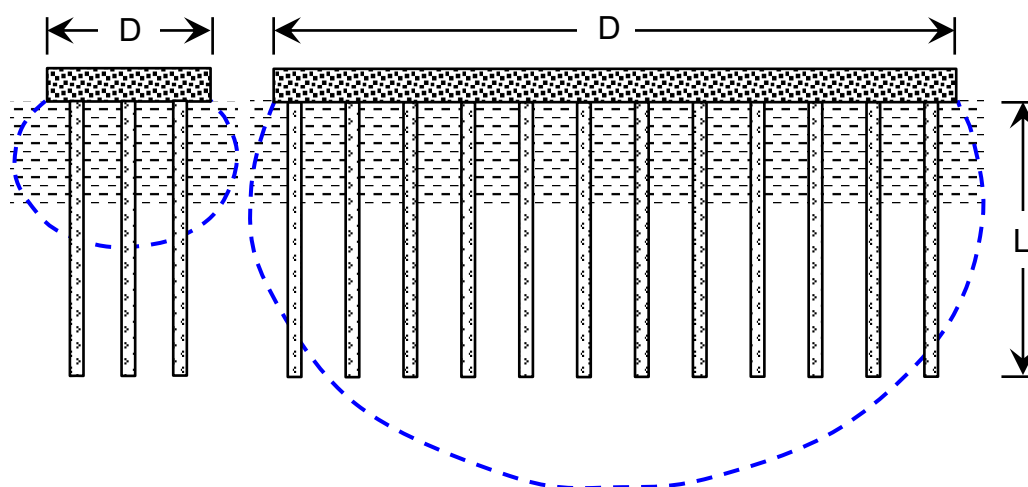
O efeito do contato de placas com o solo encontra-se fundamentado e discutido na Teoria da Elasticidade, essas pesquisas forneceram soluções analíticas para o tratamento de geometrias distintas (retangulares, circulares etc.). Da mesma forma, o emprego da fundação mista requer análise da geometria do arranjo e do seu efeito sobre o contato com o solo.

2.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA

Diversos autores estudaram o papel da geometria na fundação mista por meio de experimentos físicos e numéricos. Experimentalmente, Garcia e Albuquerque (2019) avaliaram a influência da geometria no radier, além disso análises foram realizadas em modelos numéricos empregando os elementos finitos, descritas por Ottaviani (1975) e Garcia (2015) ou por elementos de contorno em Kuwabara (1989). Poulos e Davis (1974) resumiram soluções para fundações rasas e profundas levando em consideração a geometria e seu efeito no meio em que são inseridas. O objetivo comum desses estudos foi a estimativa de distribuição de carga entre a fundação rasa e a fundação profunda em função da geometria.

As fundações estudadas na presente pesquisa possuirão relações entre o diâmetro do elemento de fundação rasa e comprimento da estaca (D/L) menores do que 1, podendo afirmar, conforme definem Viggiani, Mandolini e Russo (2012), que se tratarão de radier “pequenos”, ao invés daqueles onde a relação D/L é maior do que 1 são definidos pelos autores como “grandes” (Figura 13). Ainda que as dimensões do radier serão menores do que o intervalo apontado por esses autores ($5\text{ m} < D < 15\text{ m}$), destaca-se que a principal questão para este tipo de radier é que os recalques diferenciais não são representativos, sendo a limitação de recalques totais requisito para a otimização do projeto.

Figura 13. Pequenos e grandes radiers estaqueados.



Fonte: Viggiani, Mandolini e Russo (2012).

2.4 INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE EXECUÇÃO DA ESTACA

Sabe-se que a resistência das estacas pode ser dividida em parcelas relacionadas à resistência lateral (R_l) e à resistência de ponta (R_p). Nas estacas escavadas, o atrito lateral é a parcela que mais contribui com a resistência do elemento no solo. Provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas com comprimento de 12,00 m e diâmetro de 0,40 m realizadas por Albuquerque (2001) demonstram que a reação de ponta não representou mais do que 8% da carga aplicada no topo da estaca.

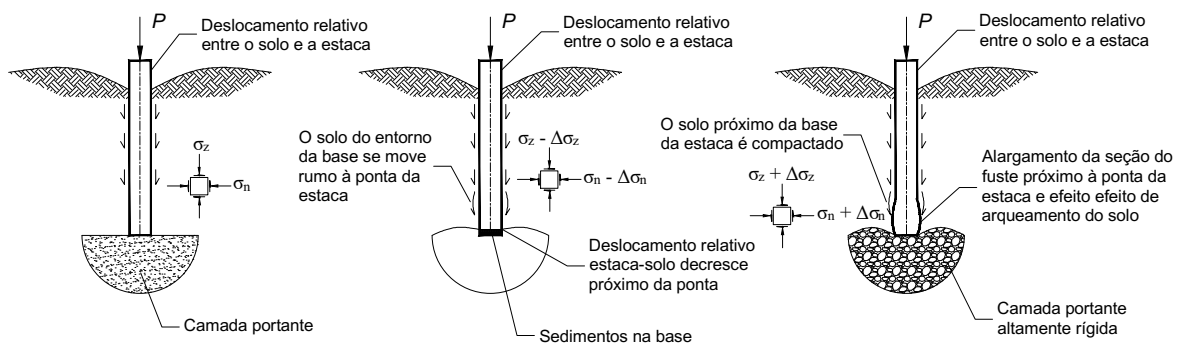
Estudos experimentais com provas de carga em estacas escavadas mecanicamente em argila realizados por O'Neill e Reese (1970) indicaram que a resistência por atrito lateral se desenvolve anteriormente à resistência de ponta, conclusão que pode ser confirmada pelos resultados de Vesic (1977) que revelaram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

Originalmente, estacas escavadas eram projetadas para resistirem apenas pela resistência da ponta, mas dados de provas de carga revelaram uma parcela significativa de resistência por atrito lateral (O'NEILL e REESE, 1999). Os autores também ressaltam fatores que podem afetar a resistência de ponta de estacas escavadas em solos coesivos ou intermediários: queda de sedimentos de solo solto após a escavação e a presença de água no fundo do furo.

Zhang, Zhang e Li (2013) discutem três situações do solo sob a base da estaca para explicar o mecanismo de mobilização da resistência de ponta quando há deslocamento relativo entre a

estaca e o solo. Na primeira situação (Figura 14a), a camada de solo apresenta resistência relativamente normal, na segunda (Figura 14b) o solo possui baixa resistência, podendo ser o caso de sedimentos acumulados na base da estaca e na terceira (Figura 14c) o solo sob a ponta apresenta elevada resistência. Os autores abordaram a interação entre a resistência lateral e de ponta nas três situações com o auxílio do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*.

Figura 14. Estado de tensões num elemento de solo próximo da ponta da estaca com solos de diferentes resistências na base.



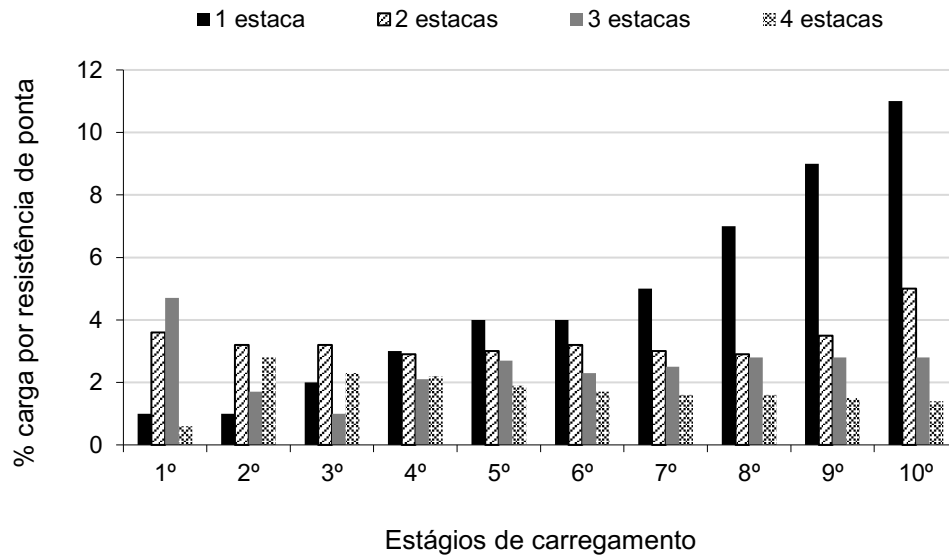
Fonte: Modificado de Zhang, Zhang e Li (2013).

Sobre a influência do método de execução de estacas no estado de confinamento do solo da base da estaca, De Cock (2009) avaliou uma série de estudos realizados por Caputo (2003) os quais evidenciaram que o solo da ponta de estacas escavadas tendem a apresentar desconfinamento. No caso das estacas cravadas, tal tendência não foi identificada.

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

Com relação ao uso de estacas escavadas em fundações mistas, Garcia (2015) observou por meios de ensaios experimentais que as estacas não proporcionaram condições para a mobilização da resistência de ponta (Figura 15), tal ocorrência também foi observada em ensaios com estacas isoladas.

Figura 15. Participação da resistência de ponta nos radiers estaqueados experimentais.



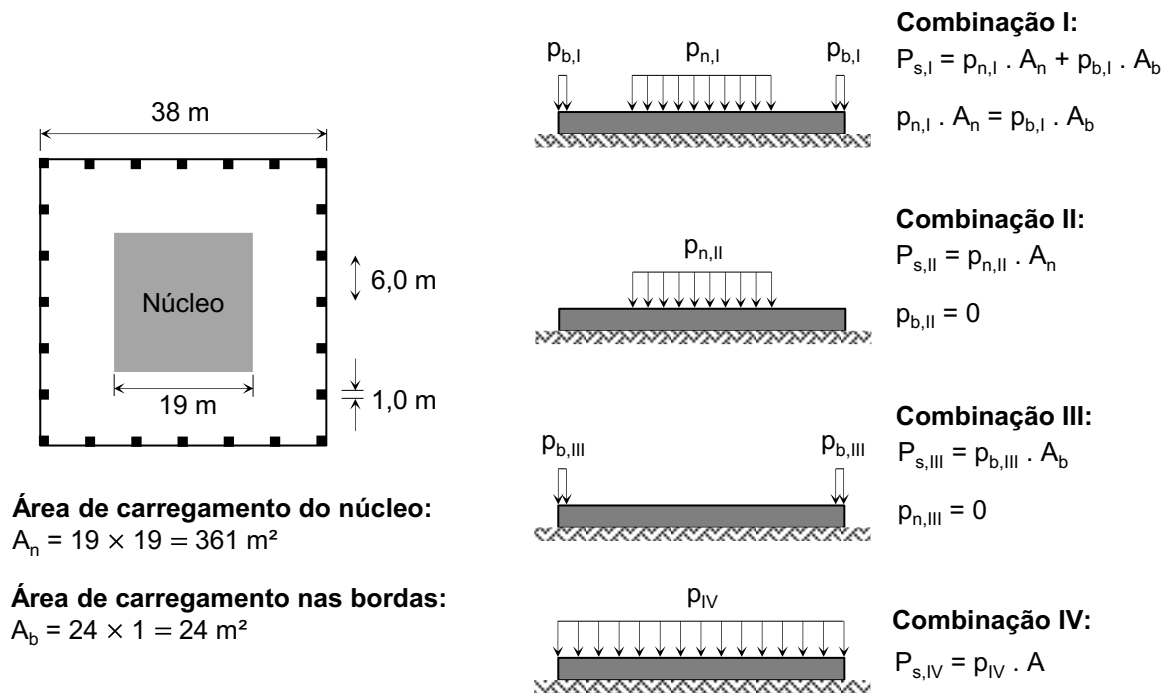
Fonte: Garcia (2015).

2.5 INFLUÊNCIA DO TIPO DE CARREGAMENTO

Em geral, os estudos com fundações rasas ou mistas, em sua maioria, tomam cargas distribuídas uniformemente sobre toda a fundação ou ao longo de faixas, como pode ser visto nos modelos numéricos analisados em Brown e Wiesner (1975) e em Ottaviani (1975). No entanto, os problemas práticos de dimensionamento de fundações também envolvem a aplicação de cargas concentradas verticais, além de cargas horizontais (ZHANG e SMALL, 2000).

Reul e Randolph (2004), por meio de modelos numéricos, avaliaram o comportamento de um radier estaqueado sob 4 configurações de carregamento vertical, uniforme e não-uniforme, combinadas em diferentes disposições das estacas no radier (Figura 16). Os resultados mostraram que a configuração do carregamento e a rigidez relativa do radier influenciam os valores de recalques diferenciais.

Figura 16. Configurações de carregamento para estudo paramétrico



Fonte: Modificado de Reul e Randolph (2004).

No caso de cargas verticais concentradas, Poulos (2001) apontou que, cargas verticais concentradas, tais como as aplicadas por meio de pilares, são relevantes na avaliação de momentos fletores e recalques diferenciais que surgem no radier, além de influenciar a distribuição de carga entre as estacas.

Também por meio de modelo numérico, Chow e Small (2008) estudaram radiers estaqueados submetidos a carregamentos não-uniformes, dividindo o radier retangular em duas regiões iguais, e observaram que o emprego de estacas com diâmetros e/ou comprimentos diferentes levam à redistribuição das solicitações axiais e à redução de recalques diferenciais no radier.

Outra situação que ocorre na prática é a aplicação de esforços combinados na fundação, carregamentos verticais e horizontais, além de momentos fletores devidos à cargas de vento. Chanda, Saha e Haldar (2020), por meio de modelos numéricos 3D em elementos finitos, analisaram os efeitos de esforços combinados no radier estaqueado, nesse caso os resultados indicam que o comportamento das estacas se altera quando carregamentos horizontais são aplicados.

2.6 COMPORTAMENTO CARGA-RECALQUE

De acordo com Randolph (1994), o radier estaqueado pode ser concebido sob três diferentes filosofias (Quadro 1). O uso dos métodos de análise simplificados e numéricos independe da filosofia de projeto adotada, sendo assim, quaisquer dos métodos a seguir podem ser empregados para atingir os objetivos de cada proposta.

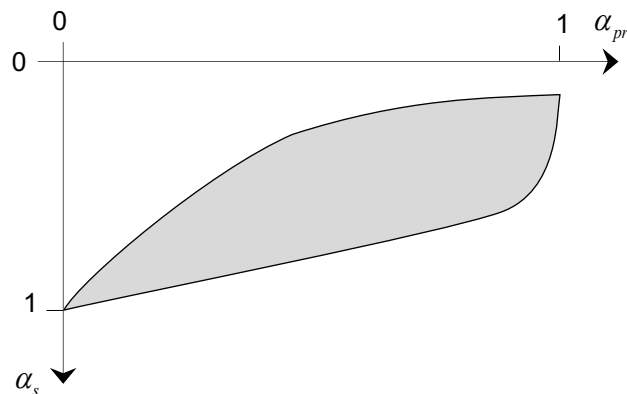
Quadro 1. Filosofias de projeto para projeto do radier estaqueado.

FILOSOFIA	DESCRIÇÃO
Convencional	A fundação é projetada similarmente ao grupo de estacas onde a maior parte do carregamento será resistida pelas estacas, no entanto, permite-se que a capacidade do radier contribua principalmente quando se encontra no nível da carga última. A principal vantagem é a redução do número total de estacas enquanto as estacas suportam cerca de 60% a 75% do carregamento total.
<i>Creep Piling</i>	A fundação é concebida como um radier onde as estacas estão posicionadas para atuarem aproximadamente de 70% a 80% de sua capacidade de carga última. Neste nível de solicitação, ocorrerá plastificação do solo ao redor da estaca exigindo que estejam distribuídas de maneira a limitar as tensões ao valor da tensão de pré-adensamento do solo.
Controle de Recalques diferenciais	As estacas são locadas de maneira a limitar os recalques diferenciais, mesmo que não corresponda à limitação do recalque total.

Fonte: Randolph (1994).

A fim de estudar o comportamento de uma fundação em radier estaqueado com outras metodologias, em fundação profunda ou rasa, Katzenbach e Choudhury (2013) propuseram os parâmetros: α_{pr} sendo a relação entre a carga resistida pelas estacas e a carga resistida por toda a fundação; $\alpha_s = s_{pr}/s_r$ a relação entre o recalque observado no radier estaqueado (s_{pr}) e o recalque medido no radier isolado (s_r). Ou seja, existe uma relação entre o nível de carregamento das estacas e o nível de recalque de uma fundação mista (Figura 17).

Figura 17. Exemplo qualitativo da redução de recalque de uma fundação em radier estaqueado em função do coeficiente α_{pr} .

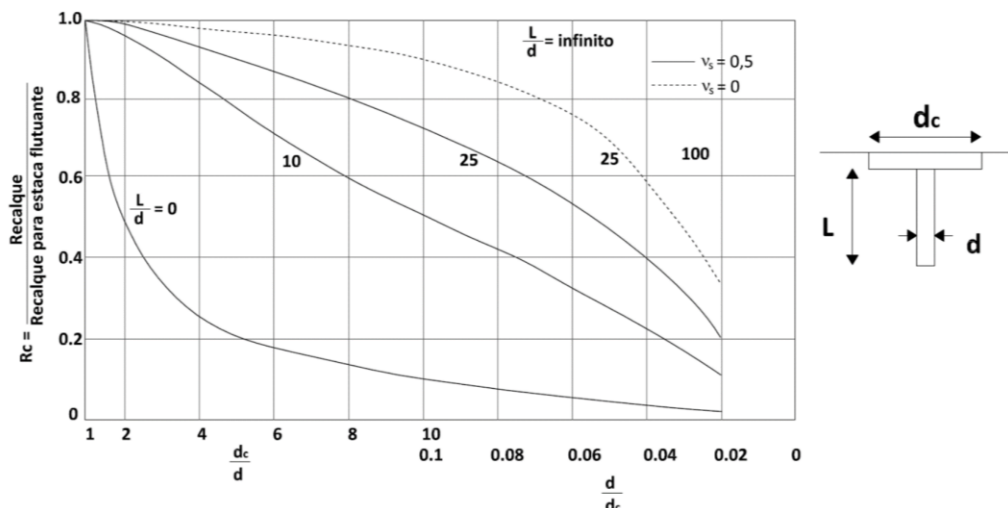


Fonte: Modificado de Katzenbach e Choudhury (2013).

Sobre a aplicação de fundações mistas em solos compressíveis, como os que ocorrem no Brasil, testes conduzidos com radiers estaqueados, precisamente em Campinas/SP, demonstraram que sua aplicação é viável em argilas silto-arenosas porosas, conforme conclusões de Garcia (2015). Décourt (1996) relata a prova de carga em sapata estaqueada alcançando uma carga de 7,20 MN para um recalque de 21,30 mm, a fundação foi construída em argila laterítica. Os ensaios indicam que as fundações mistas não apresentam uma carga de ruptura nítida como observado em estacas isoladas.

Outros parâmetros envolvendo o número de estacas, as propriedades mecânicas do solo, a posição da estaca no radier e a esbeltez da estaca L/d têm seus efeitos analisados por Poulos e Davis (1980) (Figura 18).

Figura 18. Efeito do contato radier-solo sobre os recalques. Estaca e radier rígidos.



Fonte: Poulos e Davis (1980) *apud* Garcia (2015).

2.7 CONTROLE DE RECALQUES

Quanto ao comportamento de estacas escavadas, sabe-se que sua mobilização da resistência por atrito lateral requer menores valores de deslocamentos do que para a reação de ponta. Tal mecanismo pode ser aproveitado para o emprego de estacas como elementos restritores de recalque, visto que sua rigidez axial, isto é, a relação carga por deslocamento, apresentará valores elevados para pequenos deslocamentos. Um exemplo do emprego de estacas para essa finalidade foi apresentado Russo, Viggiani e De Sanctis (2004) no projeto de fundações para tanques de armazenamento de líquidos químicos, os recalques dos radiers foram previstos em até 105 mm, e com a solução em radier estaqueado com 13 estacas o recalque previsto foi reduzido para 11 mm.

Além dos recalques absolutos, há também a preocupação em limitar os recalques diferenciais, observando-se até a influência da integridade do material do radier. Por exemplo, a fissuração do concreto armado leva à redução de momentos fletores ao mesmo tempo que conduz a um aumento dos recalques diferenciais do radier (HOOPER e JA, 1976).

A minimização do recalque diferencial de fundações em radiers estaqueados submetidos a carregamentos não-uniformes pode ser realizada com a variação do comprimento das colunas e atenção ao fenômeno de “atrito negativo” em solos compressíveis (TAN, CHOW e GUE, 2005).

A técnica de radier estaqueado compensado, detalhada por Poulos (2005), também pode ser utilizada em argilas moles e consiste na escavação do terreno até uma profundidade que permita alívio de tensões suficiente a fim de reduzir recalques absolutos e diferenciais nas fundações.

A limitação de recalques em baixos edifícios a valores como os tabelados por Charles e Skinner (2004) visa que as edificações apresentem comportamento rígido, evitando assim distorções angulares e dano estrutural. Neste sentido, Love (2003) relata a inserção estratégica de estacas em posições que levaram à significativa redução de recalques diferenciais num radier de dimensões de 60 x 100 m, com espessura de 0,50 m. Os pontos críticos notados pelo autor, de maiores recalques absolutos, se referem às posições dos pilares da edificação, onde o estaqueamento também trouxe maior redução da espessura do radier, dispensando torná-lo mais rígido ou mais espesso.

2.8 MÉTODOS NUMÉRICOS

Dentre os métodos numéricos aplicados nas fundações podem-se enumerar os principais:

- Soluções analíticas;
- Método das diferenças finitas (MDF);
- Método dos elementos finitos (MEF);
- Método dos elementos de contorno (MEC);
- Métodos híbridos.

A solução de Winkler com o emprego de molas para representar a resistência do solo é uma das soluções analíticas mais conhecidas e pioneiras na análise da interação solo-estrutura. No entanto, Small (2001) adverte que o uso de tal modelo, ou baseados em molas, pode conduzir a erros significativos devido às molas não interagirem entre si, atuando de forma independente. O autor apresenta conclusões que confirmam as vantagens da utilização de soluções que tomem o solo de forma contínua, como é o caso do MEF. Exemplos de análises numéricas empregando o MEF podem ser encontradas em Cho et al. (2012) e experimentos juntamente com modelos numéricos realizados por Garcia (2015).

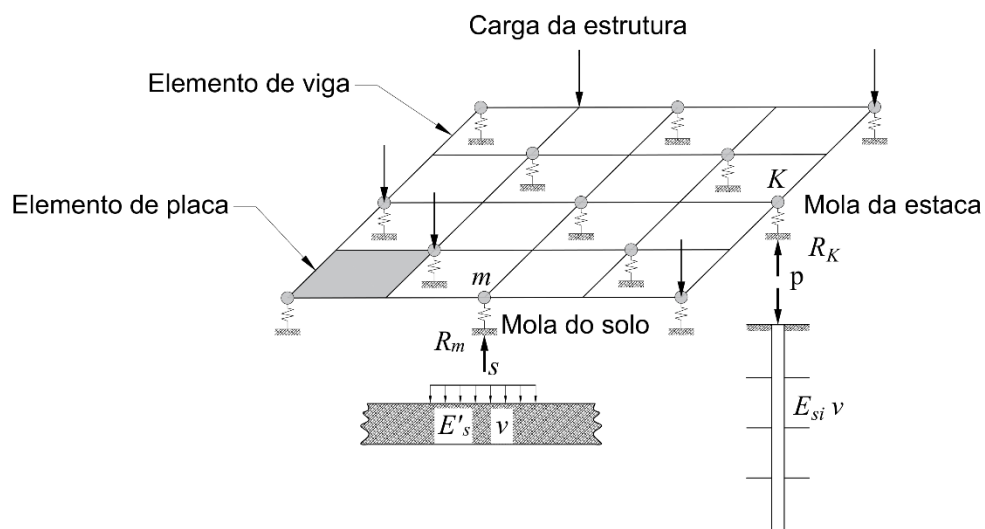
Quando a geometria da fundação é complexa ou irregular o emprego de elementos finitos 3D pode ser então aplicado. Ottaviani (1975) estudou radiers estaqueados com estacas em configurações 3×3 e 5×3 , além de estacas isoladas, os resultados apontaram para a modificação do mecanismo de transferência de carga nas estacas, aumento da carga distribuída ao radier em razão do aumento da rigidez do solo, além da identificação de mecanismos de tensão cisalhante no interior do maciço.

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

O método dos elementos de contorno também pode ser aplicado à análise de radiers estaqueados, como visto no trabalho de Butterfield e Banerjee (1971a). Os autores tomaram o comportamento do radier como rígido, mas soluções considerando a flexibilidade do radier estão descritas em Mendonça e de Paiva (2000).

Os métodos híbridos formulam soluções com o emprego de técnicas diferentes, como no caso analisado por Tomono, Kakurai e Yamashita (1987) em que se combinam o métodos dos elementos finitos e a solução de Mindlin baseada na teoria da elasticidade, e visando, por exemplo, reduzir o esforço computacional gerado com o MEF. Os resultados indicaram boa concordância com aqueles obtidos empregando-se apenas a análise por elementos finitos.

Figura 19. Método híbrido desenvolvido.



Fonte: Modificado de Tomono, Kakurai e Yamashita (1987).

Outra forma híbrida para análise numérica de radiers estacados é o emprego do método elementos finitos aliado ao método dos elementos de contorno. Mendonça e Paiva (2003) utilizaram elementos finitos para analisar o radier e elementos de contorno para representar o solo e as estacas.

2.9 INSTRUMENTAÇÃO DE ESTACAS

A prova de carga estática permite uma medida direta do desempenho da fundação, no entanto, em se tratando de fundações profundas, restam ainda questões sobre a transferência de carga ao longo do fuste. Visando mais conhecimento de parâmetros das estacas surgiu a técnica da instrumentação ao longo do fuste, procedimento com ampla experiência brasileira conforme relatado em Albuquerque (2001).

A principal técnica de instrumentação atualmente utilizada em estacas é por meio do uso de extensômetros de resistência elétrica que tem seu funcionamento baseado no princípio da variação de resistência com a deformação do fio. O circuito a ser utilizado na pesquisa é

conhecido como ponte de *Wheatstone* e, também, é o mais difundido dentre as aplicações de extensometria (HOFFMANN, 1989).

Quanto aos radiers estaqueados, a instrumentação ao longo do fuste das estacas combinadas aos demais sensores de carga e deslocamento no ponto de aplicação de carga permite a obtenção de informações além da transferência de carga em profundidade, bem como da distribuição de carga entre os elementos da fundação, conforme estudo realizado por Garcia (2015). A obtenção de dados de ensaios instrumentados por meio de retroanálises auxiliam na escolha de parâmetros na etapa de dimensionamento de fundações mistas. Tais informações podem ser incorporadas tanto em propostas analíticas quanto em modelos numéricos, conduzindo a resultados mais precisos.

2.10 ANÁLISE SIMPLIFICADA DE FUNDAÇÕES MISTAS

A consideração da ação conjunta dos elementos que compõem a fundação mista foi objeto de importantes estudos, sobretudo analíticos. Estes métodos permitem uma análise preliminar de modo que é possível realizar uma rápida análise do sistema. Dentre as soluções de análise simplificada mais conhecidas está a proposta de Poulos-Davis-Randolph (PDR).

2.10.1 Solução de Poulos-Davis-Randolph (PDR)

A solução agrega as contribuições de Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994) para determinar a curva carga-recalque da fundação mista e também estimar a distribuição de carga entre os elementos. A rigidez da fundação mista, representando a inclinação do primeiro trecho da curva carga-recalque simplificada é expressa pela equação 2.1 (Figura 20). A estimativa da porcentagem de carga distribuída ao elemento raso é obtida a partir da Equação 2.2. O ponto A é determinado com o emprego das Equações 2.2 e 2.3, resolvendo a primeira e substituindo-a na segunda. Entre os pontos A e B, o trecho assume uma inclinação igual à rigidez da fundação rasa (k_r). Além do ponto B, o sistema encontra-se com sua capacidade de carga esgotada, não apresentando qualquer resistência para maiores deslocamentos.

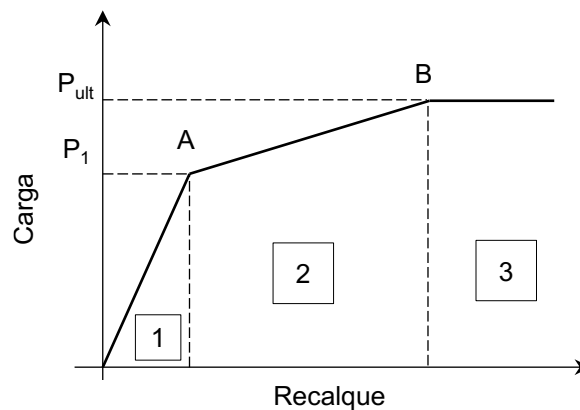
$$k_{pr} = \frac{k_p + k_r (1 - 2\alpha_{rp})}{1 - \alpha_{rp}^2 \left(\frac{k_r}{k_p} \right)} \quad 2.1$$

$$\frac{P_r}{P_p + P_r} = \frac{k_r (1 - \alpha_{rp})}{k_p + k_r (1 - 2\alpha_{rp})} \quad 2.2$$

$$P_1 = \frac{R_{ult,p}}{1 - \left(\frac{P_r}{P_r + P_p} \right)} \quad 2.3$$

Em que k_r é a rigidez da fundação rasa, sapata isolada ou radier (*raft*); k_p é a rigidez das estacas (*pile*); k_{pr} é a rigidez da fundação mista (*piled raft*); P_r é a carga aplicada à fundação rasa (*raft*); P_p é a carga aplicada às estacas; P_{pr} é a carga aplicada à fundação mista (*piled raft*); $R_{p,ult}$ é a capacidade de carga das estacas.

Figura 20. Curva carga-recalque típica para raders estaqueados pelo método PDR.



Região 1: Estacas e radier elásticos

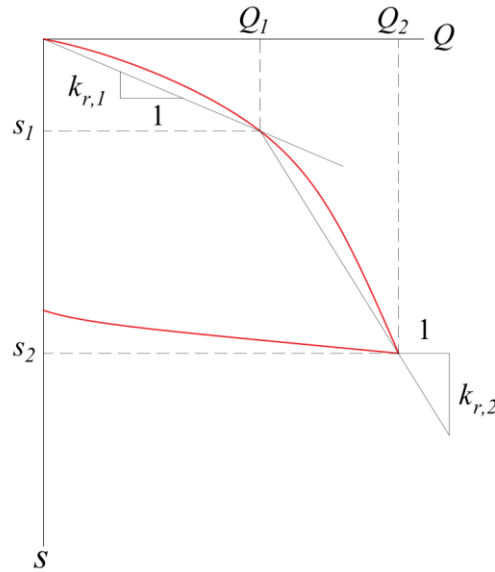
Região 2: Estacas esgotadas e radier elásticos

Região 3: Estaca e radier esgotados

Fonte: Modificado de Poulos (2001a).

A rigidez do elemento superficial k_r pode ser obtida diretamente com os resultados da prova de carga, por meio da relação entre a carga aplicada (Q) e o recalque ocasionado (s). No caso de solos apresentarem comportamento não-linear, pode-se selecionar o trecho de interesse para o cálculo, de forma secante, do coeficiente k_r (Figura 21). O emprego dos resultados experimentais com a curva carga-recalque permite incorporar os efeitos da forma e compressibilidade do solo sobre o comportamento da fundação.

Figura 21. Estimativa da rigidez do elemento superficial k_r através da carga-recalque.



Fonte: O autor.

2.11 CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES ISOLADAS

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

2.11.1 Fundações Rasas

A proposta de Terzaghi (1943) se aplica ao cálculo da capacidade de carga de sapatas. Considerando que a cota de assentamento da sapata está no nível do terreno a expressão original resume-se a Equação 2.4:

$$q_{ult} = c'N_cS_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad 2.4$$

Em que: c' é a coesão efetiva; γ é o peso específico; B é a dimensão da fundação; $N_c = (N_q - 1)\cot\phi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi'$ e $N_q = e^{\pi\tan\phi'}\tan^2(45^\circ + \phi'/2)$ são fatores de carga que se aplicam às suas respectivas parcelas e dependem do ângulo de atrito ϕ' ; $S_c = 1,45$ e $S_\gamma = 0,60$ são fatores de forma apontados por Vesic (1975) para a geometria circular.

Para solos fofos ou moles, Terzaghi e Peck (1963) recomendam que se aplique um fator de redução de 1/3 à tangente do ângulo de atrito e ao intercepto de coesão.

Em seguida, tem-se para a sapata a proposta semiempírica de Décourt (1999) que descreve o comportamento carga-recalque, através da Equação 2.5.

$$\log\left(\frac{q}{q_r}\right) = C^* \left(1 + \log\left(\frac{s}{B_{eq}}\right) \right) \quad 2.5$$

Em que $C^* = 0,426$ é o coeficiente de compressibilidade intrínseca do solo, com uma margem de 10%; $q_r = 100N_{SPT}$ é a tensão de referência em função do tipo de solo (Tabela 1); q é a tensão aplicada ao solo pela fundação rasa; B_{eq} é a dimensão equivalente da sapata, se esta tivesse a forma retangular; s é o recalque da sapata.

Tabela 1. Correlações para a tensão de referência q_r (Décourt, 1999).

Solo	q_r (kPa)
Areias	$120N_{SPT}$
Solos intermediários	$100N_{SPT}$
Argilas saturadas	$80N_{SPT}$

Fonte: Décourt (1999).

2.11.2 Fundações Profundas

Os métodos utilizados para a determinação da capacidade de carga das estacas se classificam como semiempíricos, isto é, por meio de correlações com ensaios *in situ*, tais como os resultados da sondagem à percussão SPT.

O método Décourt-Quaresma (DÉCOURT e QUARESMA, 1978; DÉCOURT, 2016) permite a estimativa da capacidade de carga de uma estaca através dos valores do SPT. A capacidade de carga da estaca é composta pela soma das parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta. Para estacas do tipo escavada, sem uso de lama bentonítica, expressa-se a sua carga de ruptura pela Equação 2.6:

$$Q_{ult} = \underbrace{\beta UL \left(10 \times \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \right)}_{\text{Atrito lateral}} + \underbrace{\alpha C \bar{N}_p A_p}_{\text{Ponta}} \quad 2.6$$

Em que β é o fator de atrito (Tabela 2); $U = \pi d$ é o perímetro da estaca e A_p é a área da ponta; \bar{N}_{SPT} é o valor médio do N_{SPT} obtido ao longo do fuste da estaca; α é o fator de reação de ponta

(Tabela 2); $C = 250$ kPa (Tabela 3); \bar{N}_p é o valor médio do N_{SPT} situados anterior e posteriormente e ao nível da ponta.

Tabela 2. Valores de β e α para estacas escavadas em geral (Décourt, 2016).

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

Fonte: Décourt (2016) *apud* Albuquerque e Garcia (2020).

Tabela 3. Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 2016).

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

Fonte: Décourt (2016) *apud* Albuquerque e Garcia (2020).

A proposta de Aoki e Velloso (1975) permite estimar a capacidade de carga de estacas do tipo escavada, sem uso de lama bentonítica, expressa-se a sua carga de ruptura pela Equação 2.7:

$$Q_{ult} = \underbrace{UL \frac{\alpha k N_{SPT}}{F_2}}_{\text{Atrito lateral}} + \underbrace{A_p \frac{k \bar{N}_p}{F_1}}_{\text{Ponta}} \quad 2.7$$

Os coeficientes α e k são dados em função do tipo de solo (Tabela 4); $U = \pi d$ é o perímetro da estaca e A_p é a área da ponta; N_{SPT} é o valor do SPT na camada considerada ao longo do fuste da estaca; N_p é o valor do SPT situados na região da ponta; $F_2 = 2 \cdot F_1 = 6,00$ para estacas escavadas.

Tabela 4. Valores de k e α para estacas escavadas em geral (Aoki e Velloso, 1975).

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

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

O método apresentado por Teixeira (1996) propõe a expressão 2.8:

$$Q_{ult} = \underbrace{UL(\beta \bar{N}_{SPT})}_{\text{Atrito lateral}} + \underbrace{A_p(\alpha \bar{N}_p)}_{\text{Ponta}} \quad 2.8$$

O coeficiente α é dado em função do tipo de solo (Tabela 5); $\beta = 4$ kPa para estacas escavadas a céu aberto; $U = \pi d$ é o perímetro da estaca e A_p é a área da ponta; \bar{N}_{SPT} é o valor médio do SPT na camada considerada ao longo do fuste da estaca; \bar{N}_p é o valor do SPT situado entre 1 diâmetro abaixo da ponta e 4 diâmetros acima.

Tabela 5. Valores de α para estacas escavadas a céu aberto (Teixeira, 1996).

Solo	α (kPa)
Areia argilosa	200
Areia argilo-siltosa	220 ¹

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

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

As estacas utilizadas no sistema de reação também foram dimensionadas com os métodos anteriores para resistirem a esforços de tração.

2.12 EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Durante o ensaio de prova de carga, pode não ser evidente identificar a ruptura nítida da fundação. Neste caso, os métodos de extrapolação da curva-carga-recalque podem ser empregados para determinar o valor da carga de ruptura convencional.

Um dos métodos existentes na literatura é a proposta de Van der Veen (1953), expressa pela Equação 2.9:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-a \cdot s}) \quad 2.9$$

Em que Q_{ult} é a capacidade de carga em kN, ou assíntota; a é um parâmetro e s é o recalque em mm.

O método de Chin-Kondner também permite extrapolar a curva carga-recalque com pontos obtidos pela prova de carga (CHIN, 1970; CHIN, 1971; KONDNER, 1963 apud FELLENIUS, 2021). A proposta é expressa pela Equação 2.10:

$$Q = \frac{Q_{ult} \cdot s}{s + (Q_{ult} \cdot b)} \quad 2.10$$

Em que Q_{ult} é a capacidade de carga em kN, ou assíntota; b é um parâmetro e s é o recalque em mm.

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

2.13 SUCÇÃO E CAPACIDADE DE CARGA

Vários estudos apontam que a capacidade de carga de fundações em solos colapsíveis sofrem influência da sucção matricial. Pesquisas realizadas com provas de carga em placa juntamente com medidas de sucção constataram a perda de resistência devida à diminuição da sucção no solo, ou ao aumento do teor de umidade.

Ensaio em provas de carga em placa com 80 cm de diâmetro, como os realizados Costa (1999) evidenciaram o aumento da tensão de ruptura devido ao aumento da sucção, tanto para provas de carga do tipo lentas (*Slow Maintained Load* - SML) quanto do tipo rápidas (*Quick Maintained Load* - QML). Ainda em pesquisas experimentais com fundações rasas para avaliar o efeito da sucção em placas com 20 cm, 40 cm, 80 cm e 150 cm de diâmetro, Vianna, Cintra e Aoki (2007) identificaram relações importantes entre o aumento da carga admissível da placa e a sucção matricial do solo. Além da influência da sucção, os ensaios feitos com a inundação do solo revelaram aspectos do comportamento frente ao fenômeno da colapsibilidade.

Tsuha (2003) conduziu ensaios de placa com medidas de sucção e empregando ensaios penetrométricos elaborou correlações entre a tensão de ruptura do ensaio penetrométrico (q_p) e à capacidade de carga da placa.

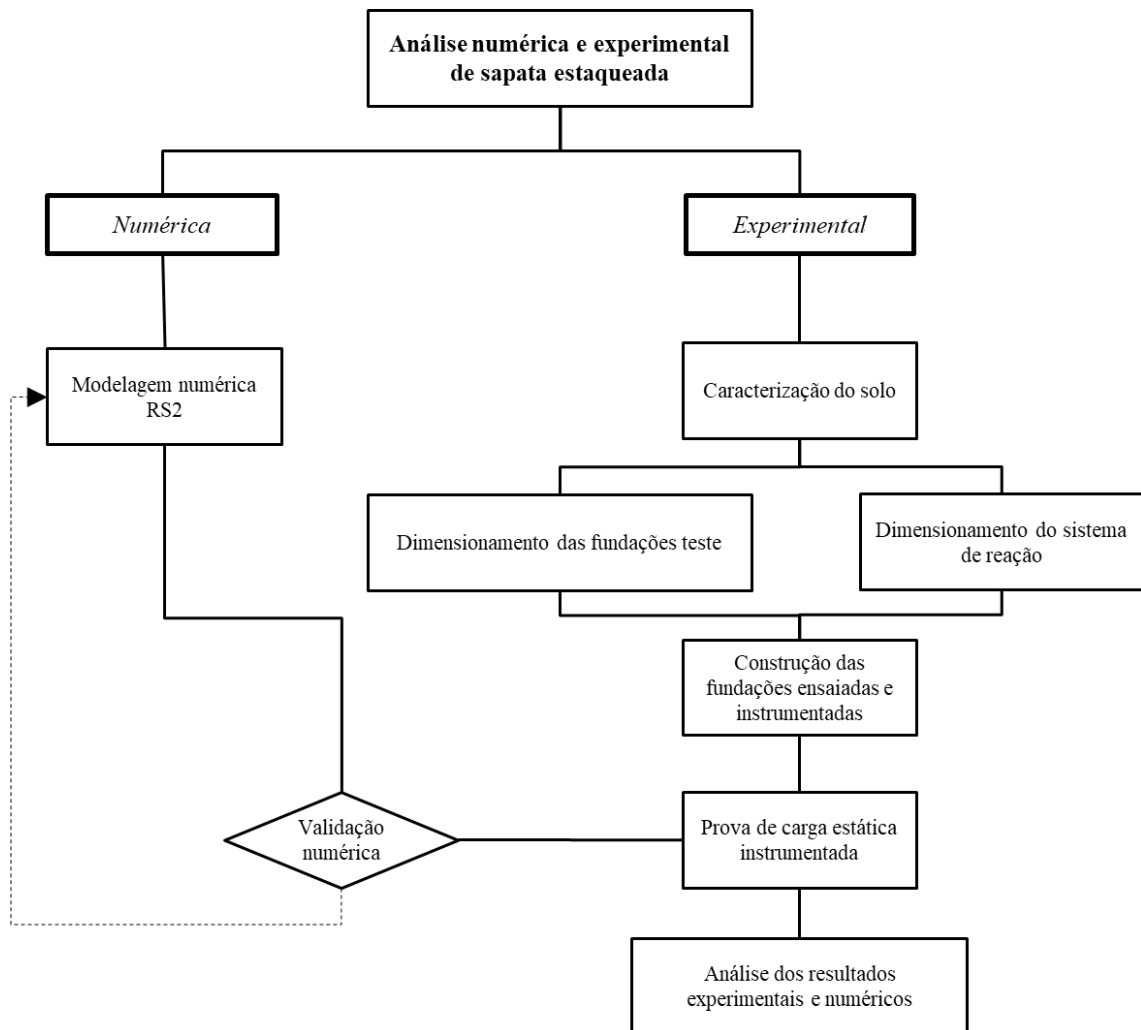
Sobre fundações profundas, Cintra, Albiero e Villar (1997) relatam reduções na capacidade de carga de estacas da ordem de 35% a 50% com aplicação de inundação em solos colapsíveis.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Os trabalhos foram realizados no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (CEFMS-UFU), no Campus Santa Mônica.

Devido à natureza experimental da pesquisa, esta contou com investigações geotécnicas para caracterização do subsolo local, ensaios relacionados à colapsibilidade do solo, testes de carga in situ em modelos reais. A etapa numérica consiste de modelagens e análises dos resultados por elementos finitos (MEF). Nessa divisão de atividades o fluxograma acarretou conexões entre as etapas, gerando, um processo iterativo (Figura 22).

Figura 22. Fluxograma das etapas a serem desenvolvidas.

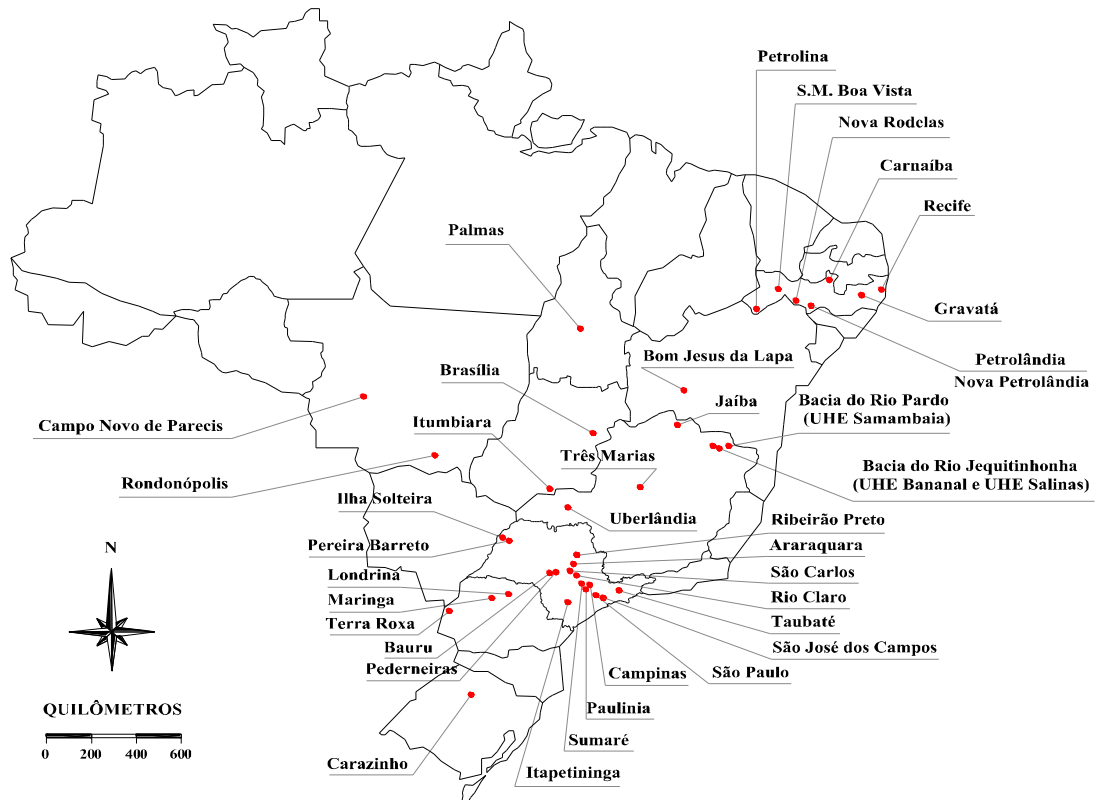


Fonte: O autor.

3.1 GEOLOGIA E LOCALIZAÇÃO

O solo do município de Uberlândia, assim como de outros importantes municípios brasileiros foi identificado como do tipo colapsável (Figura 23). A ocorrência de tais solos vem cada vez mais sendo mapeada e estudos sobre as propriedades e possibilidade de colapso impactam no projeto de fundações, levando a projetos mais seguros.

Figura 23. Solos colapsáveis estudados no Brasil.

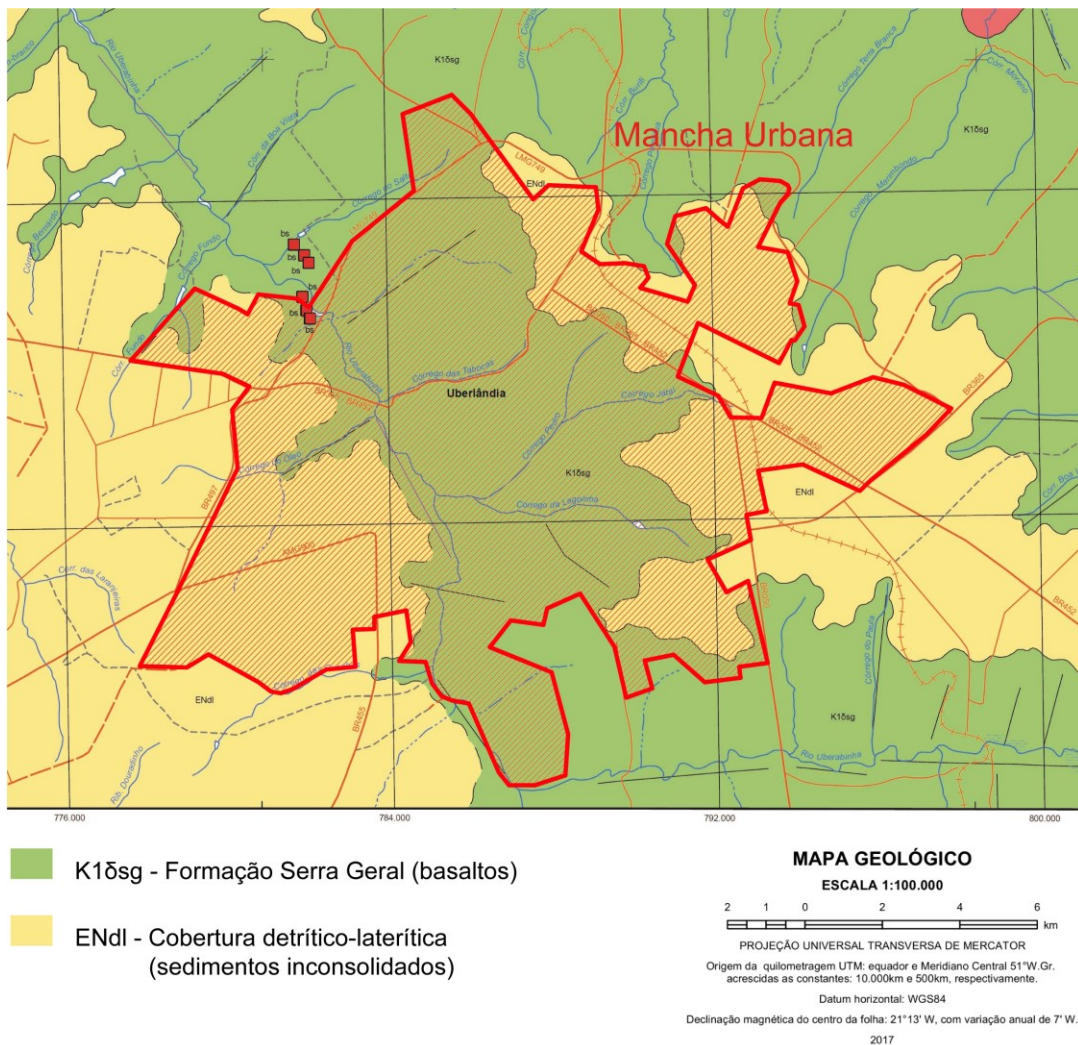


Fonte: Rodrigues e Vilar (2013).

De acordo com o mapeamento geológico feito pelo Projeto Triângulo Mineiro, em 2017, desenvolvido pela CODEMIG em parceria com o Instituto de Geociências da UFMG, constata-se que as rochas na região da cidade de Uberlândia pertencem ao Grupo São Bento, na Bacia do Paraná, oriundas da Formação Serra Geral. Dentro dos limites do município, foi registrada a ocorrência de outras formas geológicas, como a Cobertura Detrítico-Laterítica composta por sedimentos inconsolidados (Figura 24).

O material da rocha matriz foi produzido por derramamento basáltico e com a ação do intemperismo, originou o solo residual. Numa extensa área do município, a camada superficial do solo não apresenta vestígios de rocha (basalto), podendo enquadrar-se como solo residual maduro. Além disso, outra denominação, dada pelo Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (SANTOS et al., 2018), sugere que o solo pertença à classe dos latossolos vermelhos e dos argissolos.

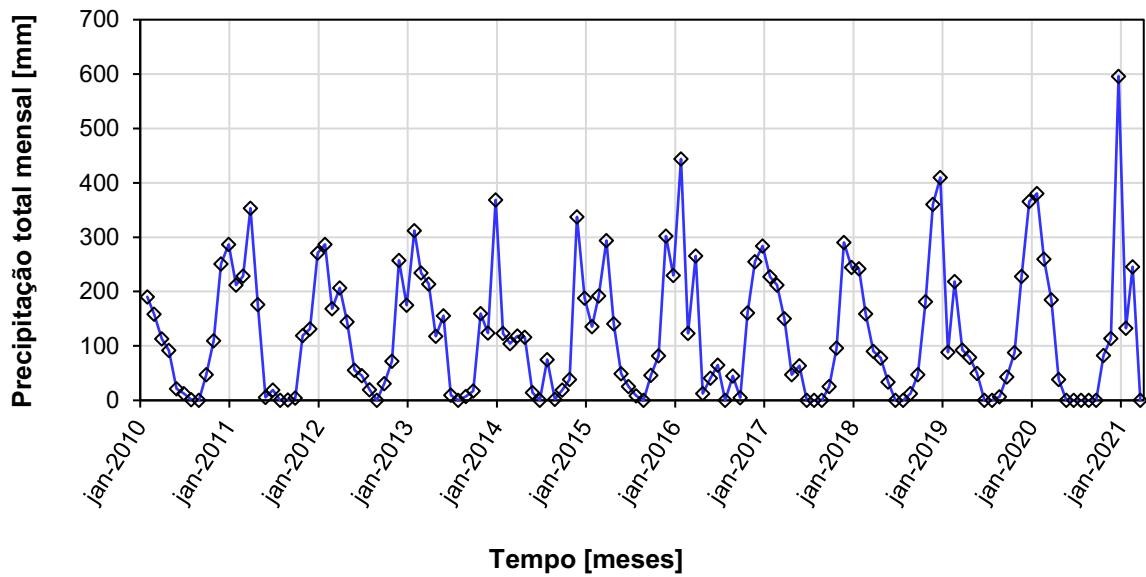
Figura 24. Mapa geológico da Região de Uberlândia.



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

O clima do município de Uberlândia é marcado por períodos de chuvas e secas bastante demarcados e alternantes que, conforme ressaltado por Vargas (1977), é um fator significativo para originar solos lateríticos que podem apresentar granulometria arenosa ou argilosa (Figura 25). A sazonalidade mostrada no histograma sugere que os solos podem sofrer grandes variações de suas propriedades mecânicas devido à água.

Figura 25. Precipitação mensal entre os anos de 2010 e 2021 para Uberlândia.

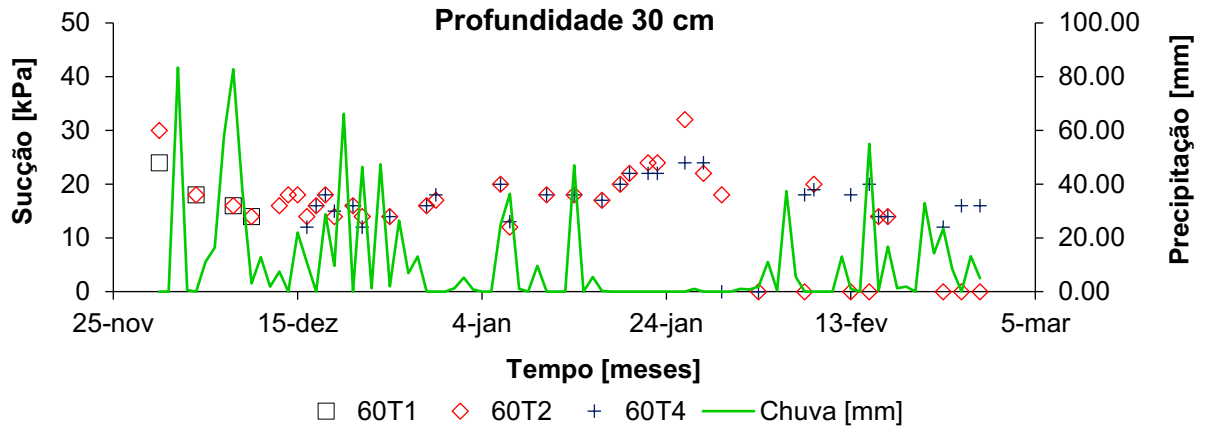


Fonte: INMET (2021).

Solos residuais também tendem a apresentar comportamento colapsível, devido ao processo de formação, que torna sua estrutura porosa e, portanto, exibem um alto índice de vazios. Conforme apontado pela ABNT NBR 6502:1995, solos colapsíveis se instabilizam quando são levados à saturação parcial ou total.

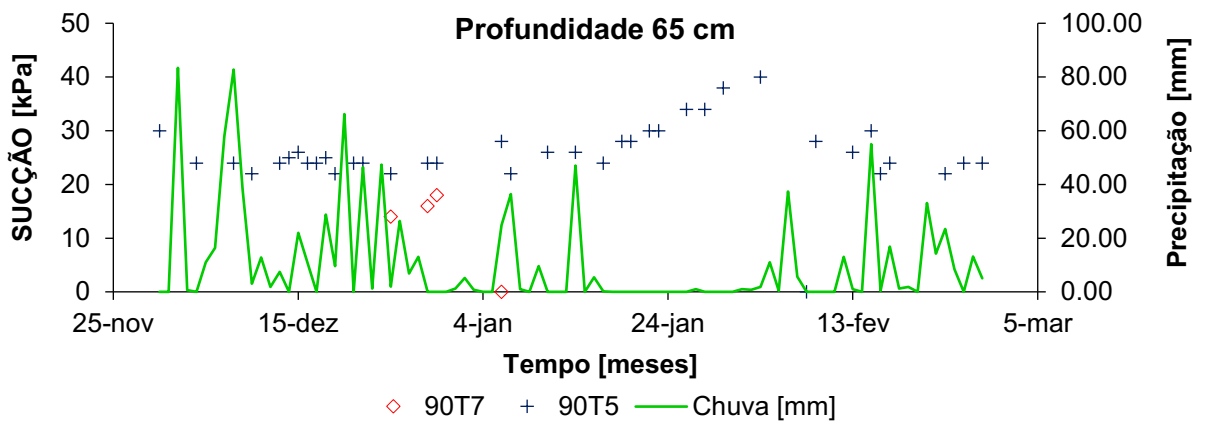
Medidas de sucção realizadas no campo experimental por meio de tensiometria, técnica detalhada no item 3.3.4, evidenciam a variação da sucção em profundidades de até 85 cm com a precipitação (Figura 26, Figura 27 e Figura 28). Em períodos chuvosos nota-se a redução de valores de sucção, situação inversa também pode ser verificada quando períodos de curta estiagem levam ao aumento da sucção, o que, no caso de fundações rasas, pode afetar sensivelmente sua capacidade de carga.

Figura 26. Valores de sucção medida na profundidade de 30 cm.



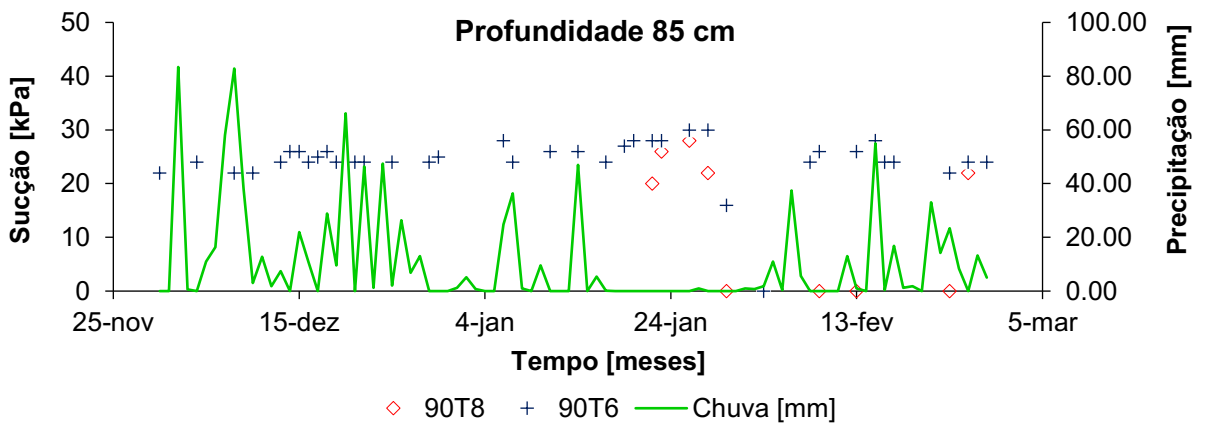
Fonte: O autor.

Figura 27. Valores de sucção medida na profundidade de 65 cm.



Fonte: O autor.

Figura 28. Valores de sucção medida na profundidade de 85 cm.

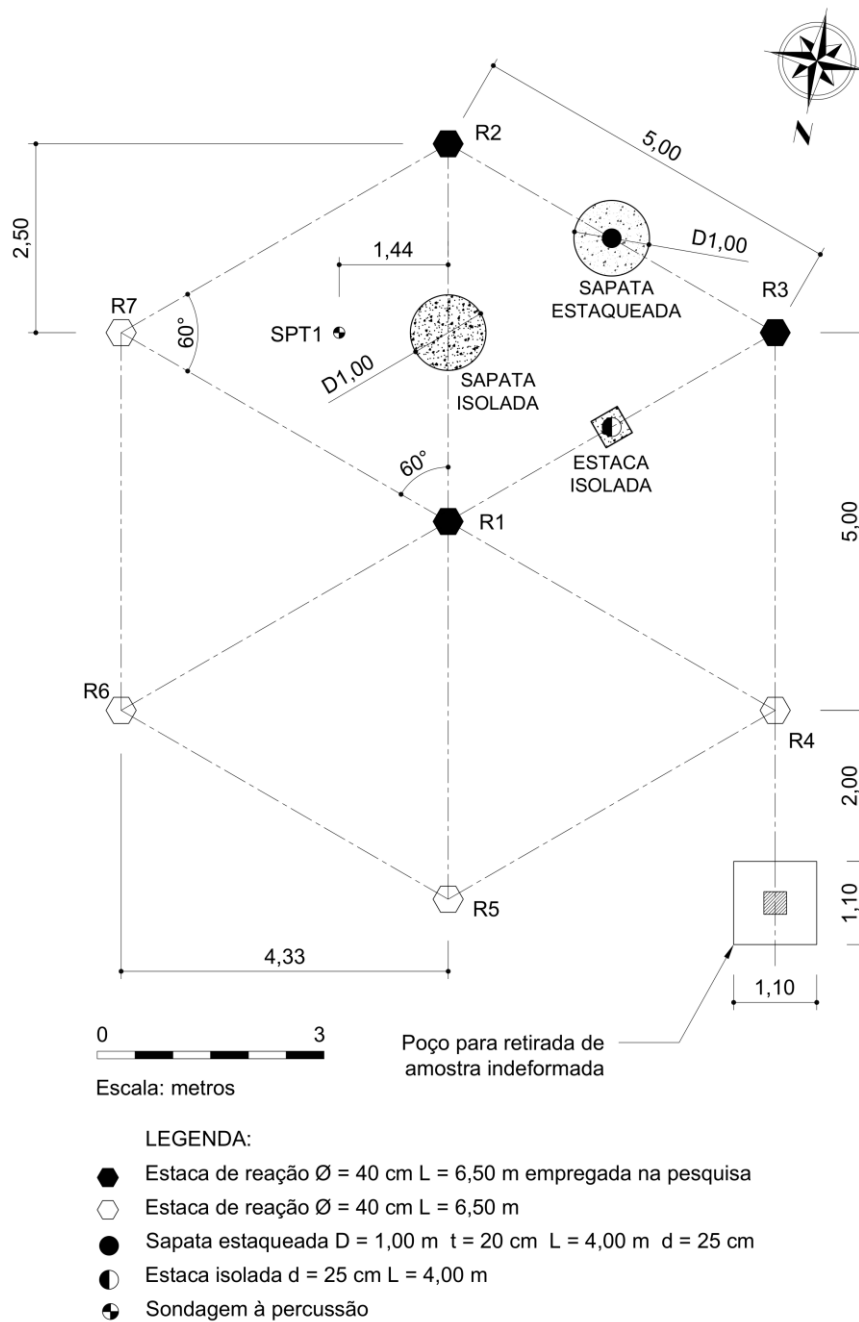


Fonte: O autor.

3.2 CAMPO EXPERIMENTAL

Tendo em conta a limitação de espaço no campo experimental para a execução de provas de carga e construção de um sistema de reação suficiente, as dimensões foram escolhidas para que houvesse o melhor aproveitamento da área disponível. O esquema de locação das fundações de teste e das estacas de reação resultou numa malha triangular (Figura 29).

Figura 29. Locação das fundações teste e das estacas de reação no campo experimental.



Fonte: O autor.

3.3 INVESTIGAÇÃO DO SOLO

Num primeiro momento, anterior à execução das estacas do sistema de reação, contou-se com a sondagem de simples reconhecimento, atentando-se às especificações da ABNT NBR 6484:2020, a fim de se conhecer características mecânicas das camadas do solo local por meio do índice N_{SPT} . As campanhas de investigação geotécnica estão resumidas no Quadro 2.

As escavações das estacas do sistema de reação e das fundações teste também serviram para a retirada de amostras deformadas em quantidade suficiente para a realizar a classificação granulométrica em faixas de 1 metro de profundidade. Conforme recomendações da ABNT NBR 6122:2019, a investigação de campo deve contar com os seguintes ensaios para caracterização, além da granulometria: umidade natural; limite de liquidez; limite de plasticidade e peso específico dos grãos.

Para análise dos efeitos da sazonalidade sobre a camada superficial do solo, que pode se encontrar em situação de saturação parcial, realizou-se a retirada de uma amostra indeformada de solo em forma de bloco. Os corpos de prova extraídos do bloco serviram a ensaios relacionados à sucção, ao potencial de colapso e à resistência ao cisalhamento. Também foi empregada a técnica de tensiometria para o monitoramento da sucção na camada superficial do solo.

Quadro 2. Descrição das investigações geotécnicas no campo experimental.

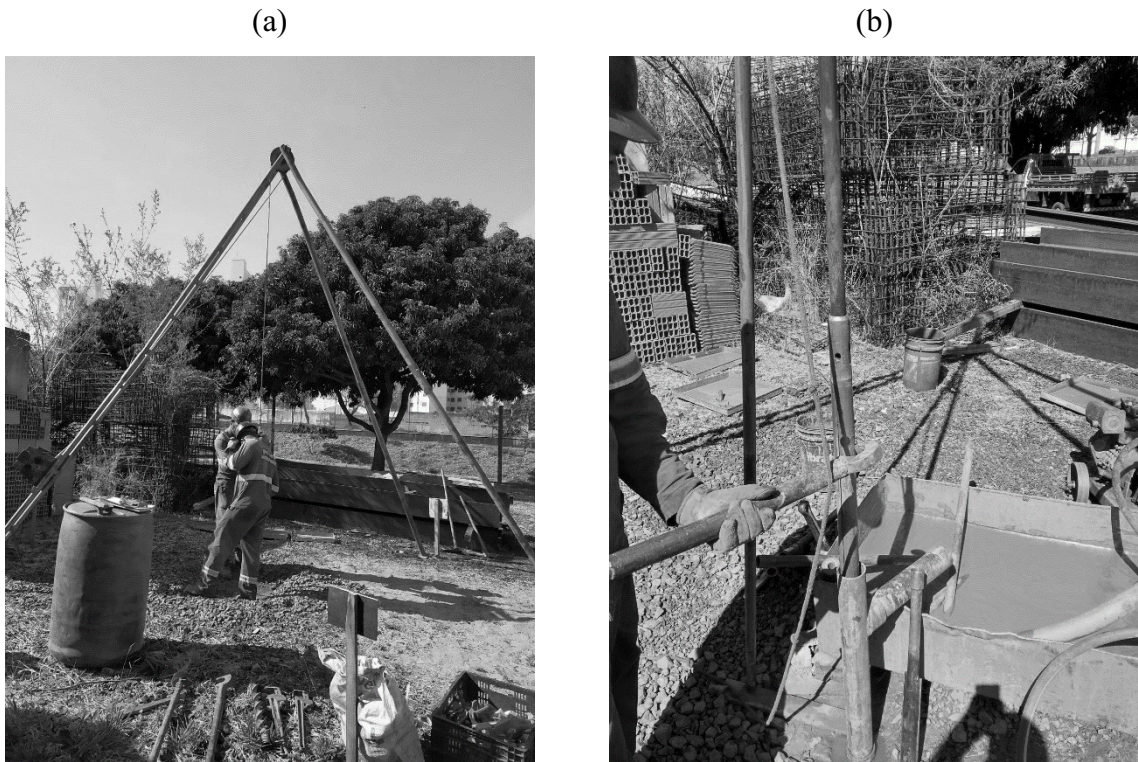
Campanha	Estado da amostra	Prof. alcançada	Ensaio	Informações obtidas
Sondagem de simples reconhecimento SPT	Deformada	20,45 m	SPT – <i>Standard Penetration Test</i>	N_{SPT} ; Posição do N.A.; Espessura das camadas de solo
			Teor de umidade <i>in situ</i>	w (%)
			Análise tátil-visual	Origem e cor do solo
Tradagem	Deformada	7,00 m	Caracterização	γ_s ; LL ; LP ; Granulometria.
Poço de inspeção	Indeformada	1,00 m	Edométrico	Pressão de pré-consolidação; Índice de vazios; Módulo edométrico.
			Papel Filtro	Curva de retenção de água; Pressão de entrada de ar; Saturação.
Instalação de tensiômetros	Indeformada	0,80 m	Tensiometria	Sucção matricial <i>in situ</i>
Tradagem	Deformada	4,00 m	Caracterização	γ_s ; LL ; LP ; Granulometria.

3.3.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

Seguindo as especificações dadas pela ABNT NBR 6484:2020, a execução da sondagem de simples reconhecimento do furo SPT1, locado conforme indicado na Figura 29, iniciou-se no mês de agosto de 2020, alcançando a profundidade de 12,00 m, e concluída a uma profundidade de 20,45 m (Figura 30).

As amostras retiradas durante a sondagem foram levadas ao laboratório no Laboratório de Geotecnia da FECIV – UFU para a obtenção de informações sobre a umidade *in situ* e análise tátil-visual.

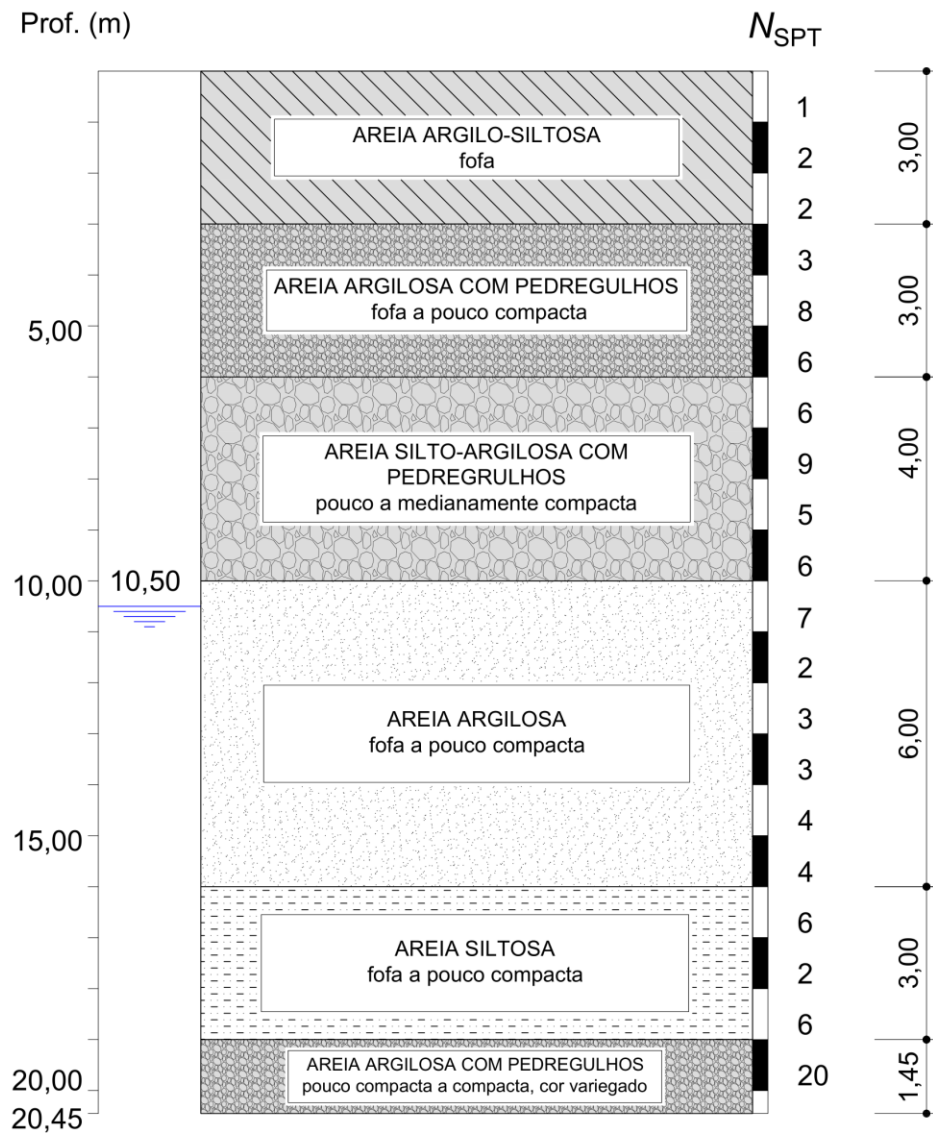
Figura 30. Sondagem de simples reconhecimento com SPT: (a) Perfuração para início do ensaio; (b) Avanço por circulação de água.



Fonte: O autor.

A seguir, apresenta-se o resultado de uma sondagem realizada no Campus Santa Mônica da UFU para fornecer parâmetros iniciais ao pré-dimensionamento das fundações que são estudadas nesta pesquisa, além de suplementar as informações anteriores sobre o tipo de solo que pode ser encontrado na cidade (Figura 31).

Figura 31. Perfil geotécnico do campo experimental obtido por sondagem.



Fonte: O autor.

3.3.2 Caracterização

A partir das amostras deformadas coletadas durante a escavação das estacas de reação foi possível realizar parte da caracterização básica (Figura 33). À medida que o trado mecânico avançava pelo furo, recolheu-se o solo preso à haste, em quantidade suficiente para a execução dos ensaios citados anteriormente no Quadro 2.

As curvas granulométricas foram construídas por meio de análise granulométrica conjunta, peneira e sedimentação (Figura 104). Na sedimentação, foram realizados ensaios com defloculante (hexametáfosfato de sódio) e sem defloculante. Notou-se diferenças quanto à distribuição de e parcela de partículas de argila (< 0,002 mm) presentes nas camadas de solo,

com o uso de defloculante a porcentagem de partículas menores que 0,002 mm aumentou para o valor de 20% em média. Ainda sobre a fração de finos, o parâmetro de atividade A_c , dado pela Equação 3.1, indica que a fração do solo é inativa, com valores abaixo de 0,75 (Tabela 6).

$$A_c = \frac{IP}{\% \text{ de partículas menores que } 0,002 \text{ mm}} \quad 3.1$$

Tabela 6. Resultado da análise granulométrica

Camada de solo	IP	D ₆₀	D ₃₀	D _{10 SD}	C _{u SD}	C _{c SD}	A _{c SD}	A _{c CD}
	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	-	-	-	-
M1	8	0,260	0,110	0,045	5,8	1	0	0,38
M2	4	0,230	0,090	0,031	7,4	1	0	0,20
M3	4	0,230	0,090	0,027	8,5	1	0	0,21
M4	8	4,000	0,190	0,040	100,0	0,2	0	0,58
M5	9	4,000	0,210	0,040	100,5	0,3	0	0,64
M6	9	3,100	0,150	0,034	91,2	0,2	0	0,59
M7	9	0,200	0,034	0,006	33,3	1	0	0,51

D_{10 SD}: Diâmetro correspondente a 10% das partículas passantes sem o uso de defloculante.

C_{u SD}: Coeficiente de uniformidade sem o uso de defloculante.

C_{c SD}: Coeficiente de curvatura sem o uso de defloculante.

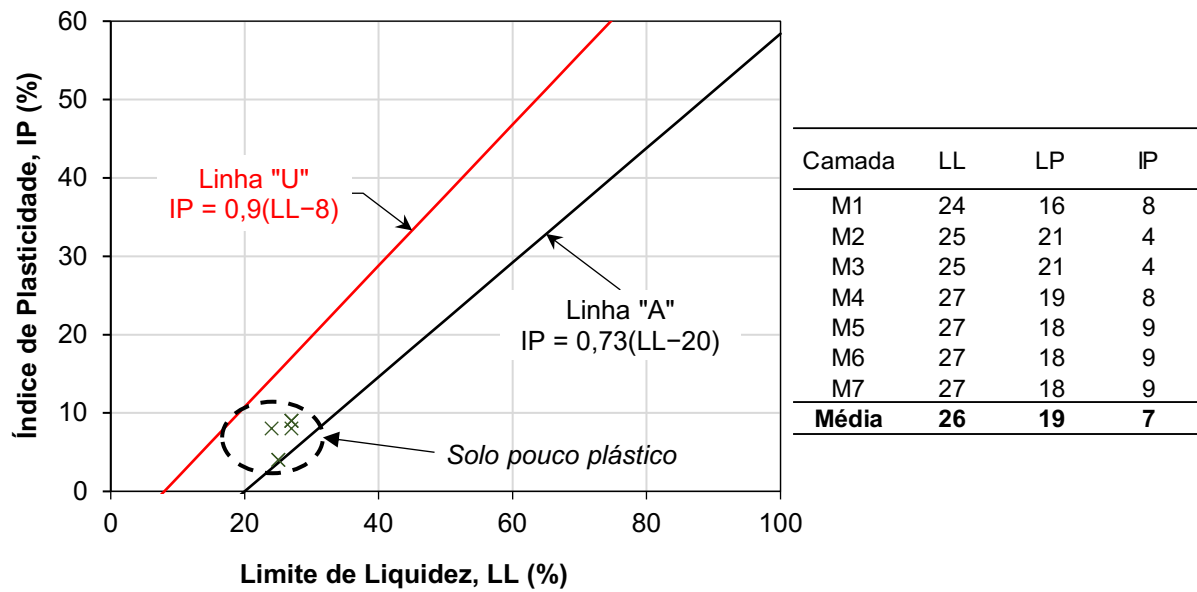
A_{c SD}: Atividade sem o uso de defloculante.

A_{c CD}: Atividade com o uso de defloculante.

No programa de caracterização do campo experimental ensaios de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) foram realizados a fim de entender o comportamento plástico do solo quando umedecido. Os parâmetros LL e LP, bem como o índice de plasticidade (IP), permitem o emprego de correlações para a estimativa de propriedades de resistência e deformabilidade do solo (Figura 105a, b, c, d, e, f, g).

Pelos ensaios de caracterização, identificou-se que o solo dos primeiros 5 metros de profundidade, como sendo do grupo das areias, especificamente das areias argilo-siltosas. Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), essa camada superficial de solo é denominada *silty, clayey sand* (até 3,00 m) e *silty, clayey sand with gravel* (de 3,00 m a 5,00m) recebendo o símbolo SM-SC, conforme mapeamento feito com o gráfico de plasticidade criado por Casagrande (Figura 32).

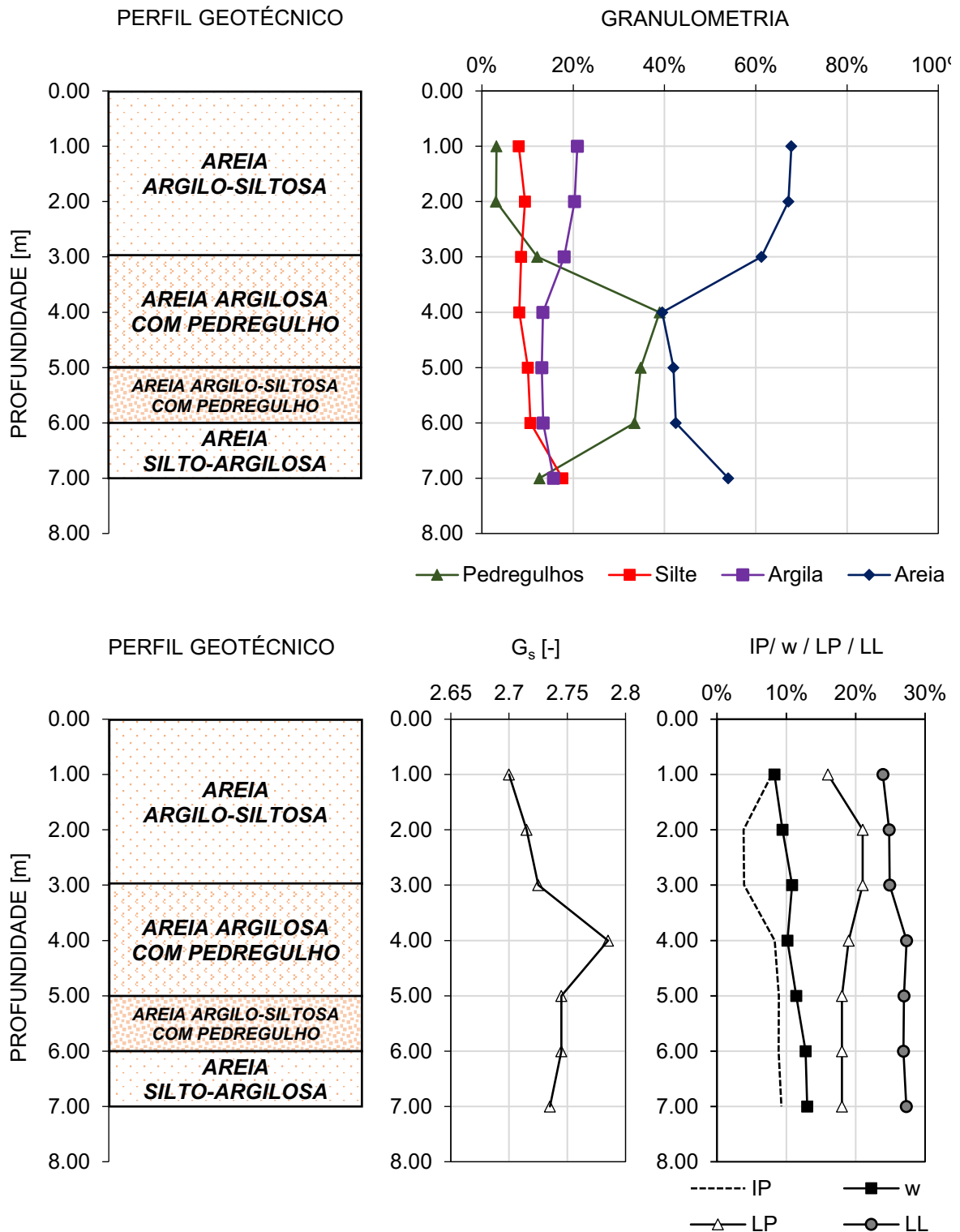
Figura 32. Gráfico de plasticidade proposto por Casagrande e parâmetros LL e LP para os primeiros 7 metros de solo.



Fonte: O autor.

A seguir, são apresentados os resultados e gráficos dos ensaios pertencentes à etapa de caracterização, conforme indicado no item 4.6.1 na ABNT NBR 6122:2019 (Figura 33).

Figura 33. Caracterização do campo experimental.



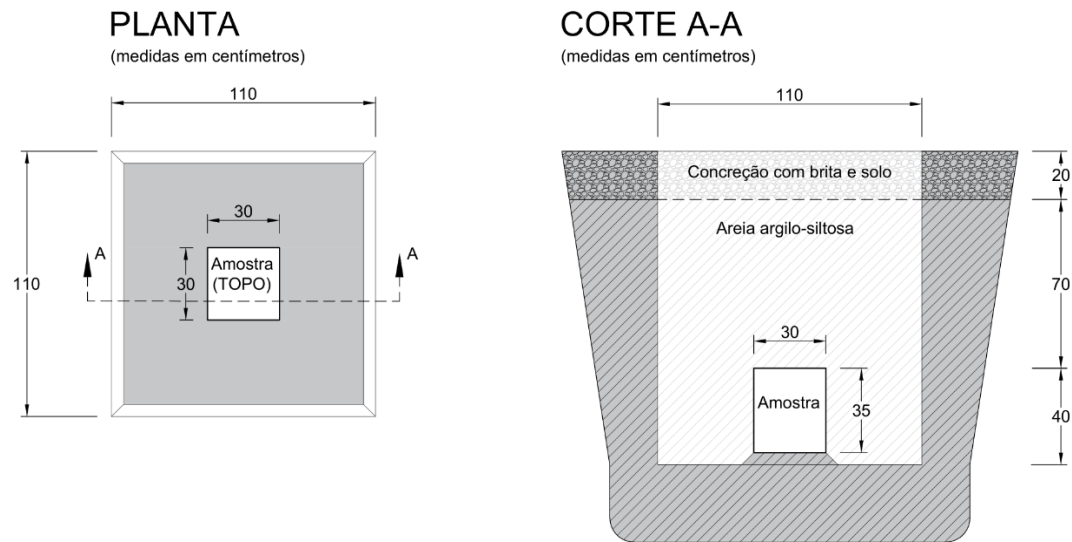
Fonte: O autor.

3.3.3 Solo indeformado

A extração da amostra indeformada seguiu o disposto na ABNT NBR 9604:2016, tendo o poço as dimensões dadas pela Figura 34. Durante a extração aplicou-se uma camada de parafina e

talagarça a fim de garantir a integridade da amostra durante seu manuseio e preservar a umidade no seu interior (Figura 35). As dimensões da amostra foram suficientes para a retiradas de corpos de prova dos ensaios com papel filtro e edométrico.

Figura 34. Detalhe do poço de extração da amostra indeformada.



Fonte: O autor.

Figura 35. Amostra indeformada extraída do campo experimental.



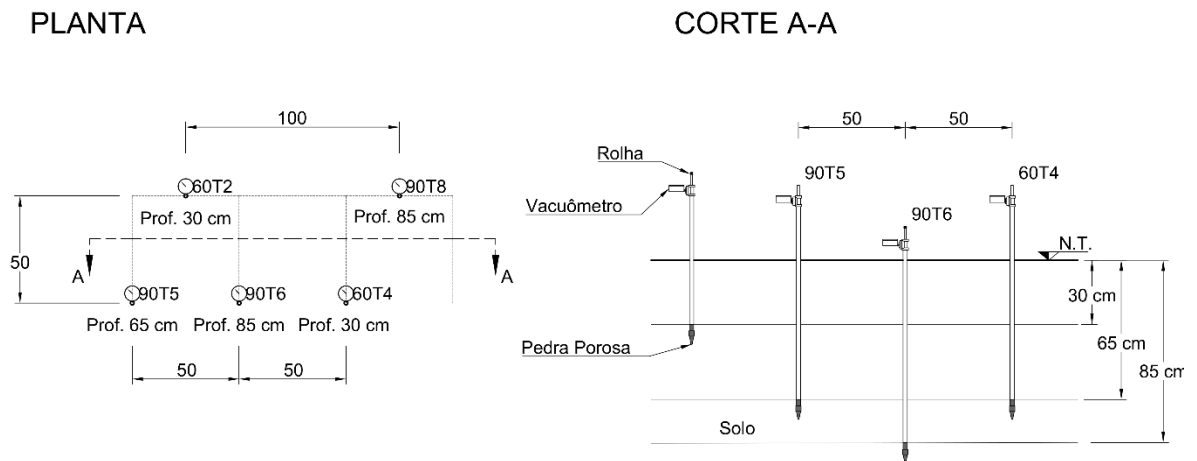
Fonte: O autor.

3.3.4 Tensiometria

Para o monitoramento da sucção no campo experimental, foram empregados tensiômetros. O equipamento tem seu uso bastante difundido na agricultura, e no campo da mecânica dos solos não-saturados, possui a praticidade de fornecer medidas expeditas da sucção do solo.

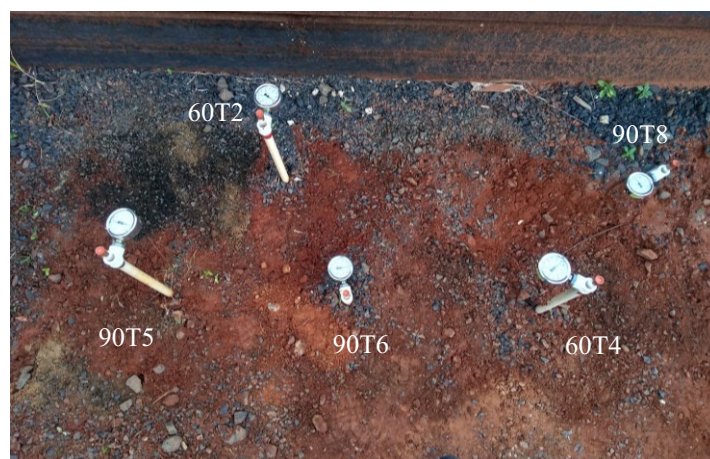
Previamente à instalação em campo, os tensiômetros foram avaliados para se medir a resposta do aparelho quando exposto à atmosfera. Após a preparação, foram instalados no campo experimental conforme disposição mostrada na Figura 36, dessa maneira os valores de sucção obtidos puderam ser analisados por 3 níveis de profundidade (30 cm, 65 cm e 85 cm).

Figura 36. Esquema de instalação dos tensiômetros no campo experimental.



Fonte: O autor.

Figura 37. Tensiômetros instalados.

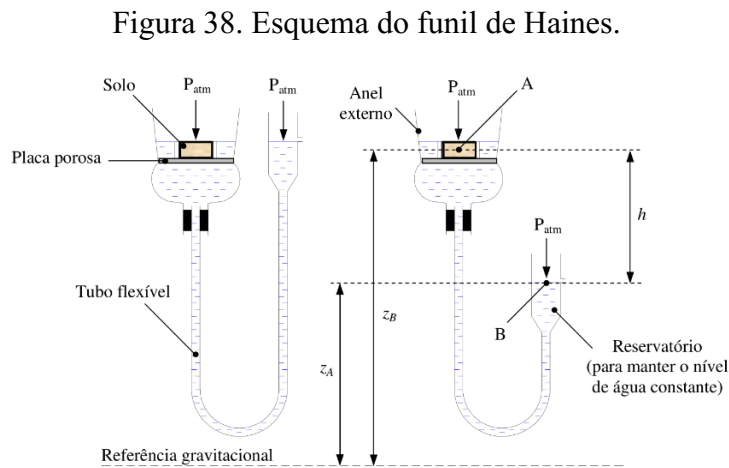


Fonte: O autor.

3.3.5 Funil de Haines

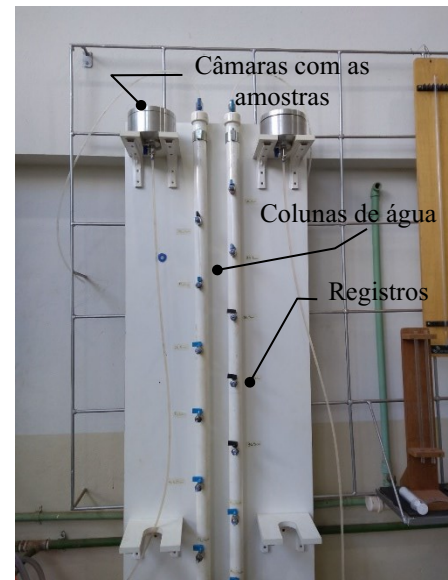
Com este equipamento é possível impor uma dada sucção na amostra de solo por meio da diferença entre a coluna de água contida no tubo e a câmara onde se encontra a amostra em contato com a pedra porosa (Figura 38 e Figura 39).

Devido à limitação da altura da coluna de água que pode ser imposta à câmara ($< 1,16$ m.c.a.), foram escolhidos pontos de sucção menores que 6 kPa de forma a complementar os pontos de saturação que não puderam ser obtidos com a técnica do papel filtro, limitação própria do procedimento.



Fonte: Libardi (1995).

Figura 39. Funil de Haines utilizado.



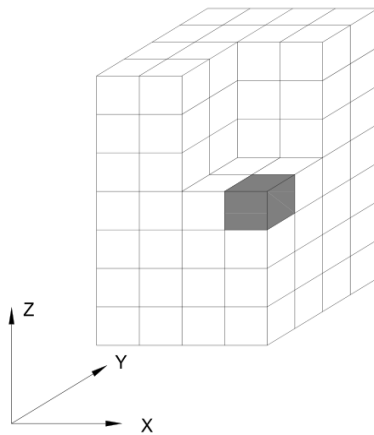
Fonte: O autor.

3.3.6 Papel filtro

A técnica é descrita pela norma americana ASTM D5298-16 que fornece as instruções a serem adotadas para a obtenção da sucção relacionada ao teor de umidade na amostra.

Visando maior aproveitamento do bloco indeformado, a amostra foi dividida em malha cartesiana para a moldagem dos corpos de prova, cuidando para que a operação de moldagem não perturbasse o índice de vazios do solo (Figura 40 e Figura 41).

Figura 40. Divisão da amostra indeformada para retirada de amostras.



Fonte: O autor.

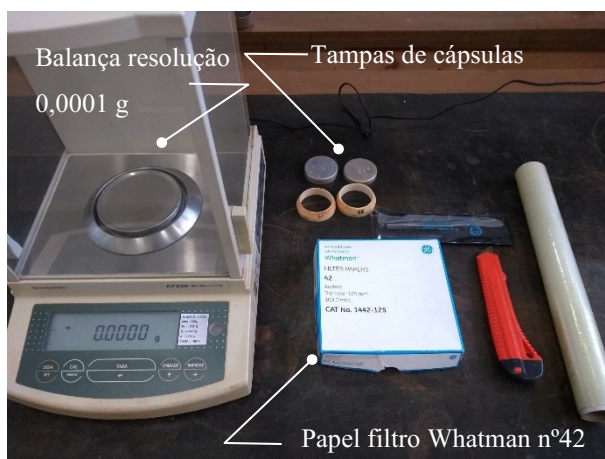
Figura 41. Moldagem dos corpos de prova para o papel filtro.



Fonte: O autor.

Para o ensaio, é necessário equipamento e utensílios tais como: balança com resolução de 0,001g, papel filtro *Whatman n°42* e acessórios para moldagem (Figura 42). Para a composição das trajetórias de secagem e umedecimento, outros acessórios também foram necessários para execução da técnica do papel filtro (Figura 43 e Figura 44).

Figura 42. Materiais e equipamentos utilizados na técnica do papel filtro.



Fonte: O autor.

Figura 43. Saturação dos corpos de prova.



Fonte: O autor.

Figura 44. Secagem dos corpos de prova.



Fonte: O autor.

O valor da umidade do papel filtro w_{papel} é utilizado para o cálculo da sucção matricial com as Equações 3.2 e 3.3 indicadas por Chandler, Harwood e Skinner (1992) sob a forma exponencial.

$$s = 10^{6,05 - 2,48 \log w_{\text{papel}}} \text{ (kPa)} \quad 3.2$$

$$s = 10^{4,84 - 0,0622 w_{\text{papel}}} \text{ (kPa)} \quad 3.3$$

A Equação 3.2 é aplicada para w_{papel} maior do que 47% e a Equação 3.3 para w_{papel} menor ou igual a 47%.

As curvas de retenção foram construídas, em sua maioria, com os pontos obtidos pela técnica do papel filtro, que forneceu pares de valores do grau de saturação e a sucção correspondente (ψ , $S(\psi)$).

A esses pontos aplicou-se o modelo matemático dado por Van Genuchten (1980) com a Equação 3.4.

$$S(\psi) = S_r + (S_s - S_r) \left(\frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right)^m \quad 3.4$$

Em que S , S_r , S_s são os respectivos graus de saturação calculado, residual e máximo; α , m e n são parâmetros de forma da curva de retenção; ψ é a sucção.

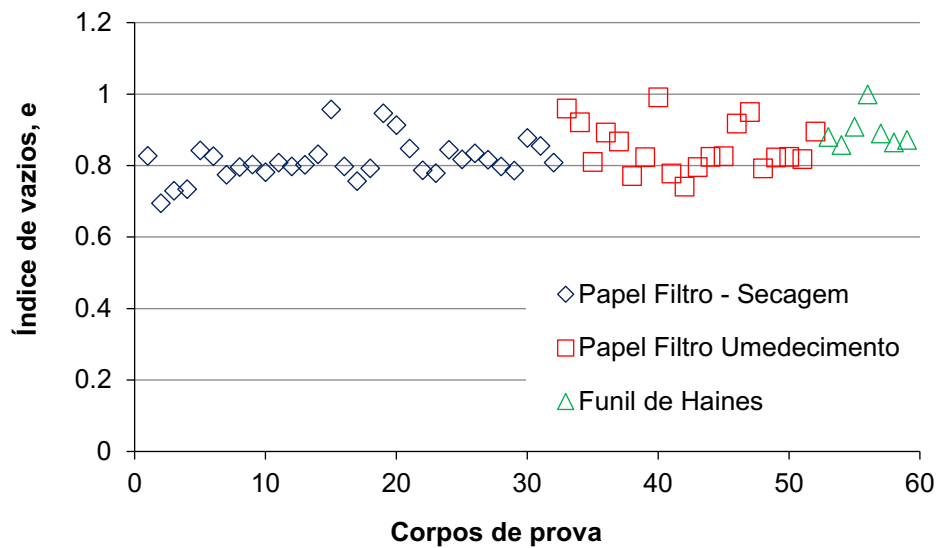
No ajuste dos pontos experimentais por meio da formulação de Fredlund e Xing (1994), utilizou-se a Equação 3.5.

$$S(\psi) = \frac{S_s \left[\frac{1 - \ln(1 + \psi / \psi_r)}{\ln(1 + 10^6 / \psi_r)} \right]}{\left[\ln \left(e + (\psi / a)^n \right) \right]^m} \quad 3.5$$

Em que S e S_s são os graus de saturação calculado e máximo; a , m e n são parâmetros de forma da curva de retenção; ψ_r é a sucção correspondente ao grau de saturação residual.

Ao longo da preparação dos corpos de provas, verificou-se que os índices de vazios dos 59 corpos de prova apresentavam uma amplitude de valores entre 0,70 até 1,00 (Figura 45). Dessa forma, optou-se por basear o ajuste da curva de retenção sobre o grau de saturação S .

Figura 45. Dispersão dos valores do índice de vazios (e) e para as 59 amostras utilizadas na curva de retenção.



Fonte: O autor.

Devido à curva apresentar três pontos de inflexão, foi necessário subdividir a retroanálise em 2 trechos marcados pela sucção necessária para as chamadas entradas de ar (u_{wae}). Os parâmetros utilizados para o ajuste das curvas do solo estudado encontram-se na Tabela 7.

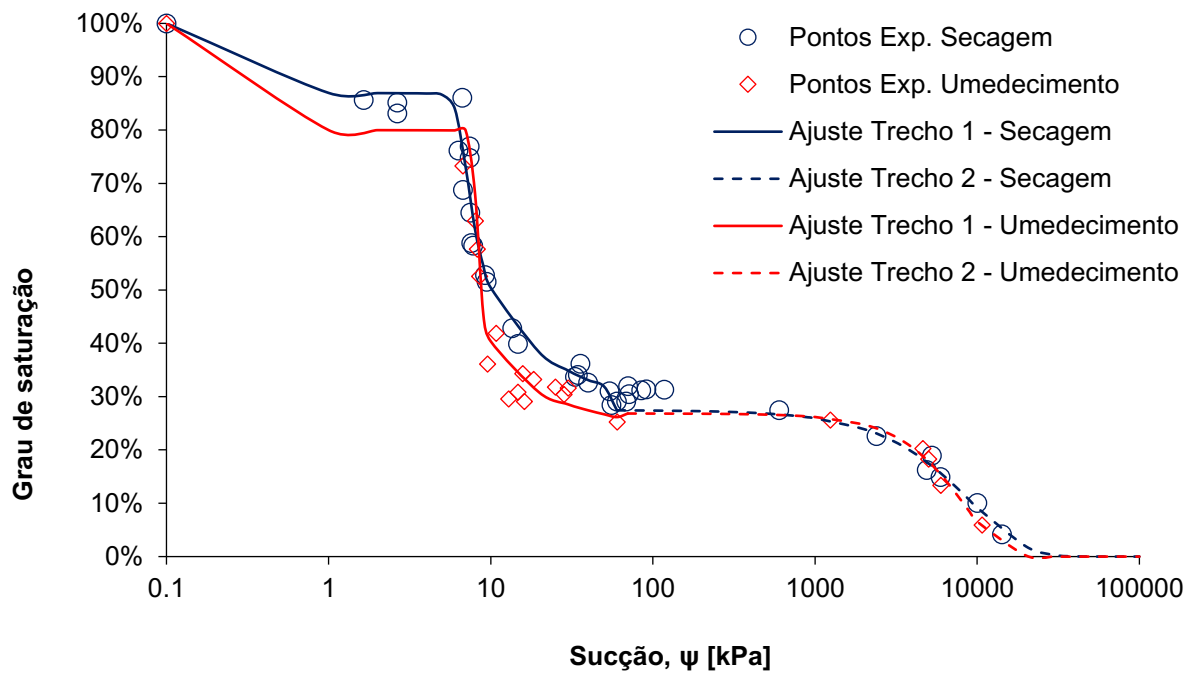
Tabela 7. Parâmetros de ajuste da curva de retenção.

Van Genuchten (1980)	Método	S_s	S_r	α	m	n	r^2
Secagem - Trecho 1	P.F. + Funil	86,06%	27,47%	0,1727	0,0578	26,2469	0,9648
Secagem - Trecho 2	P.F.	27,47%	00,09%	7,47e-6	36,4845	1,3202	0,9589
Umedecimento - Trecho 1	P.F.	99,99%	25,60%	0,1676	0,2921	9,4542	0,9637
Umedecimento - Trecho 2	P.F.	25,60%	00,09%	7,10e-6	36,4845	1,3202	0,9019
Fredlund e Xing (1994)	Método	S_s	ψ_r	a	m	n	r^2
Secagem - Trecho 1	P.F. + Funil	87,00%	300	6,4427	0,2880	14,907	0,9689
Secagem - Trecho 2	P.F.	27,47%	76696	807493	866,89	1,301	0,9747
Umedecimento - Trecho 1	P.F.	80,00%	1000	7,8838	0,1990	130,042	0,9724
Umedecimento - Trecho 2	P.F.	26,84%	76696	998912	17071,00	1,832	0,9704

Em que:
P.F = Papel Filtro

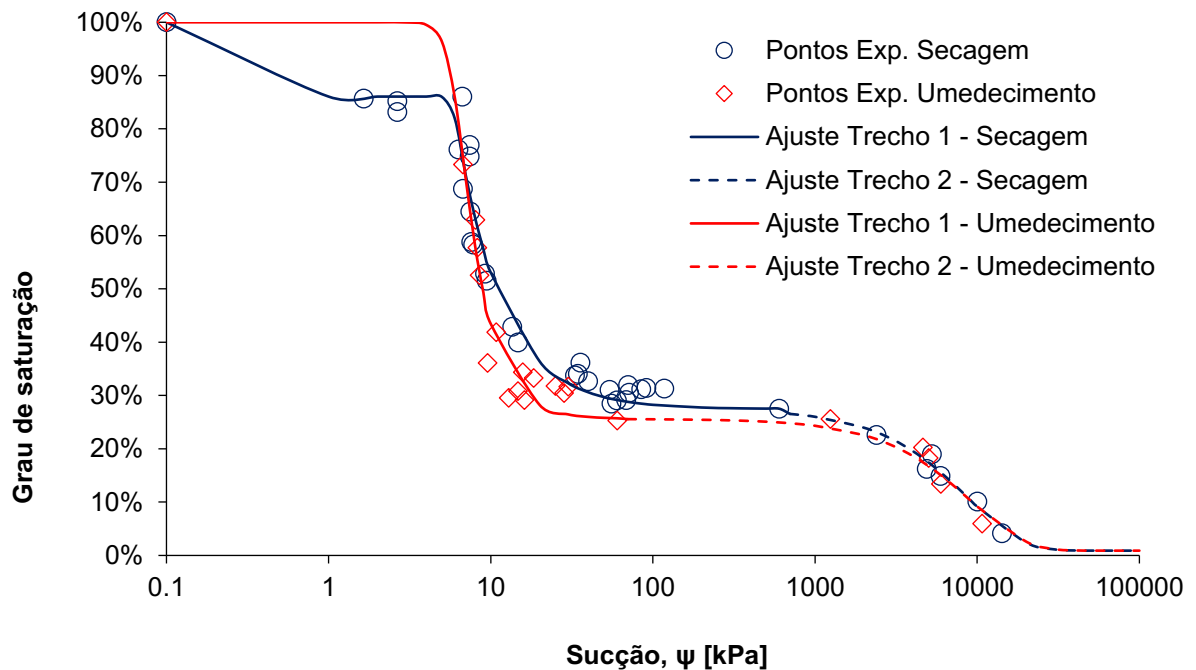
Os pares de pontos de grau de saturação vs. foram usados para a construção das trajetórias de secagem e umedecimento. A diferença entre as duas trajetórias é conhecida pelo fenômeno da histerese. O valor de sucção para a ocorrência da primeira entrada de ar (u_{wae}) é de 6 kPa (Figura 46 e Figura 47).

Figura 46. Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Fredlund e Xing (1994).



Fonte: O autor.

Figura 47. Curvas de retenção ajustadas segundo a proposta de Van Genuchten (1980).



Fonte: O autor.

3.3.7 Ensaio edométrico

Para a obtenção de informações sobre a compressibilidade do solo superficial e seu comportamento quando inundado foram realizados ensaios edométricos dos tipos normal e duplos, seguindo as instruções dadas pela ABNT NBR 16853:2020. Dessa forma, foram preparados corpos de prova para se ensaiar sob 3 (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) (Figura 48a e b).

Figura 48. Prensa de adensamento: (a) sistema de aplicação de carga; (b) leitura de deslocamentos.



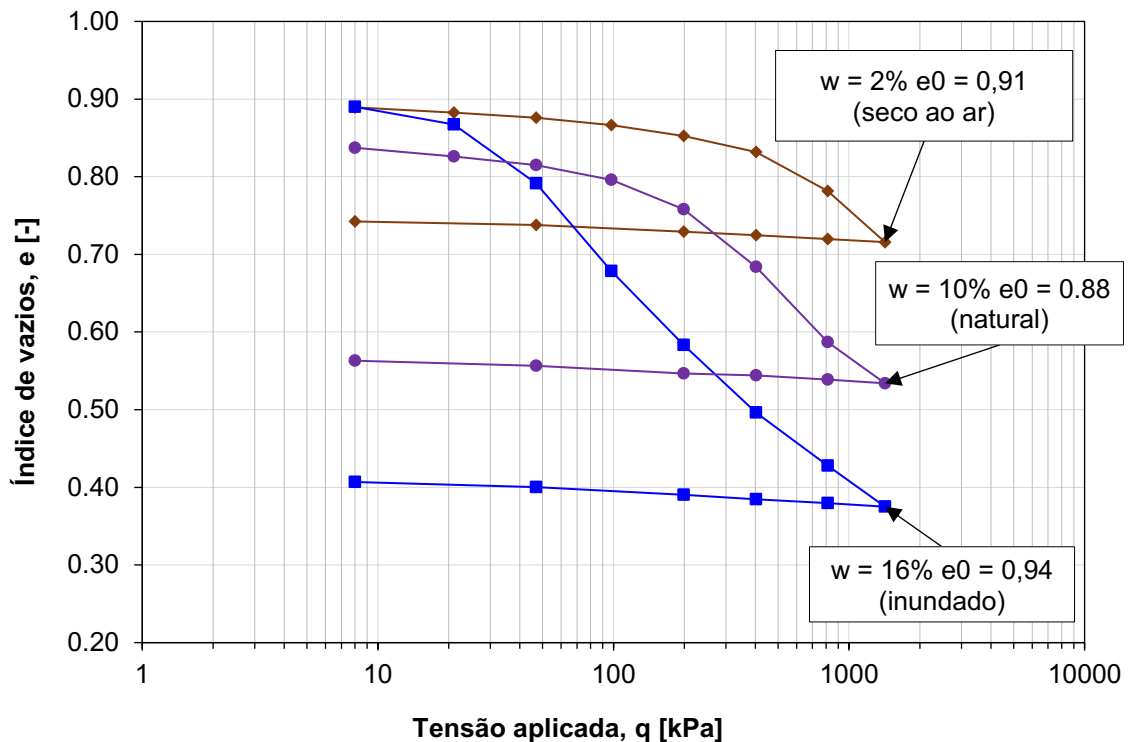
Fonte: O autor.



Fonte: O autor.

Com o equipamento anterior foram traçadas as curvas de compressão do solo, adotando-se a construção de Casagrande para se determinar os valores da tensão de cedência (Figura 49). No caso do solo ensaiado, percebeu-se fenômeno conhecido como tensão de cedência aparente, isto é, o valor identificado da tensão de cedência foi influenciado pelo teor de umidade, ou sucção, presente no solo.

Figura 49. Resultados do ensaio edométrico duplo para o solo superficial do campo experimental.



Fonte: O autor.

Os parâmetros determinados com o ensaio edométrico incluíram, além da tensão de pré-consolidação, também uma faixa de valores para o módulo edométrico (E_{oed}). O módulo edométrico foi utilizado para se determinar o módulo de Young que foi empregado nas análises numéricas.

Tabela 8. Parâmetros determinados pelo ensaio edométrico duplo.

Série de ensaio edométrico	w	e_0	σ_p	λ	κ	E_{oed}^a
	(-)	(-)	(kPa)	(-)	(-)	(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

^aMódulos edométricos calculados para índices de vazios entre 0,85 e 0,65

As curvas edométricas para o solo em condição inundada e em condição umidade natural indicam que, de acordo com a escala apresentada por Jennings e Knight (1975) para o quantificar o potencial de colapso (PC), o solo ensaiado encontra-se na classe de severidade “problemático”, com um PC igual a 11%.

3.4 SISTEMA DE REAÇÃO

Previamente, conforme estabelecido no esquema de locação dos ensaios, o sistema de reação em cada prova de carga é formado por duas estacas de reação. Este sistema foi ancorado ao terreno por meio de estacas escavadas em concreto armado, com 40 cm de diâmetro e 6,50 m de comprimento, contendo tirantes no eixo de cada estaca de reação.

Atuando à atração e resistindo exclusivamente por meio do atrito lateral, as estacas de reação tiveram a sua resistência de ponta desprezada. O método empregado no dimensionamento é semiempírico, com os parâmetros empregados no dimensionamento retirados do boletim de sondagem.

As estacas de reação foram projetadas com resistência à tração de, no mínimo 50%, superior à carga máxima prevista para o ensaio da sapata estaqueada, conforme a ABNT NBR 16903:2020.

Dessa maneira, o fator de segurança dado pela norma ABNT NBR 16903:2020 é de 1,5 e quando aplicado no cálculo da carga admissível em cada estaca de reação, resultou em um sistema de reação com resistência à tração estimada em 183 kN (91 kN em cada estaca de reação).

O esforço solicitante característico em cada estaca de reação, na carga de ensaio máxima prevista foi de 91 kN e foi resistido pelo tirante INCO 28D com as propriedades a seguir, de acordo com o fabricante:

Tabela 9. Propriedades do tirante monobarra INCOTEP.

Tirante monobarra	Diâmetro efetivo (mm)	Área efetiva (cm ²)	Carga de trabalho para prova de carga (kN)
INCO 28D	32,6	8,35	416,5

Que se provou suficiente, para o esforço demandado, visto que o esforço solicitante de cálculo previsto, em cada estaca, no ensaio $S_d = 1,4S_k = 127$ kN foi menor que a capacidade resistente de trabalho do tirante, de 416,5 kN (Tabela 9).

3.4.1 Execução das estacas de reação

As estacas de reação foram escavadas mecanicamente por trado a seco, tal método foi aplicado, pois a profundidade do nível d'água indicou não afetar a integridade do furo da estaca (Figura 50 e Figura 51).

Figura 50. Escavação das estacas de reação.



Fonte: O autor.

Figura 51. Trado helicoidal $d = 40$ cm.



Fonte: O autor.

A concretagem das estacas reações foi realizada tomando-se cuidados com o correto posicionamento dos tirantes INCO 28D, de forma a mantê-los centrados ao longo do furo (Figura 52 e Figura 53).

Figura 52. Posicionamento do tirante no furo antes da concretagem.



Fonte: O autor.

Figura 53. Tirante posicionado após a concretagem da estaca de reação.



Fonte: O autor.

Após a execução das estacas de reação, aguardou-se um intervalo de tempo suficiente para que a resistência do concreto (f_{ck}) ultrapassasse o valor mínimo de 20 MPa. O acompanhamento da evolução da resistência do concreto foi feito por meio de corpos de prova moldados e ensaiados no laboratório da Faculdade de Engenharia Civil.

3.5 FUNDAÇÕES TESTE

A sapata estaqueada teve suas dimensões avaliadas levando-se em conta as dimensões de estacas mais empregadas em obras regionais e a disponibilidade de equipamentos na região. Assim, o diâmetro das estacas (d) foi definido em 25 cm em virtude da disponibilidade na região de equipamento para execução.

Diante da limitação de espaço e do orçamento disponível para a pesquisa, as dimensões das fundações foram escolhidas de modo a conduzir testes de carga com níveis de deslocamentos significativos. Quanto às especificações do ensaios, foram observadas aquelas dispostas na ABNT NBR 16903:2020, que trata da prova de carga estática em fundação profunda, e na ABNT NBR 6489:2019, para prova de carga estática em fundação direta, no que tange sobre a

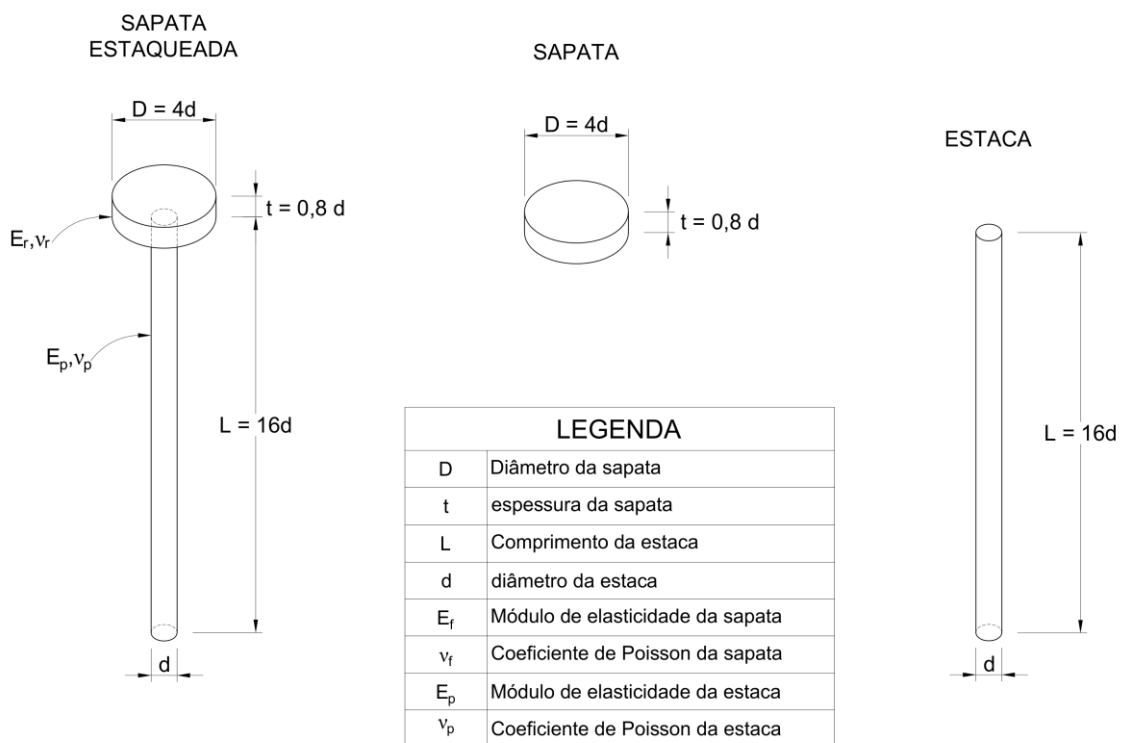
garantia de espaçamento suficiente entre a fundação ensaiada e o sistema de reação, de modo a evitar influência nos resultados.

3.5.1 Análise geométrica

A princípio, o comprimento da estaca e as dimensões da sapata foram estabelecidos em relação ao diâmetro adotado para estaca, para comparação com as conclusões dadas na literatura.

A seguir, apresenta-se a geometria da fundação que foi adotada para os modelos numéricos e experimentais (Figura 54).

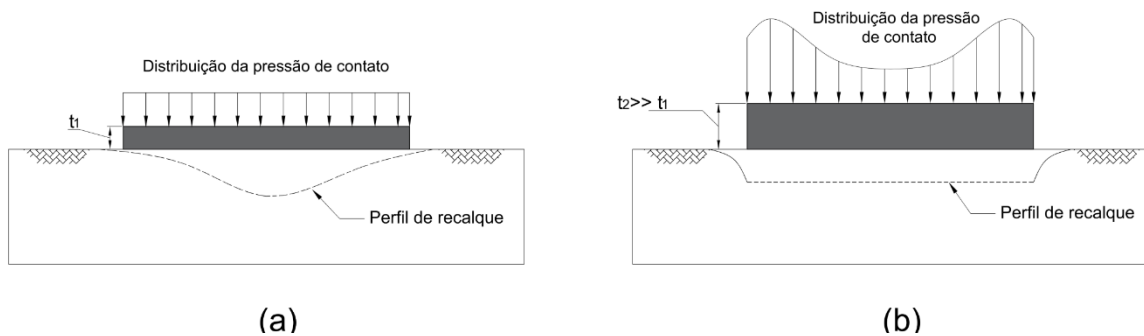
Figura 54. Detalhe da geometria das fundações ensaiadas.



Fonte: O autor.

Para as fundações de teste, definiram-se os parâmetros geométricos na Tabela 10, visando, principalmente, a avaliação da rigidez do elemento raso em relação ao solo (Figura 55).

Figura 55. Pressão de contato e perfil de recalque em argila: (a) placa flexível (b) placa rígida.



Fonte: Modificado de Albuquerque e Garcia (2020).

Após a realização de análises numéricas realizadas com sapatas de diferentes alturas (10 cm; 20 cm; 30 cm; 40 cm), concluiu-se que a dimensão t igual a 20 cm garante que a fundação se comporte como rígida tal como as sapatas com altura maior que 20 cm (OLIVEIRA, JUSTINO e GARCIA, 2022). Assim, as sapatas foram construídas com uma altura (t) de 20 cm, dimensão comumente empregada mesmo de radiers de casas populares, segundo a SINAPI (2020). (Tabela 10).

Tabela 10. Geometria das fundações teste.

Fundação	Dimensões	Identificação
Sapata	$D = 1,00$ m; $t = 0,20$ m	SP
Estaca	$L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m	ES
Sapata estaqueada	$D = 1,00$ m; $t = 0,20$ m $L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m	SPES

Com base nos dados do levantamento geotécnico (Figura 31), foi realizado um pré-dimensionamento para se determinar a carga última que seria imposta às fundações testes, parâmetro que, posteriormente, foi utilizado para o dimensionamento das estacas do sistema de reação.

3.5.2 Execução das fundações teste

No caso das estacas, o método executivo foi por meio de escavação com trado mecânico, sem fluido estabilizante e em concreto armado, respeitando as especificações do Anexo I da ABNT NBR 6122:2019. Similarmente às estacas, a sapata foi executada em concreto armado e moldada de maneira a apoiar-se diretamente na superfície do terreno, permanecendo em contato

direto com o solo. Para isso, as peças foram dimensionadas de acordo com as disposições da ABNT NBR 6118:2014 para estruturas de concreto.

O concreto das estacas de reação e das fundações testes foi preparado para atender à classe de resistência C25, com consumo mínimo de cimento de 280 kg/m³ e fator água/cimento menor do que 0,60 e ambiente pertencente à classe de agressividade II. A classe do aço empregado para as armaduras foi a CA-50 com f_{yk} igual a 500 MPa.

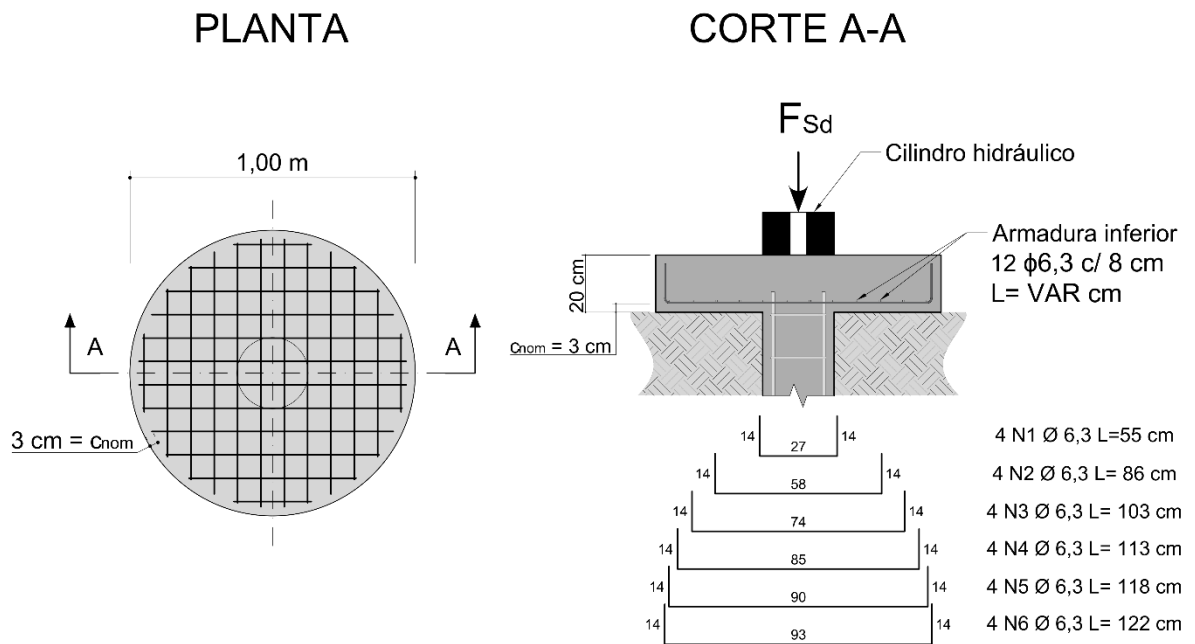
3.5.2.1 Sapata

Para efeitos do dimensionamento estrutural, a sapata estudada na pesquisa de acordo com as especificações da ABNT NBR 6118:2014 para estruturas de concreto armado. Quanto às solicitações, a armadura da sapata foi verificada quanto à flexão, à compressão simples e à punção.

Tabela 11. Quantitativo de aço empregado na sapata.

Elemento	Posição	Diâmetro	Quantidade	Comprimento (cm)	Total (cm)	CA-50A (kg)	CA-60B (kg)
Sapata D = 1 m t = 0,20 cm	N1	φ 6,3	4	45	180	-	0,44
	N2	φ 6,3	4	76	304	-	0,74
	N3	φ 6,3	4	93	372	-	0,91
	N4	φ 6,3	4	103	412	-	1,01
	N5	φ 6,3	4	108	432	-	1,06
	N6	φ 6,3	4	112	448	-	1,10
Total						-	5,26
Total × 2 sapatas						-	10,52

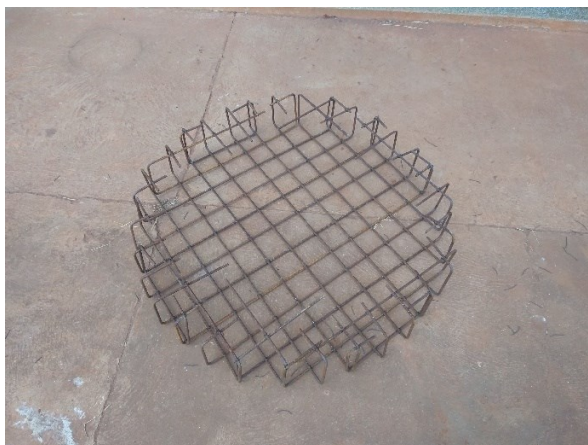
Figura 56. Detalhamento da armadura da sapata.



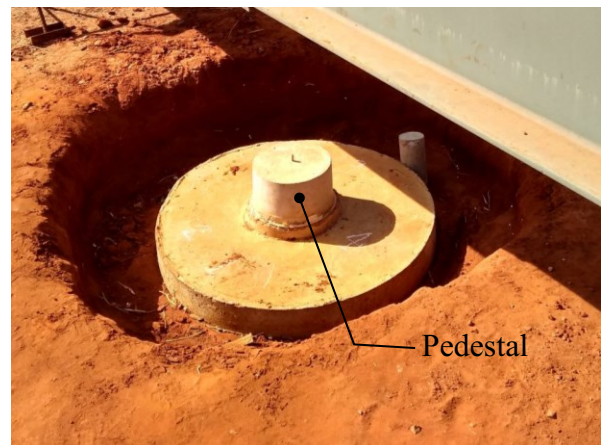
Fonte: O autor.

Além da armadura indicada na Figura 56, também foi necessário a construção de um pedestal em concreto armado sobre a sapata para acomodação do cilindro hidráulico (Figura 58).

Figura 57. Confeção da armadura da sapata (SP-EXP). Figura 58. Sapata confeccionada em concreto armado (SP-EXP).



Fonte: O autor.



Fonte: O autor.

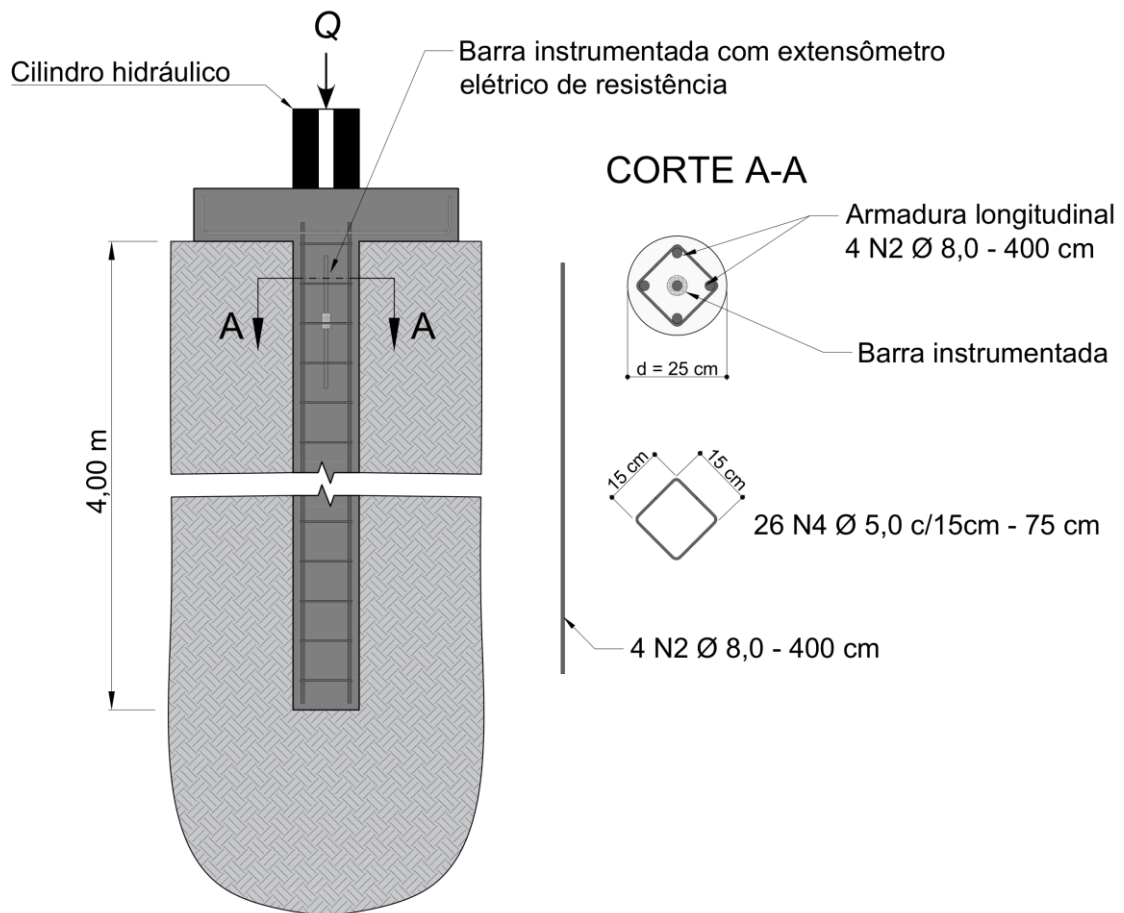
3.5.2.2 Estacas Teste

A seguir, o detalhamento e quantitativo de armadura (Tabela 12) a ser empregada na estaca isolada e da estaca na fundação mista (Figura 59).

Tabela 12. Quantitativo de aço empregado nas estacas.

Elemento	Posição	Diâmetro	Quantidade	Comprimento (cm)	Total (cm)	CA-50A (kg)	CA-60B (kg)
Estaca 4 m	N2	ϕ 8	4	400	1600	6,32	
	N4	ϕ 5	26	75	1950		3,00
Total						6,32	3,00
Total para 2 estacas						12,64	6,00

Figura 59. Detalhamento da armadura da estaca.



Fonte: O autor.

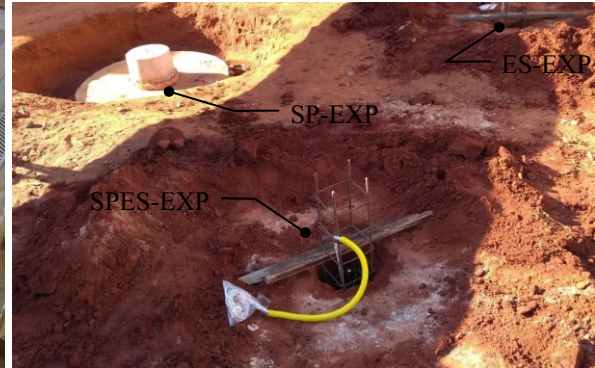
A armadura utilizada na sapata estaqueada constituiu-se basicamente das mesmas armaduras confeccionadas para os elementos isolados (Figura 60). Durante a construção da sapata estaqueada, a estaca foi escavada e concretada anteriormente à sapata que, após acompanhamento da cura do concreto, foi confeccionada de forma similar à sapata isolada (Figura 61).

Figura 60. Confeção da armadura das estacas.



Fonte: O autor.

Figura 61. Armadura da estaca instalada (SPES-EXP).

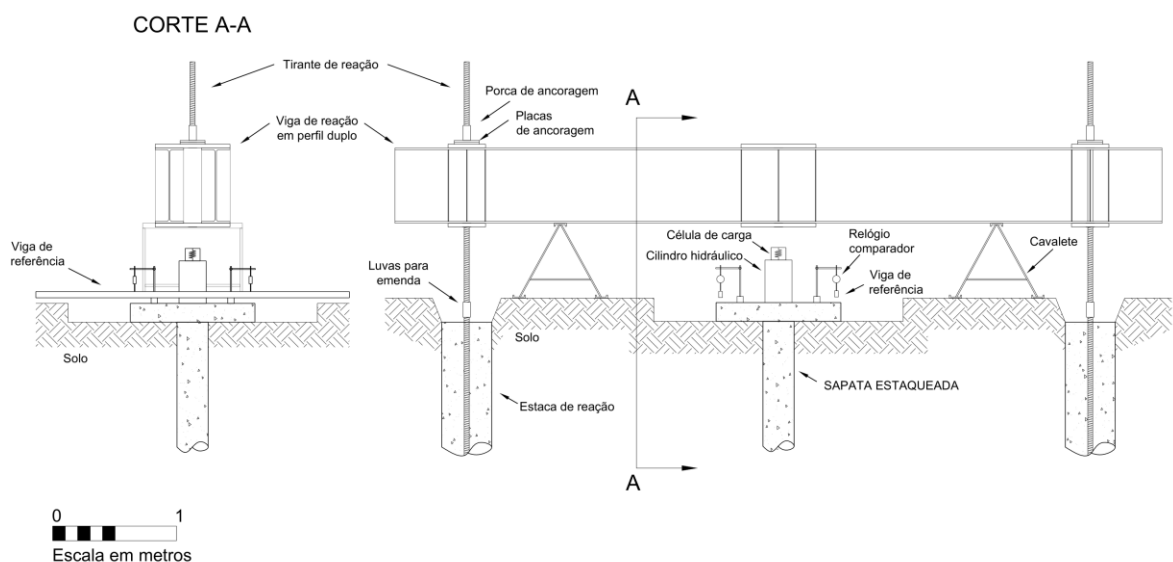


Fonte: O autor.

3.6 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A fase experimental foi realizada por meio de prova de carga estática em fundação mista e isolada, no caso das estacas foi realizada instrumentação em profundidade. As provas de carga estática seguiram as especificações normativas ABNT NBR 16903:2020 e ABNT NBR 6489:2019, com os elementos constituídos por sapata, estaca e sapata estaqueada (Figura 62).

Figura 62. Esquema da prova de carga estática em fundação mista.



Fonte: O autor.

No total, as provas de carga demandaram 3 estacas de reação e, para cada ensaio, foram utilizadas 2 estacas de reação (Figura 29).

Em cada fundação teste, foram realizadas provas de carga do tipo lenta, com o solo superficial em condição natural e inundado, totalizando 6 testes (Tabela 13). Os ensaios com o solo em condição inundado foram executados anteriormente com pré-inundação por 24h.

Tabela 13. Sequência de execução das provas de carga estática.

Fundação	Data de ensaio	Condição do solo	Identificação do teste experimental	Identificação do teste numérico
SP	03/08/2021	Natural	SP-NAT-EXP	SP-NAT-NUM
SP	05/08/2021	Inundado	SP-INUND-EXP	SP-INUND-NUM
ES	14/09/2021	Natural	ES-NAT-EXP	ES-NAT-NUM
ES	17/09/2021	Inundado	ES-INUND-EXP	ES-INUND-NUM
SPES	30/09/2021	Natural	SPES-NAT-SML	SPES-NAT-NUM
SPES	07/10/2021	Inundado	SPES-INUND-EXP	SPES-INUND-NUM

As provas de carga em fundações profundas na condição de umidade natural tiveram seus recalques limitados a 15 mm, a fim de não ocorrer modificação da resposta na ponta das estacas, descaracterizando seu comportamento de estacas por atrito.

Em cada ensaio, a fundação teste foi submetida a deslocamentos que caracterizaram a sua ruptura ou colapso funcional, convencionando-se o valor de 25 mm como critério para a determinação de sua carga de ruptura nos casos em que não foi possível identificar uma ruptura nítida. Tal critério é advindo do código de obras da cidade de Boston e adotado no Brasil desde 1955 (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

A viga de reação possui locais de fixação para os tirantes de modo a garantir um espaçamento entre eixos igual a 5,00 m. O critério dado pelo item 3.2.1.7 da ABNT NBR 16903:2020 descreve que entre o eixo da estaca ensaiada e o eixo da estaca de reação deve haver uma distância mínima de $3d$ (0,75 m) da maior seção transversal da estaca ou ao menos 1,5 m. No caso, a viga de reação empregada nesta pesquisa possibilita o atendimento a este requisito normativo.

A viga de reação é composta de 2 perfis W 610 x 101,0 de 6,15 m, soldados de forma a comporem uma seção dupla e simétrica, em que enrijecedores foram dispostos nas seções de maior concentração de tensões a fim de evitarem-se os efeitos de instabilidade da viga durante a aplicação dos carregamentos. Por questões de segurança, a viga foi apoiada sobre cavaletes metálicos, dada sua massa considerável aproximada em 1800 kg (Figura 63).

Os tirantes monobarra, do sistema INCO 28D e com carga de trabalho de 416 kN, foram instalados em cada estaca de reação, conectando-se à viga de reação a fim de transmitir os esforços durante as provas de carga.

Para a leitura da carga aplicada à placa pelo macaco hidráulico foi empregada uma célula de carga (capacidade máxima de 1000 kN), o que reduz significativamente o erro na leitura se comparada à sistemas que empregam manômetros para medidas de esforços. Para a medida de deslocamentos, deflectômetros foram instalados nos planos ortogonais da sapata, com precisão de leitura de 0,01 mm.

Figura 63. Viga de reação posicionada para a prova de carga da sapata isolada.



Fonte: O autor.

3.6.1 Prova de carga estática em fundação direta

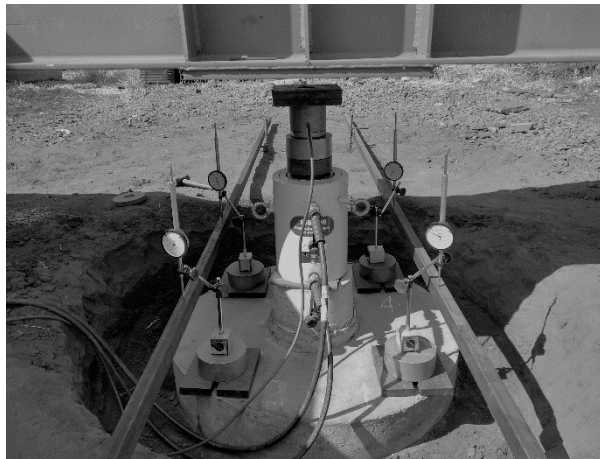
As provas de carga estática em fundação direta foram a primeiras a serem realizadas dentre a série de ensaios definidos nesta pesquisa (Tabela 13). A prova de carga na sapata isolada em condições de umidade natural (SP-EXP-NAT) inaugurou o Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FECIV-UFU (Figura 64). Posteriormente, com o mesmo protótipo, foi realizada a prova de carga em condição de solo inundado (SP-EXP-INUND), mantendo-se a operação de inundação da fundação de forma ininterrupta por um período de 24 h (Figura 65).

Por meio da previsão da carga de ruptura da fundação, os incrementos de carga foram definidos em 20 kN. O modo de carregamento escolhido foi do tipo lento, com leituras realizadas nos

intervalos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, e sucessivamente em intervalos 1 h a partir do início do estágio até a estabilização. Para cada ensaio, foi previsto que o valor de recalque mínimo de 25 mm fosse alcançado ou que se obtivessem estágios de carregamento suficientes para determinar a carga de ruptura da sapata.

Imediatamente ao início de cada prova solo ao redor das sapatas foi escavado, evitando qualquer contribuição que o material apresentar, além de evitar mudanças no teor de umidade, ou sucção, do solo subjacente às bordas da sapata.

Figura 64. Prova de carga em sapata isolada em condição natural SP-EXP-NAT.



Fonte: O autor

Figura 65. Prova de carga em sapata isolada condição inundada SP-EXP-INUND.



Fonte: O autor

A prova de carga em fundação direta contou apenas com os instrumentos instalados sobre a fundação teste. As provas de carga em fundação profunda tiveram, além da instrumentação no topo, a instrumentação em profundidade.

3.6.2 Prova de carga em fundação profunda

As provas de carga estática em fundação profunda consistiram em 4 (quatro) ensaios realizados, 2 (dois) com a estaca isolada e 2 (dois) com a sapata estaqueada, iniciando-se pelo ensaio com a estaca isolada em condição natural de umidade (ES-EXP-NAT), também considerada a primeira prova de carga em fundação profunda que foi realizada no campo experimental (Figura 66). Seguido ao ensaio em condição natural, a inundação do solo ao redor da estaca foi realizada, mantendo-se o período de inundação, e concluiu-se o ensaio ES-EXP-INUND (Figura 67). No início de cada prova de carga, o solo ao redor das estacas foi escavado, com o mesmo objetivo de eliminar a influência do contato com o bloco de coroamento, além da cava

ter contribuído para o processo de inundação, mantendo-se uma lâmina d'água ao redor do topo da estaca.

Com a previsão da carga de ruptura da fundação, os incrementos de carga para os ensaios na estaca foram definidos em 5 kN, tanto para a condição de solo natural, quanto em solo inundado. O modo de carregamento escolhido foi do tipo lento, com leituras realizadas nos intervalos de 5 min, 10 min, 15 min e 30 min, e sucessivamente em intervalos 15 min a partir do início do estágio até a estabilização.

Quanto ao recalque a ser alcançado com as provas de carga em estacas, foi decidido que o valor de 12 mm seria suficiente para a extrapolação da carga de ruptura via curva carga-recalque. Com tal limite de valor de recalque, evitou-se que a resposta de ponta da estaca fosse descaracterizada, visto que em estacas executadas por meio de escavação tendem a ser comportar como estacas flutuantes e apresentam rupturas nítidas com recalques elevados, modificando o solo da ponta que foi desconfinado pelo processo de escavação. O mesmo limite de recalque foi aplicado às provas de carga na sapata estaqueada em condição natural, de modo a se facilitar a comparação entre as amostras.

Figura 66. Prova de carga em estaca isolada em condição natural ES-EXP-NAT.



Fonte: O autor

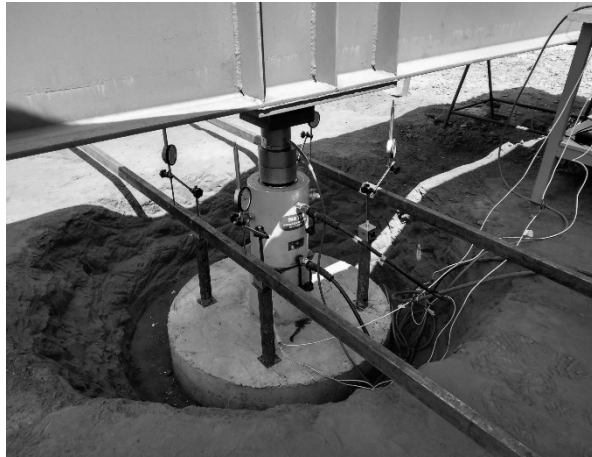
Figura 67. Prova de carga em estaca isolada condição inundada ES-EXP-INUND.



Fonte: O autor

Tal como nas estacas, a sapata estaqueada foi ensaiada primeiramente em condição natural (SPES-EXP-NAT) de umidade, e em seguida em condição inundada (SPES-EXP-INUND) (Figura 68 e Figura 69). Foi adotado como incremento de carga o valor de 7 kN em ambas as condições de umidade.

Figura 68. Prova de carga em sapata estaqueada em condição natural SPES-EXP-NAT.



Fonte: O autor

Figura 69. Prova de carga em sapata estaqueada condição inundada SPES-EXP-INUND.



Fonte: O autor

As provas de carga em fundações profundas contaram com a instrumentação em profundidade exigindo que junto à sua instalação também se realizasse a correta aquisição da informação obtida com o dispositivo. Além disso, diversos cuidados foram tomados para impedir o qualquer dano ao sistema de leitura de deformações instalado nas estacas.

3.7 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação empregada nas provas de cargas envolve dispositivos que visam a medida de deformações, além de outros para a aquisição de dados. Quanto à localização, os dispositivos podem estar localizados no topo da fundação, já empregados em provas de carga tradicionais, e instalados em profundidade, aqui representados por segmentos de barra com extensômetros. Esquemáticamente, o sistema de instrumentação consiste em atuadores (bomba e cilindro hidráulico) e sensores (relógios comparadores, célula de carga e extensômetros), restando o controle do sistema para a equipe operacional que executa o ensaio (Figura 70). A seguir, uma relação dos dispositivos utilizados no ensaio:

- Cilindro hidráulico com dupla ação, capacidade máxima 1400 kN, curso de 200 mm;
- Bomba hidráulica manual com acionamento manual, pressão máxima de 700 bar.
- Célula de carga, capacidade 1000 kN;
- Relógio comparador, curso de 100 mm;

- Segmentos de barras instrumentadas com extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) modelo roseta dupla a 90° PA-06-060TG-350-L, liga constantan, fator $\sim 2,1$, fabricante Excel Sensores;
- Visor digital da célula da carga, divisão $e = 0,20$ kN, conexão DB.
- Sistema de aquisição de dados conectado ao computador Modelo QuantumX MX840B, HBM.
- Software catman®AP.

Figura 70. Esquema do sistema de instrumentação no topo e em profundidade.



Fonte: O autor.

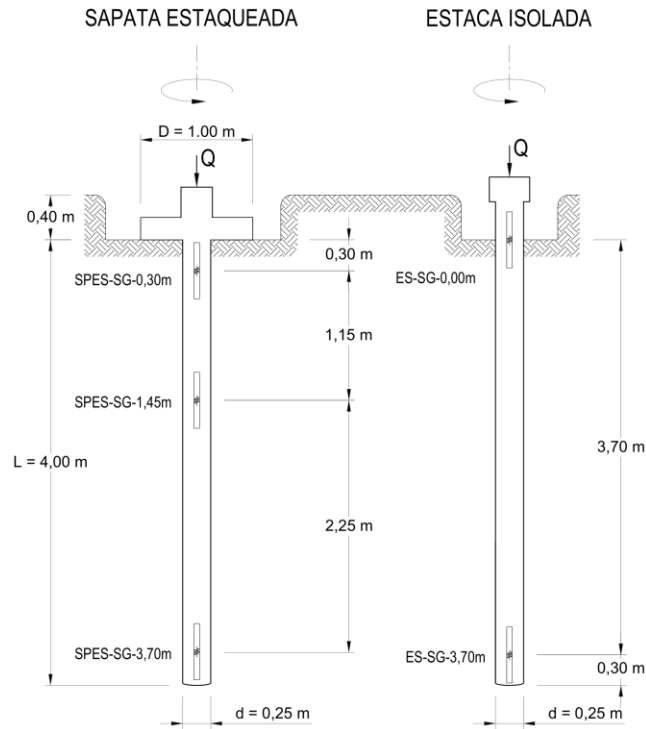
3.7.1 Extensometria em provas de carga

A instrumentação da prova de carga com extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) permite a leitura indireta das tensões impostas aos segmentos de barra instrumentados, por meio da leitura de microdeformações. Com os valores de microdeformações, é possível calcular os esforços que atuam na fundação aplicando-se a lei de Hooke.

Dessa maneira é possível avaliar, nas cotas em que se encontram as barras instrumentadas com os extensômetros, fenômenos como os da distribuição de carga entre a estaca e a sapata, a

transferência de carga ao longo do comprimento das estacas, logo, da relação entre a resistência por atrito lateral e a carga de ponta nas estacas. Dessa forma, escolheram-se determinadas em cada fundação para se instalarem os segmentos de barra instrumentados (Figura 71).

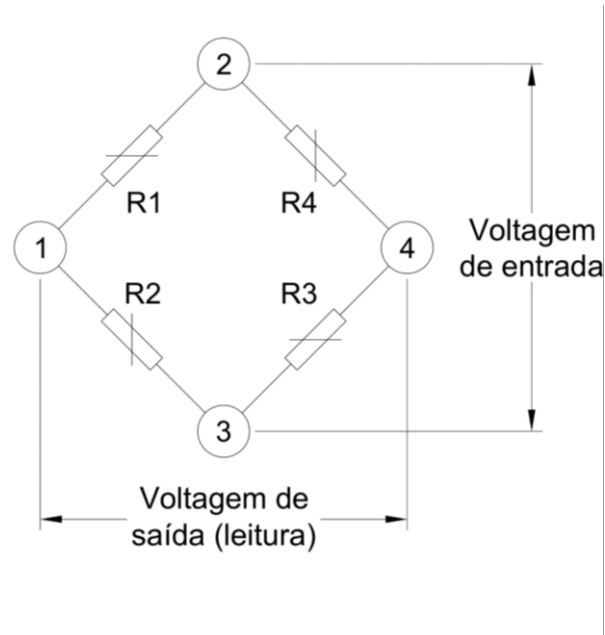
Figura 71. Posicionamento da instrumentação na estaca isolada e na sapata estaqueada.



Fonte: O autor.

O circuito utilizado nesta pesquisa e é conhecido pelo nome de ponte de *Wheatstone* na configuração de ponte completa (Figura 72). O extensômetro elétrico de resistência modelo roseta dupla a 90° (PA-06-060TG-350-L) a ser empregado possui fator de sensibilidade aproximadamente igual a 2,10, fator que por sua vez depende do material do condutor. Fisicamente, o fator de sensibilidade do extensômetro correlaciona resistência elétrica e variação de comprimento.

De acordo com o fabricante, o material é a liga *constantan* e o valor do fator de sensibilidade pode apresentar variações na segunda casa decimal, e por isso é informado junto ao respectivo lote de fabricação.

Figura 72. Esquema da ponte de *Wheatstone*.

Fonte: O autor.

3.7.2 Determinação do módulo de Young da estaca

A relação entre os valores de deformação lidos por meio dos extensômetros e as tensões atuantes na seção da estaca analisada se faz, conforme a lei de Hooke (Equação 3.6), tendo como incógnita o módulo de Young, ou elasticidade longitudinal, da seção composta pela: armadura da estaca, barra de aço instrumentada e o concreto. Sendo a seção da estaca composta por materiais de propriedades mecânicas distintas (aço e concreto), é notório que a incerteza maior recai sobre o valor do módulo de Young do concreto, visto que, o aço é um material de comportamento uniforme, para o domínio de deformação imposto pela prova de carga, além de seu valor ser fornecido pelo fabricante encontrando-se, de forma geral, na faixa de 210 GPa.

$$\sigma = E_{comp} \varepsilon \quad 3.6$$

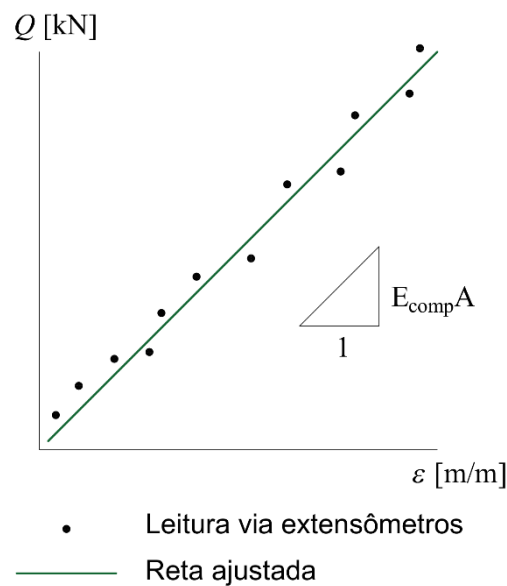
O módulo da seção composta E_{comp} é calculado pela Equação 3.7:

$$E_{comp} = \frac{E_{conc} A_{conc} + E_{aço} A_{aço}}{A_{conc} + A_{aço}} \quad 3.7$$

Em que E_{conc} e $E_{aço}$ são os módulos de Young respectivos do concreto e do aço; A_{conc} e $A_{aço}$ são as áreas respectivas de concreto e do aço na seção da estaca onde se encontra a instalada a instrumentação.

Para contornar a necessidade de se obter o módulo do concreto, também é possível aferir diretamente o valor do módulo da seção composta partindo da leitura da instrumentação, durante a provas de carga, com a aplicação da Lei de Hooke (Figura 73). Para isso, é necessário que a instrumentação esteja localizada, preferencialmente, numa seção da estaca que não seja afetada pelas forças devidas ao atrito lateral da estaca com o solo (Figura 71). Diante disso, a posição de instrumentação SPES-SG-0,30 m foi escolhida para se estimar o módulo de Young da estaca.

Figura 73. Lei de Hooke aplicada à instrumentação na estaca.



Fonte: O autor.

A partir da análise do valor do módulo de Young é possível concluir que o comportamento seja mais bem representado por uma relação dependente da tensão aplicada. Neste caso, simular o comportamento do concreto como não-linear pode ser feito por programas computacionais, porém a precisão desta hipótese deve ser avaliada.

3.8 ANÁLISE NUMÉRICA

A modelagem via Método dos Elementos Finitos (MEF) visa simular o comportamento exibido pelas fundações em campo. Para que os modelos numéricos representem adequadamente as fundações em campo é necessário avaliar as informações obtidas das investigações em campo, de forma a transformar esses dados em parâmetros utilizados pela ferramenta computacional.

Para a construção dos modelos foi utilizado o pacote de programas *RS2*, da fabricante *Rocscience*. O pacote *RS2* emprega o MEF para a solução dos modelos construídos, e conta

com modelos constitutivos previamente implementados para lidar com problemas geotécnicos, sendo composto por 3 programas dedicados a cada fase da simulação numérica: *RS Modeler* (pré-processamento); *RS Compute* (processamento) e *RS Interpret* (pós-processamento).

Na etapa de pré-processamento são escolhidas as leis constitutivas para representar o comportamento de cada material, também se modela a geometria e condições de contorno do modelo numérico. Em seguida, é realizada a discretização em malha, definindo o tipo de elemento finito que compô-la-á. Por fim, nas regiões do modelo com ocorrência de maior variação de tensões, refina-se a malha de modo a diminuir o esforço computacional na etapa de processamento e alcançar resultados com menores distorções.

No pós-processamento são escolhidos os locais para a coleta dos dados de tensões e deslocamentos no modelo, de modo a se realizar comparações com as observações em campo. Ressalta-se a vantagem de a ferramenta computacional permitir a produção de simulações em número suficiente, e baixo custo relativo, para análises paramétricas, estudando a sensibilidade de cada parâmetro sobre o modelo numérico.

Outro aspecto na etapa de modelagem é a escolha de representação do problema ao decidir se ele será representado em 2D ou 3D. Devido às fundações deste trabalho possuírem eixos de simetria, os modelos puderam ser construídos e processados com o MEF em 2D, aproveitando essa característica geométrica das fundações.

3.8.1 Modelo axisimétrico MEF em 2D

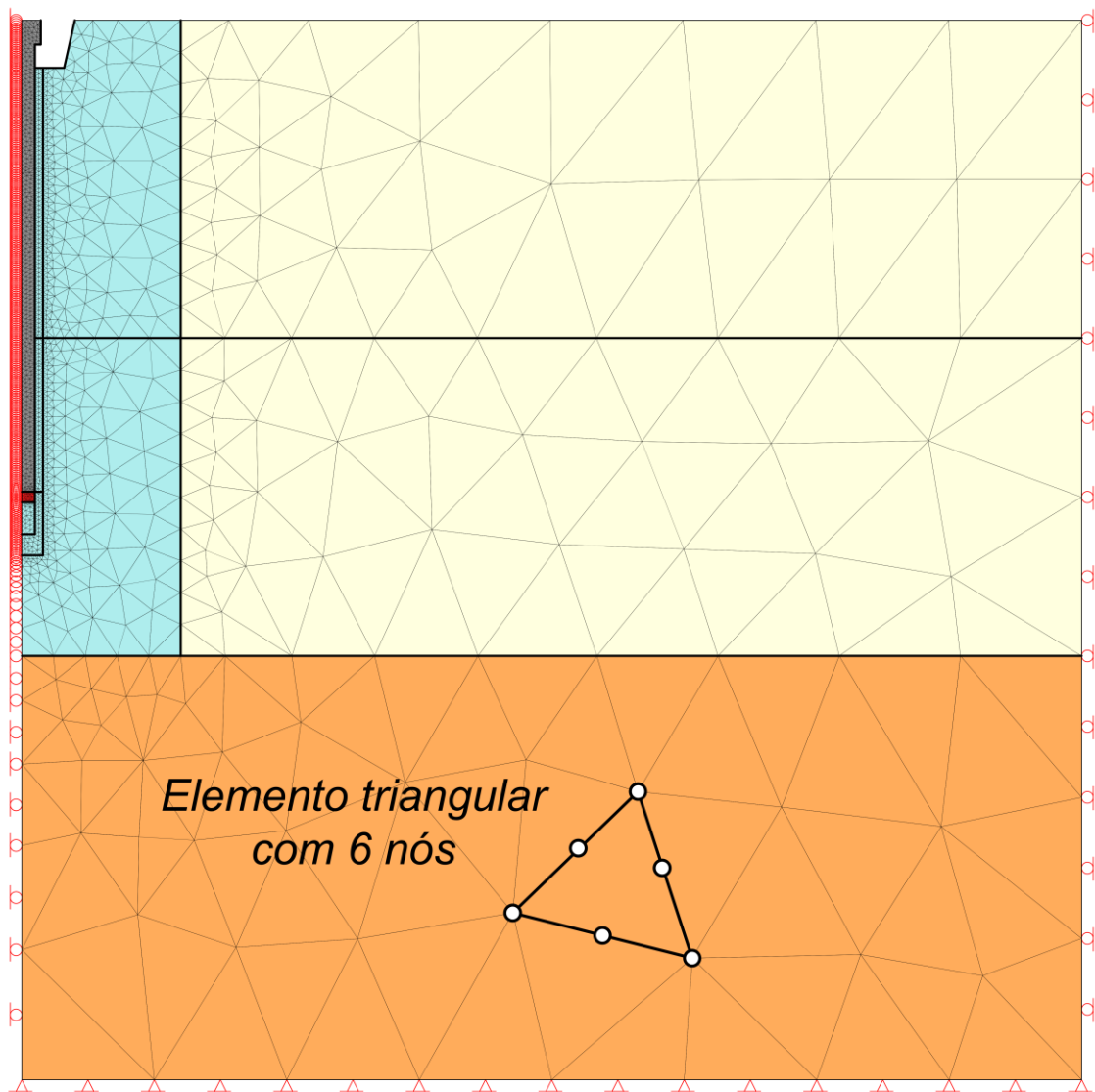
O modelo utilizado para representar a geometria das fundações estudadas partiu de uma construção axissimétrica, visto que, todos os três elementos (sapata, estaca e sapata estacada), possuem um mesmo eixo de simetria. Essa abordagem permite representar o comportamento tridimensional das fundações em campo por meio de um modelo plano. A imposição de cargas superficiais nesta construção precisa coincidir com o valor do carregamento aplicado em campo, uma vez que o plano é projetado radialmente em torno do eixo axissimétrico (Figura 74).

Os elementos da malha 2D são do tipo triangular de 6 nós, com 3 nós localizados no centro de cada vértice. Foi avaliada a convergência do modelo com o número de graus de liberdade. Tanto a densidade da malha quanto a discretização do contorno do modelo impactam na quantidade

de graus de liberdade. Por isso, todos os modelos foram submetidos a testes de convergência para arbitrar a precisão necessária para que fossem usados nas análises.

Na etapa de refinamento da malha, é importante se alcançar um nível no qual o incremento de graus de liberdade não mais represente ganho significativo da resposta do modelo, levando a economia do esforço computacional, além disso é desejável a aplicação de maior refinamento na região da fundação em que ocorrem maiores deformações e mudanças no estado de tensão.

Figura 74. Exemplo de modelo 2D axissimétrico para a estaca isolada (ES-NUM).



Fonte: O autor.

A seguir, são abordadas as relações constitutivas baseadas no modelo de Mohr-Coulomb e os critérios de ruptura para a resistência ao cisalhamento e deformabilidade do solo e concreto.

3.8.2 Critério de ruptura

Usualmente, o critério de *Mohr-Coulomb* que segue a formulação dada pela Equação 3.8 tem sido empregado em análises numéricas para relacionar a tensão cisalhante e a tensão normal agindo num dado plano:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad 3.8$$

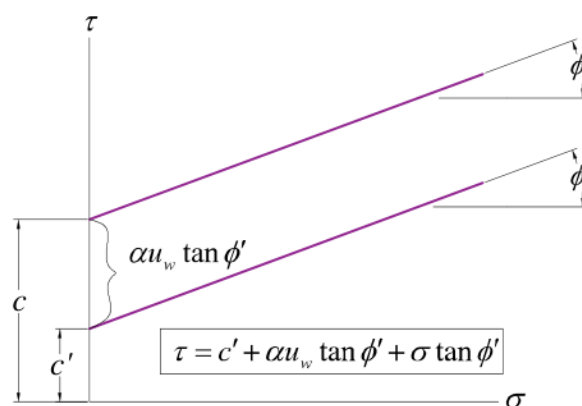
Em que σ é a tensão normal; c é o intercepto de coesão e ϕ é o ângulo de atrito.

Para contabilizar o estado de saturação do solo, a Equação 3.8 pode ser modificada, conforme proposta dada em Briaud (2013), com acréscimo de uma parcela devida à influência da sucção e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito fornecidos em termos das tensões efetivas, resultando na Equação 3.9 (Figura 75).

$$c = c' + \alpha u_w \tan \phi' \quad 3.9$$

Em que c' é o intercepto de coesão efetiva; ϕ' é o ângulo de atrito efetivo; α é um parâmetro dependente dos valores da entrada de ar (u_{vae}) e da sucção presente no solo (u_w).

Figura 75. Intercepto de coesão para solos não-saturados.

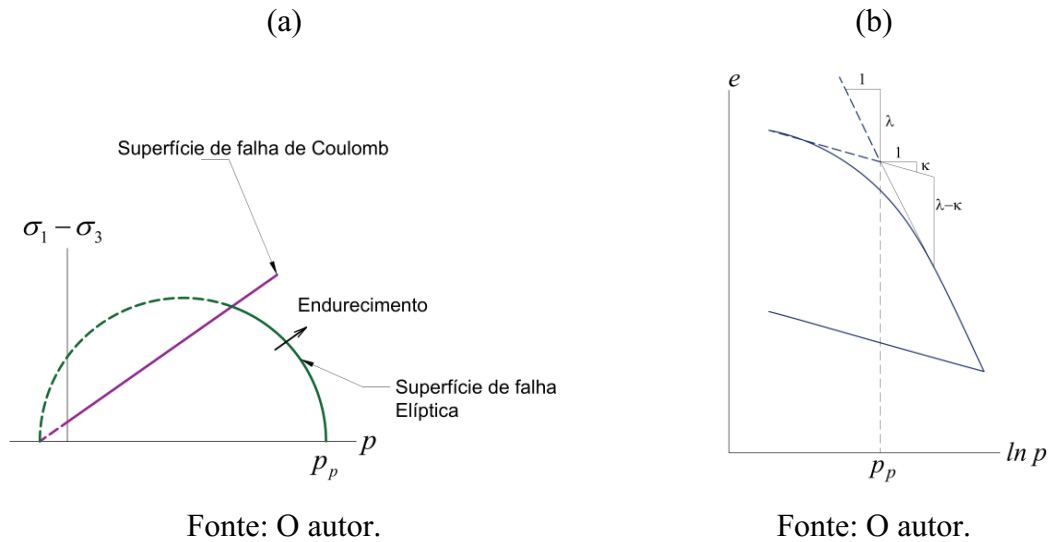


Fonte: O autor.

Nas análises numéricas desta pesquisa, o critério de ruptura empregado pelo programa *RS2* é conhecido por *Mohr-Coulomb with Cap* e possibilita simular um estado inicial de compactação do solo. Graficamente, o modelo é representado por duas superfícies de falha: a reta de Coulomb e a envoltória elíptica (Figura 76a). Para simular o estado de pré-compactação são utilizados os

parâmetros λ e κ que foram obtidos pelas curvas traçadas com os ensaios edométricos (Figura 76b).

Figura 76. Modelo Mohr-Coulomb with Cap: (a) superfícies de falha; (b) curva de compressão.



Dessa forma, verifica-se que a aplicação do modelo constitutivo Mohr-Coulomb with Cap para solos não-saturados consegue incluir uma característica importante de solos não-saturados que é o aumento da resistência de cisalhamento com a sucção presente no solo. O modelo numérico também pode ser aplicado a fundações rasas e profundas isoladas.

3.8.3 Modelos numéricos para as fundações teste

Estabelecidos os critérios de ruptura a serem utilizados para o solo e o concreto na ferramenta computacional, foram modeladas as 6 (seis) provas de carga nas fundações teste deste trabalho isoladas conduzida no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FECIV-UFU. Os modelos foram identificados conforme a Tabela 13 e validados quanto aos critérios descritos anteriormente: convergência; malha, condições de contorno e parâmetros geomecânicos.

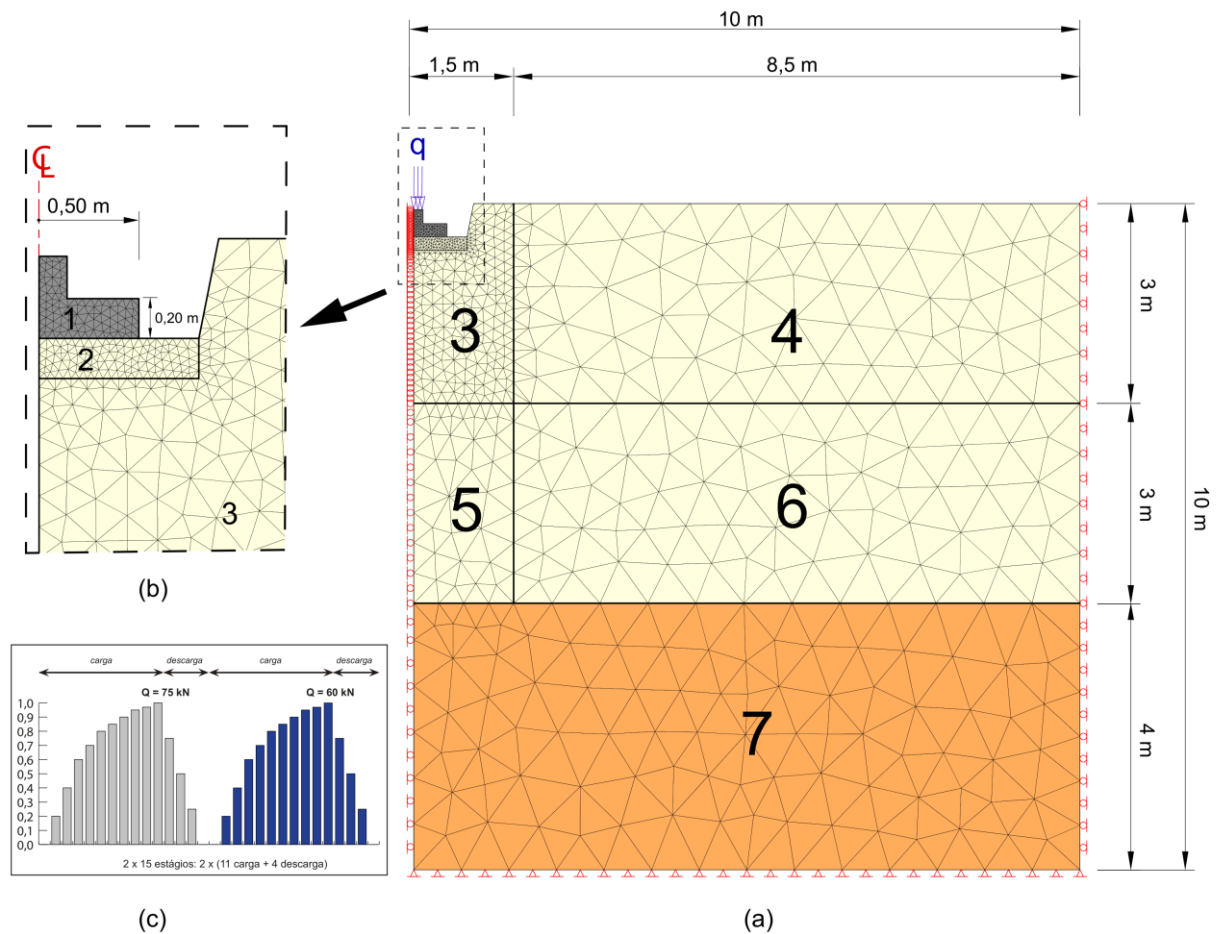
Na etapa de processamento, a resolução dos modelos numéricos foi feita adotando-se o critério *Absolute Force and Energy* no qual é avaliada a convergência simultânea dos valores das forças internas e externas que atuam nos nós dos elementos. O emprego de tal critério aumenta a precisão dos resultados da simulação.

3.8.3.1 Malha e testes de convergência

As dimensões do semiplano finito foram definidas considerando os recalques verticais que ocorrem nas fronteiras. De acordo com a literatura de estudos numéricos, há que se definir limites suficientes que demonstrem que não há influência dos contornos sobre os resultados do modelo numérico. Por isso, decidiu-se adotar as dimensões de 10,00 m x 10,00 m, para o domínio dos 3 (três) modelos de fundações, impedindo que a extensão do domínio afetasse a comparação entre os resultados das simulações.

A discretização da malha partiu da delimitação de determinadas regiões interiores do modelo, 6 no total, de modo que, o refinamento da malha fosse intensificado nas proximidades da fundação, região onde ocorrem maiores variações do estado de tensão. Por exemplo, no modelo construído para a sapata isolada (SP-NUM), as regiões 2 e 3, tiveram suas malhas refinadas para auxiliar o processamento das tensões à base da sapata, conforme conclusões já conhecidas da Teoria da Elasticidade (Figura 77).

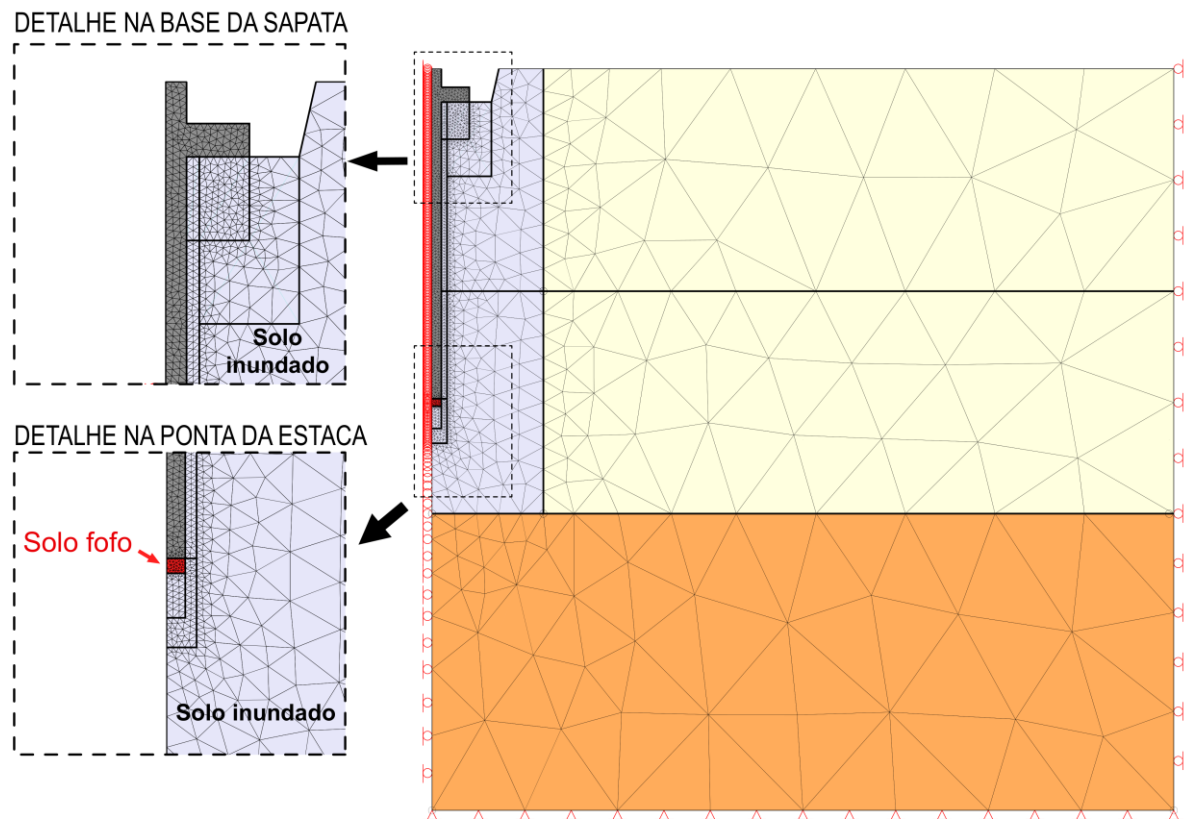
Figura 77. Modelo numérico SP-NUM: (a) Malha e regiões de discretização; (b) refinamento da malha próximo à base da sapata; (c) diagrama de aplicação de carga na fundação.



Fonte: O autor.

No caso da sapata estaqueada, o mesmo refinamento foi aplicado próximo à base da sapata. Além disso, conforme indicado na Figura 78, um refinamento da malha foi realizado na região próxima à ponta da estaca com a finalidade de simular efeitos do método de execução da estaca. Especificamente, foram aplicadas propriedades mecânicas ao material dessa região de modo a simular a escavação mecânica a trado sem fluido estabilizante. As propriedades mecânicas são apresentadas no tópico de propriedades mecânicas dos materiais.

Figura 78. Regiões de discretização da malha para o modelo axissimétrico do SPES-NUM.



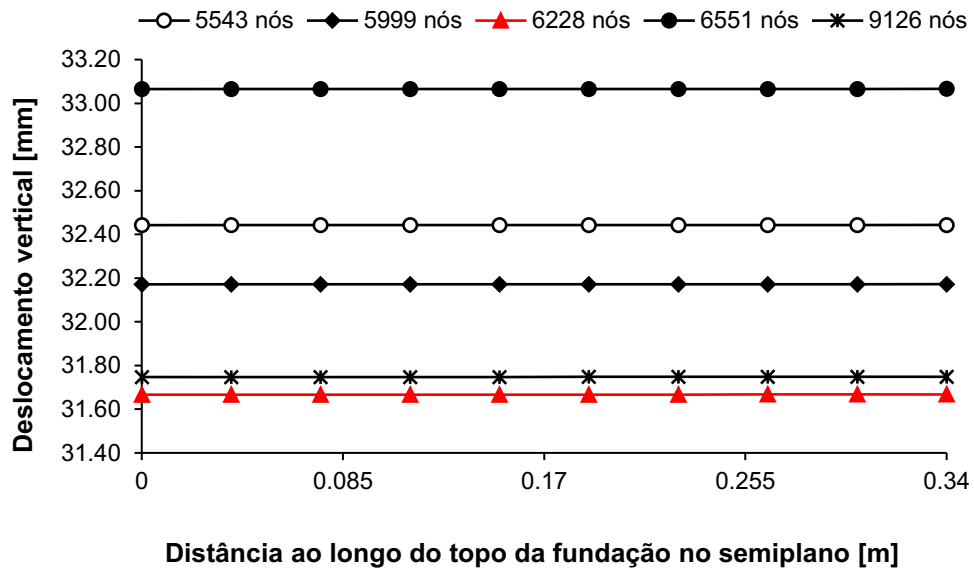
Fonte: O autor.

Nas simulações em condição inundada os materiais delimitados pelas regiões 2, 3 e 5 tiveram suas propriedades alteradas de modo a representar o efeito que a inundação impôs ao solo quando saturado.

Em função das restrições aos deslocamentos impostas nos contornos, os deslocamentos, e as tensões verticais totais, foram avaliados de forma a garantir tais condições. As restrições aos deslocamentos do modelo axissimétrico foram as seguintes: 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.

Quanto ao número de nós, por meio de medidas dos deslocamentos máximos a discretização escolhida foi o modelo com 6228 nós que apresentou deslocamentos convergentes aos deslocamentos vistos no modelo com um número de nós cerca de 46% maior (Figura 79).

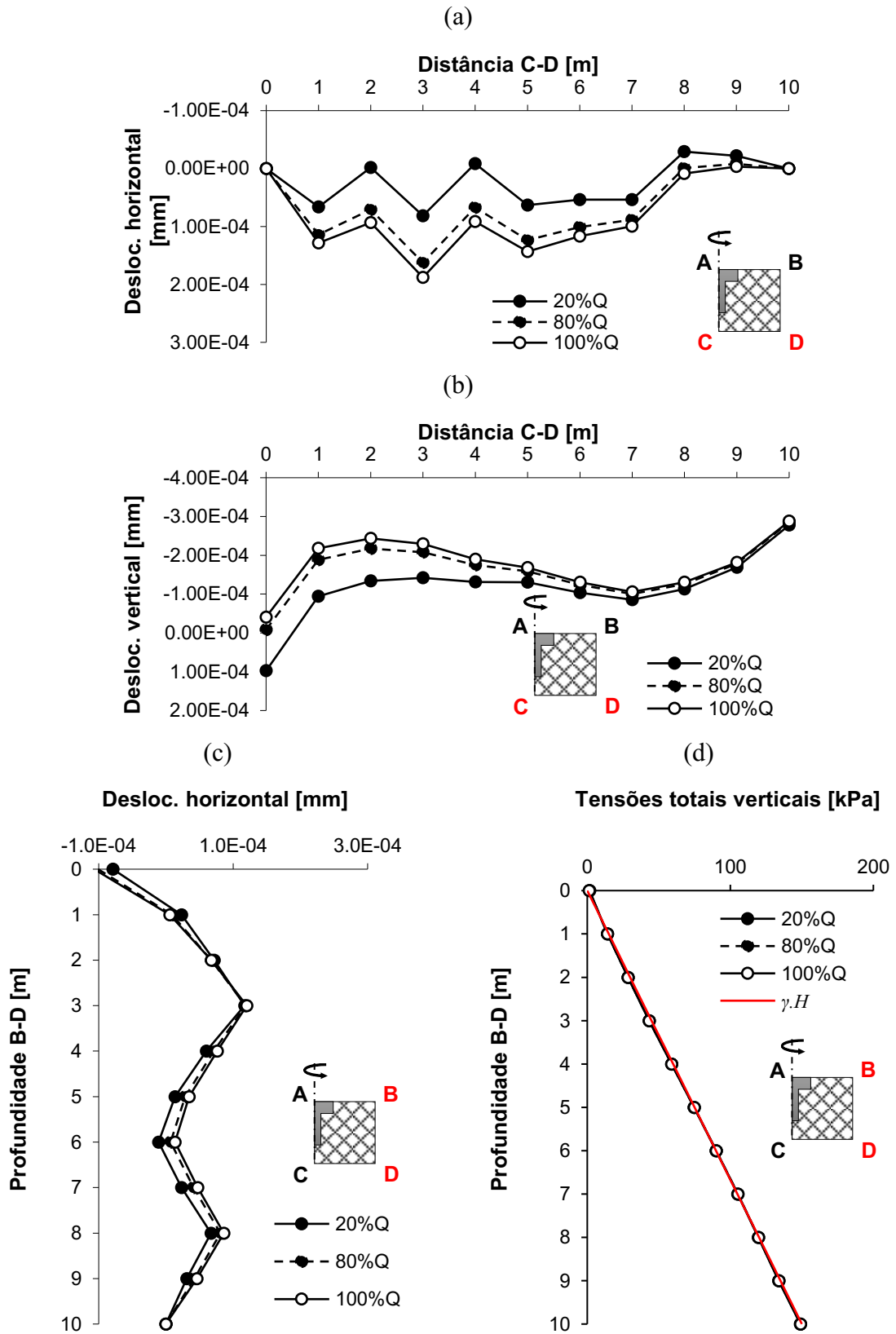
Figura 79. Deslocamentos verticais no topo da fundação e respectivo número de nós.



Fonte: O autor.

Os dados de tensões e deslocamentos foram extraídos da região interna ao modelo, porém próximos das fronteiras do semiplano, a fim de evitar perturbações nos dados medidos nas fronteiras. Verificou-se que os estágios de carregamento possuem pouca influência sobre os deslocamentos medidos nos extremos do modelo (Figura 80a a Figura 80c). Por outro lado, a avaliação das tensões totais verticais medidas no contorno também demonstrou que a evolução do carregamento possuiu pouco efeito sobre as tensões, o que pode ser verificado pela reta da tensão total vertical calculada analiticamente por γH (Figura 80d). Portanto, a extensão horizontal do contorno foi satisfatória para os fins da análise.

Figura 80. Tensões e deslocamentos ao longo dos contornos medidos em SP-NUM



3.8.3.2 Propriedades mecânicas dos materiais

Os parâmetros obtidos das campanhas de investigações geotécnicas, serviram de referência para ajustes dos valores utilizadas na modelagem. Esquemáticamente, indicam-se as regiões apresentadas na Figura 78 e os respectivos materiais (Tabela 14).

De acordo com análises prévias, as propriedades mecânicas da camada superior (0,00 a 6,00 m de profundidade) possuem impacto significativo sobre a interação entre a fundação e o solo. Assim, foram adotados valores de sucção médios medidos em períodos de estiagem, embora não tenha sido possível realizar medidas de sucção a profundidades maiores que 1,00 m, a granulometria do solo e a ausência do lençol freático forneceram indícios de que o solo se encontra em estado não-saturado.

Tabela 14. Parâmetros de resistência mecânica e compressibilidade dos materiais.

Condição de ensaio	Regiões	Resistência ao cisalhamento					Compressibilidade	
		γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	p_p [kPa]	$\lambda - \kappa$ [-]	E [MPa]	ν [-]
Natural	2, 3, 4, 5 e 6	16	9	23	60	0.12	12	0.35
	7	16	10	30	100	0.11	15	0.35
Inundado	2, 3 e 5	16	0	23	40	0.15	3	0.35
	4 e 6	16	9	23	60	0.12	12	0.35
	7	16	10	30	100	0.11	15	0.35
Natural e Inundado	Solo fofo	16	1	20	40	0.15	0,5	0,05

O concreto armado que compõem a sapata teve seu comportamento representado pelo modelo de constitutivo de Mohr-Coulomb. Tal forma de representar o comportamento do concreto foi aplicada em situações de projeto como em Ardiaca (2009).

O critério de ruptura aplicado ao concreto é baseado na Equação 3.10 que, por sua vez é associada à Equação 3.11 apresentada em EHE-08 (2011):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad 3.10$$

Em que c é a coesão; ϕ é o ângulo de atrito; σ é a tensão normal.

Outro parâmetro é a resistência à tração do concreto, que neste caso foi obtida com base na Eq. (3.12) apresentada em EHE-08 (2011):

$$\tau_{md} = \beta \cdot f_{ct,d} + \mu \cdot \sigma_{cd} \quad 3.11$$

$$f_{ct,d} = 0,30 \frac{f_{ck}^{2/3}}{1,50} \text{ [MPa]} \quad 3.12$$

Em que β e μ são coeficientes tendo os valores médios de 0,30 e 0,70 respectivamente; f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, igual a 20 MPa. Com os valores acima, o ângulo de atrito interno (ϕ) resulta em 35°; a coesão (c) em 442 kPa e a resistência de cálculo do concreto à tração ($f_{ct,d}$) em 1473 kPa.

As propriedades elásticas, isto é, o módulo de Young e coeficiente de Poisson, foram definidas em $E = 20$ GPa e $\nu = 0,20$, conforme EHE-08 (2011).

Tabela 15. Parâmetros para o concreto no modelo Mohr-Coulomb.

Região	Material	E [MPa]	ν [-]	γ [kN/m ³]	ϕ' [-]	c' [kPa]	$f_{ct,d}$ [kPa]
1	Concreto	20000	0,20	25	35°	442	1473

3.8.3.3 Calibração dos resultados

Outro aspecto a ser destacado é a possibilidade de se extrair do modelo numérico as cargas absorvidas pelos elementos que compõem a fundação mista, operação realizada indiretamente por meios dos valores de tensões. Uma vez que, o modelo experimental utilizado para calibração foi dotado de instrumentação em profundidade, foi possível comparar as cargas absorvidas pela ponta e atrito lateral da estaca, e pelo contato do radier com o solo.

Tal aspecto para a calibração é importante, pois de acordo com as discussões da literatura demonstram que os parâmetros que relacionam as cargas distribuídas e transferidas aos componentes da fundação mista podem revelar outras informações do comportamento da fundação.

- Curva carga-recalque
- Deslocamentos e deformações verticais e laterais;

- Transferência de carga na estaca;
- Distribuição de carga entre os elementos da sapata estaqueada;

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os dados obtidos com as análises numéricas são dispostos na sequência em que as provas de carga foram realizadas:

- Sapata isolada;
- Estaca isolada;
- Sapata estaqueada.

Inicialmente, são discutidos os dados obtidos com os dispositivos instalados no topo das fundações e, em seguida, são apresentados os resultados das análises com as provas de carga instrumentadas.

4.1 RESULTADOS VIA INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO

Os resultados obtidos com a instrumentação no topo se resumem aos que podem ser obtidos pelos dispositivos que compõem a prova de carga tradicional, isto é, equipamentos para a leitura de deslocamentos e da carga aplicada à fundação. Tais dados foram empregados em funções matemáticas extrapoladoras de modo que, as cargas aplicadas fossem relacionadas a um dado valor de recalque. Destaca-se que o encurtamento elástico das estacas não foi relevante para ser considerado na análise das curvas carga-recalque.

Para as fundações deste trabalho, após avaliação das funções matemáticas difundidas na literatura geotécnica, adotou-se o modelo de Chin-Kondner, dado pela Equação (2.10), para extrapolar as curvas carga-recalque traçadas nas provas de carga em condição natural e inundada, de todas as 3 (três) fundações ensaiadas. A estimativa dos parâmetros de cada função de regressão foi realizada buscando-se alcançar o máximo valor do coeficiente de determinação (r^2) e encontram-se resumidos na Tabela 16.

Tabela 16. Parâmetros das funções aproximadoras no modelo de Chin-Kondner obtidas com as curvas carga-recalque das provas de carga.

Ensaio	$Q = \frac{Q_{ult} \cdot s}{s + (Q_{ult} \cdot b)}$		
	Q_{ult} (kN)	b	r^2
SP-EXP-NAT	87	0,0568	0,9681
SP-EXP-INUND	60	0,0042	0,9998
ES-EXP-NAT	77	0,0200	0,9718
ES-EXP-INUND	30	0,0155	0,9997
SPES-EXP-NAT	174	0,0069	0,9841
SPES-EXP-INUND	177	0,2783	0,9016

Uma vez construídas as funções de regressão, extrapolaram-se os valores das cargas que cada fundação apresentou para determinado valor de recalque selecionado previamente como igual a 25 mm. De modo geral, nas provas de carga em que não ocorreu a ruptura nítida ou não foi possível alcançar o recalque de 25 mm, o valor da carga de ruptura foi estimado via a função de regressão construída, conforme indicados na Tabela 17. Dessa maneira o comportamento das fundações isoladas pode ser mais bem comparado com o observado na sapata estaqueada.

Tabela 17. Valores de carga de ruptura e carga admissível.

Prova de carga	Q_{max} Carga máxima (kN)	Q_{ult} Carga de ruptura (s = 25 mm) (kN)	$^1Q_{adm}$ Carga admissível (kN)	Recalque para Q_{adm} (mm)
SP-EXP-NAT	75	72	36	0,7
SP-EXP-INUND	60	55	27	0,1
ES-EXP-NAT	70	73	36	1,6
ES-EXP-INUND	30	28	14	0,3
SPES-EXP-NAT	161	166	83	0,7
SPES-EXP-INUND	91	63	31	0,2

¹ Fator de segurança adotado igual a 2,00 para o cálculo da carga admissível.

4.1.1 Sapata circular isolada

São apresentados os resultados obtidos da prova de carga da sapata isolada e das simulações com o modelo numérico para as distintas condições de umidade. Em seguida, são feitas comparações entre os ensaios e discutidos com resultados prévios publicados em literatura anterior.

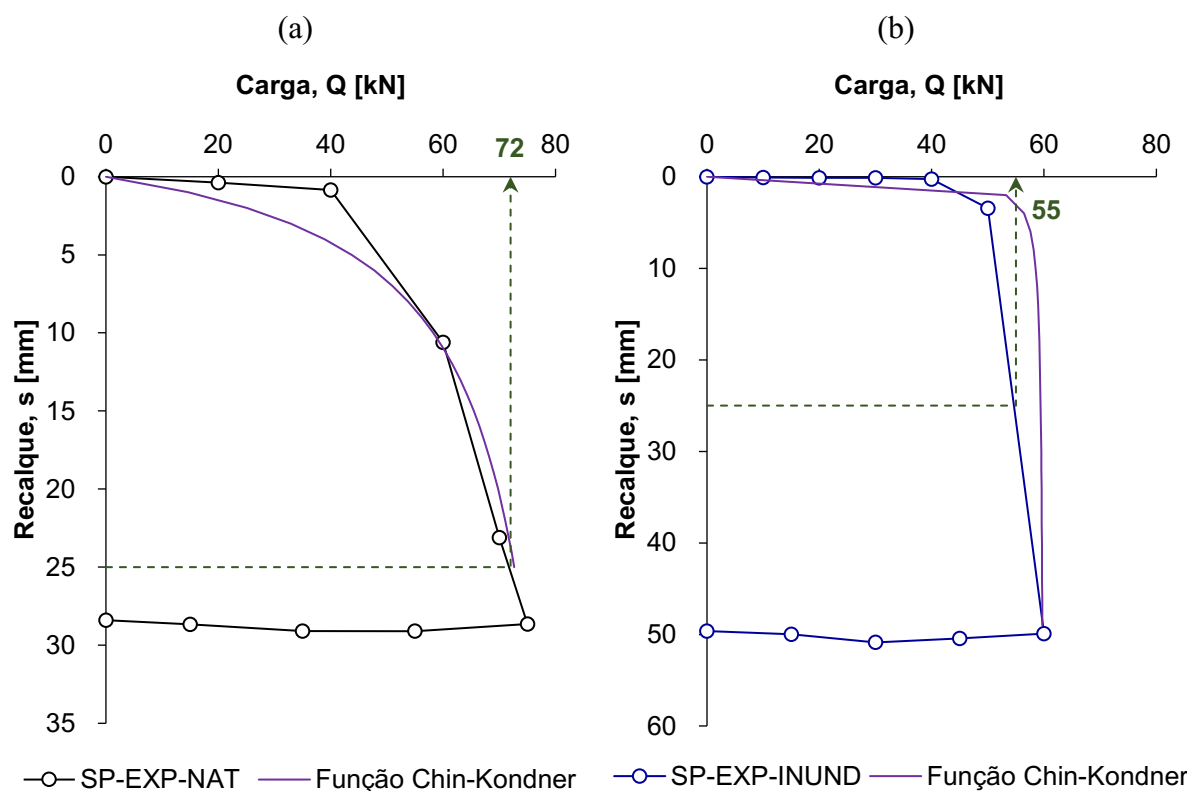
A prova de carga da sapata isolada em condição natural de umidade (SP-EXP-NAT) inaugurou o Campo Experimental, com intervalos de carregamento definidos, a princípio em 20 kN. Ao

fim do ensaio percebeu-se que o intervalo foi grande e possibilitou a aplicação de 5 estágios de carregamento para o traçado da curva carga-recalque. No ensaio SP-EXP-INUND, o intervalo de carga foi reduzido para 10 kN e possibilitou a realização de 6 estágios de carregamento.

As cargas de ruptura convencionais para a sapata em condição natural e inundada foram definidas em 72 kN e 55 kN, respectivamente. As curvas carga-recalque da prova de carga foram traçadas junto às suas respectivas funções extrapoladoras via modelo de Chin-Kondner. De maneira geral, a sapata em condição natural não apresentou a chamada ruptura nítida, necessitando ser convencionada por meio da curva carga-recalque. No ensaio inundado, o colapso acompanhado da ruptura nítida foi facilmente identificado, porém também convencionado com a curva carga-recalque (Figura 81a e b).

Figura 81. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional:

(a) SP-EXP-NAT; (b) SP-EXP-INUND.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

Em condição natural de umidade, notou-se que entre 0 kN e 40 kN a fundação exibiu um comportamento pouco compressível, revelando a influência da coesão aparente presente no solo (Figura 81a). No ensaio inundado, a rigidez até o trecho de 40 kN foi atribuída à pré-consolidação provocada pelo primeiro ensaio em condição natural, embora seja possível

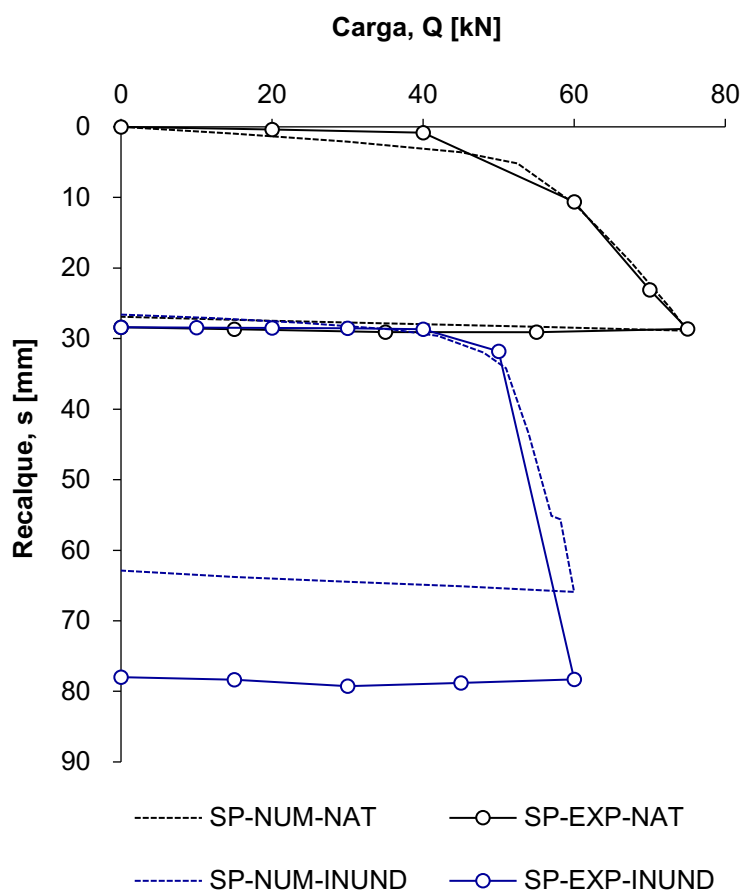
perceber que tal efeito não tenha sido suficiente para evitar o colapso da fundação para uma carga superior a 50 kN. Ainda no teste inundado, a passagem da carga de 60 kN levou a recalques significativos, apenas alcançando sua estabilização em 49 mm, somando-se aos 29 mm alcançados do ensaio anterior.

4.1.1.1 Prova de carga (SP-EXP) vs. Simulação numérica (SP-NUM)

A simulação numérica por elementos finitos foi realizada e a curva carga-recalque obtida pôde ser comparada àquela obtida pela prova de carga, para as 2 (duas) condições de umidade. Na condição natural, as curvas sobrepostas apresentam boa concordância entre si, desde o trecho inicial de maior rigidez (40 kN) no início da prova de carga até a inclinação final que as curvas assumem quando ultrapassam a tensão de pré-consolidação imposta na simulação (Figura 82).

A simulação para a prova de carga em condição inundada, permitiu representar o ganho de rigidez inicial devido ao pré-consolidação provocado pelo ensaio anterior, além de representar o ponto de ruptura nítida para o carregamento acima de 50 kN. A diferença entre o recalque final alcançado via modelo numérico e o experimento pode ser devido à forma com o modelo numérico representa o solo, isto é, como um meio contínuo, ao passo que fisicamente o colapso observado se aproxima mais de um meio descontínuo em que a saturação provocou a destruição das ligações que garantem o comportamento do solo como um material contínuo (Figura 82).

Figura 82. Curvas carga-recalque SP-EXP e SP-NUM.



Fonte: O autor.

4.1.2 Estaca isolada

São apresentados os resultados obtidos da prova de carga da estaca isolada e das simulações com o modelo numérico para as 2 (duas) distintas condições de umidade. Em seguida, são feitas comparações entre os ensaios e discutidos com resultados prévios publicados em literatura anterior.

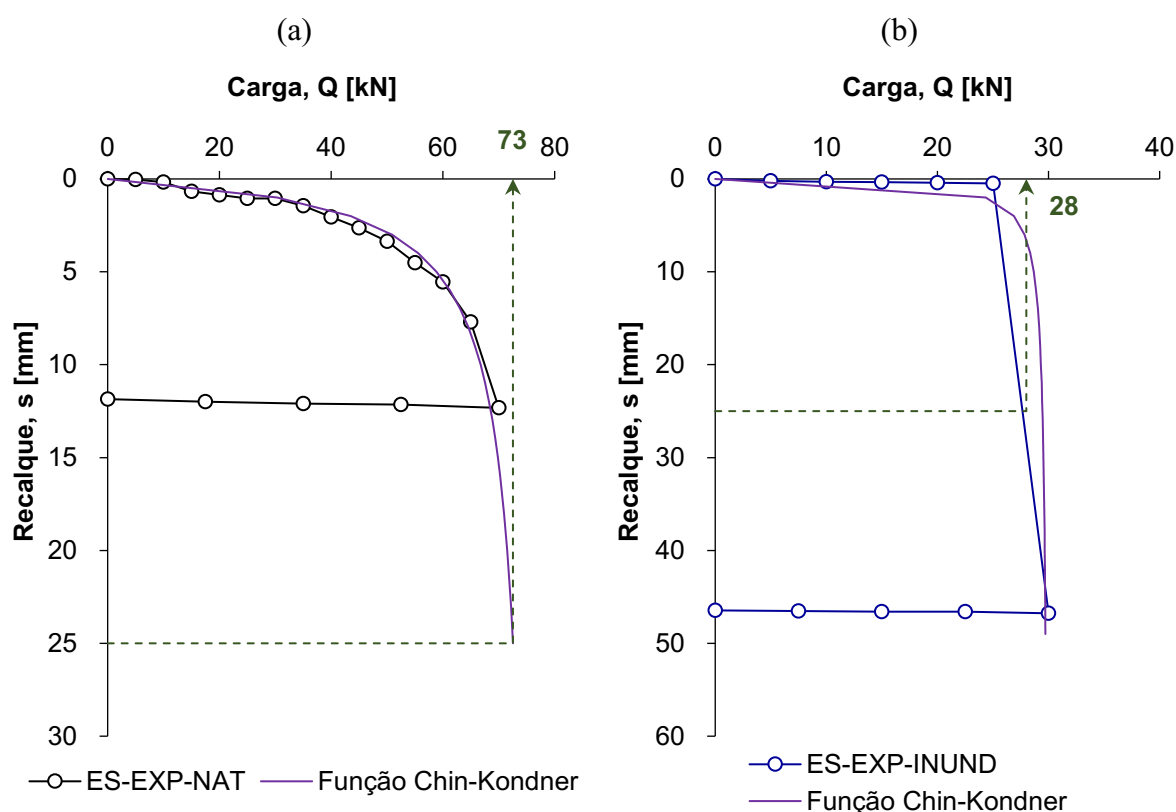
A prova de carga da estaca isolada em condição natural de umidade (ES-EXP-NAT) é considerada a primeira prova de carga em fundação profunda realizada no Campo Experimental. Os intervalos de carregamento foram definidos em 5 kN, de modo a se obter o maior número de pontos, além de não permitir que ocorresse a ruptura nítida, característica do método construtivo da estaca. Alcançado o recalque necessário para convencionar a ruptura da estaca, cerca de 12 mm ($0,05 d$), o ensaio foi interrompido e descarregado, garantindo que a resposta medida na ponta da estaca não se modificou, mantendo o comportamento próximo ao de uma estaca por atrito.

Dessa forma, foram aplicados 14 estágios de carregamento seguidos de 4 estágios de descarregamento conforme NBR 16903:2020. O próximo ensaio, em condição inundada, manteve o intervalo de carregamento de 5 kN e os estágios foram conduzidos até que se observasse um valor de recalque para garantir que a estaca sofreu uma ruptura nítida.

As cargas de ruptura convencionais para a estaca em condição natural e inundada foram definidas em 73 kN e 28 kN, respectivamente. As curvas carga-recalque da prova de carga foram traçadas junto às suas respectivas funções extrapoladoras via modelo de Chin-Kondner. De maneira geral, a estaca durante o ensaio ES-EXP-NAT não apresentou a chamada ruptura nítida, necessitando ser convencionalizada por extrapolação. No ensaio ES-EXP-INUND, o colapso acompanhado da ruptura nítida foi facilmente identificado, porém convencionalizado via a curva carga-recalque obtida (Figura 83a e b).

Figura 83. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional:

(a) ES-EXP-NAT; (b) ES-EXP-INUND.

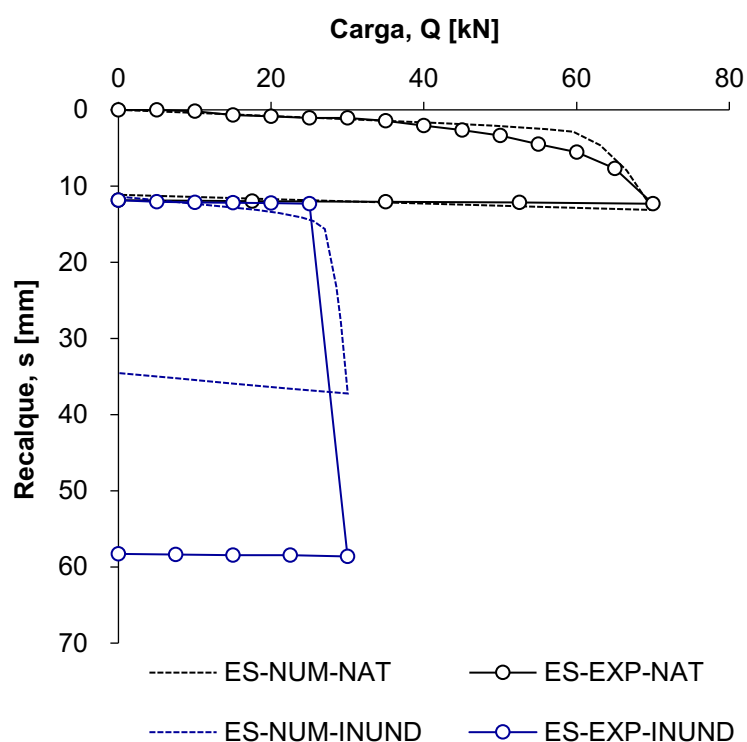


4.1.2.1 Prova de carga (ES-EXP) vs. Simulação numérica (ES-NUM)

A simulação numérica por elementos finitos foi realizada e a curva carga-recalque obtida pôde ser comparada àquela obtida pela prova de carga, para as 2 (duas) condições de umidade. Na condição natural, as curvas sobrepostas apresentam boa concordância entre si (Figura 84).

A simulação para a prova de carga em condição inundada, permitiu representar o ganho de rigidez inicial devido à pré-consolidação provocada pelo ensaio anterior, além de representar o ponto de ruptura nítida para o carregamento acima de 25 kN. A diferença entre o recalque final alcançado via modelo numérico e o experimento pode ser devido à forma com o modelo numérico representa o solo, isto é, como um meio contínuo, ao passo que fisicamente o colapso observado se aproxima mais de um meio descontínuo em que a saturação provocou a destruição das ligações que garantem o comportamento do solo como um material contínuo (Figura 84).

Figura 84. Curvas carga vs. recalque ES-EXP e ES-NUM.



Fonte: O autor.

4.1.3 Sapata estaqueada

São apresentados os resultados obtidos da prova de carga da sapata estaqueada e das simulações com o modelo numérico para as distintas condições de umidade. Em seguida, são feitas

comparações entre os ensaios e discutidos com resultados prévios publicados em literatura anterior.

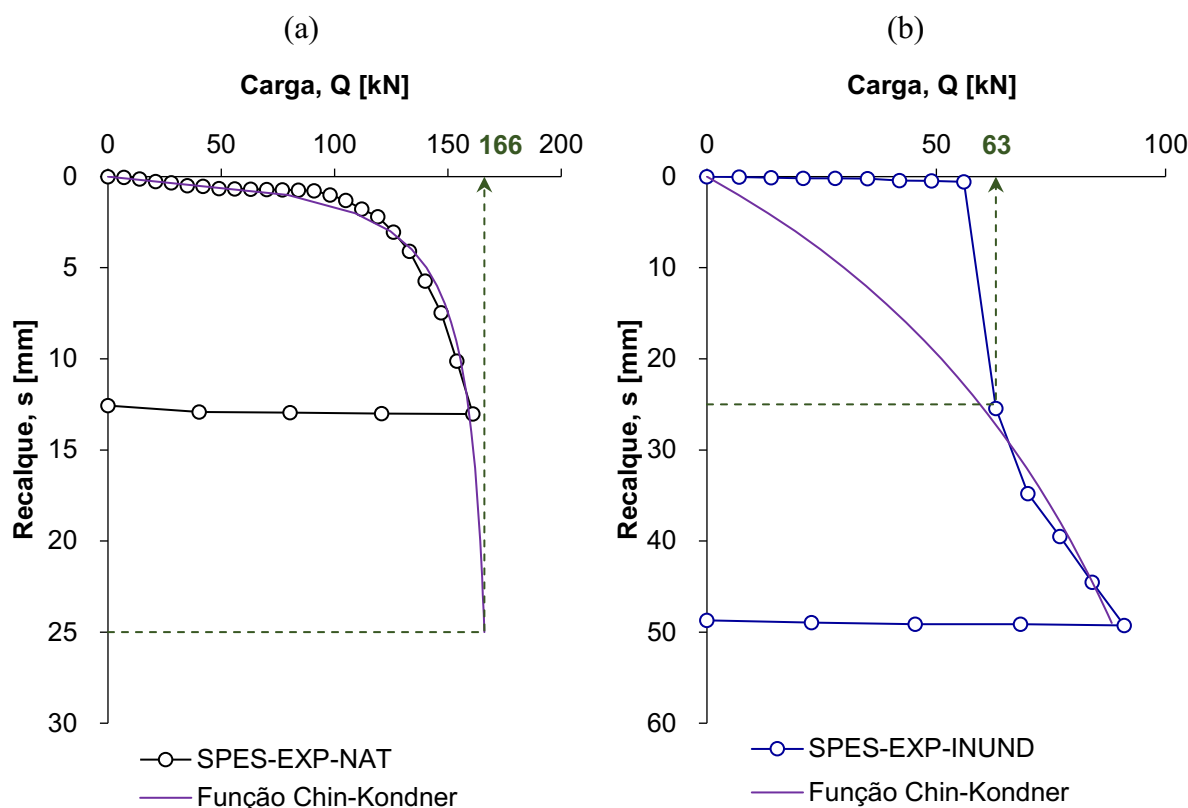
A prova de carga da sapata estaqueada em condição natural de umidade (SPES-EXP-NAT) é considerada a primeira prova de carga em fundação mista realizada no Campo Experimental. Os intervalos de carregamento foram definidos em 7 kN, de modo a se obter o maior número de pontos, além de não permitir que ocorresse a ruptura nítida, característica do método construtivo da estaca. Alcançado o recalque necessário para convencionar a ruptura da sapata estaqueada, cerca de 12 mm, o ensaio foi interrompido, garantindo que a resposta medida na ponta da estaca não se modificou, mantendo o comportamento próximo ao de uma estaca por atrito.

Dessa forma, foram aplicados 23 estágios de carregamento seguidos de 4 estágios de descarregamento conforme NBR 16903:2020. O próximo ensaio, em condição inundada, manteve o intervalo de carregamento de 7 kN e os estágios foram conduzidos até que se observasse um valor de recalque para garantir que a estaca sofreu uma ruptura nítida seguida de um trecho de estabilização.

As cargas de ruptura convencionais para a sapata estaqueada em condição natural e inundada foram definidas em 166 kN e 63 kN, respectivamente. As curvas carga-recalque da prova de carga foram traçadas junto às suas respectivas funções extrapoladoras via modelo de Chin-Kondner. De maneira geral, a sapata estaqueada em condição natural não apresentou a chamada ruptura nítida, necessitando de extrapolação para sua convenção. No ensaio inundado, o colapso acompanhado da ruptura nítida foi identificado, porém também calculado via a função de regressão obtida (Figura 85a e b).

Figura 85. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional:

(a) SPES-EXP-NAT; (b) SPES-EXP-INUND.



Fonte: O autor.

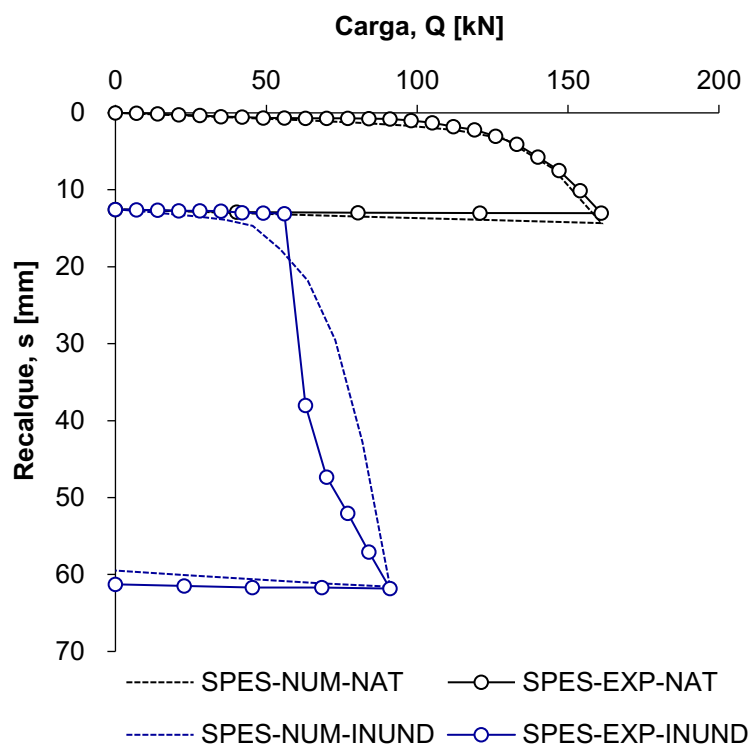
Fonte: O autor.

4.1.3.1 Prova de carga (SPES-EXP) vs. Simulação numérica (SPES-NUM)

A simulação numérica por elementos finitos foi realizada e a curva carga-recalque obtida pôde ser comparada àquela obtida pela prova de carga, para as 2 (duas) condições de umidade. Na condição natural, as curvas sobrepostas apresentam boa concordância entre si (Figura 86). Pelo gráfico, é possível identificar uma semelhança entre os formatos de cada curva, tanto no trecho inicial onde a fundação se encontra num regime elástico e linear, e no trecho final quando ocorrem as chamadas deformações plásticas, ou residuais.

A simulação para a prova de carga em condição inundada, permitiu representar o ganho de rigidez inicial devido à pré-consolidação provocado pelo ensaio anterior, além de representar o ponto de ruptura nítida para o carregamento acima de 25 kN. A diferença entre o recalque final alcançado via modelo numérico e o experimento pode ser devido à forma com o modelo numérico representa o solo, isto é, como um meio contínuo, ao passo que fisicamente o colapso observado se aproxima mais de um meio descontínuo em que a saturação provocou a destruição das ligações que garantem o comportamento do solo como um material contínuo (Figura 86).

Figura 86. Curvas carga vs. recalque SPES-EXP e SPES -NUM.



Fonte: O autor.

4.1.4 Resumo dos ensaios SP, ES e SPES

De modo geral, as provas de carga permitiram extrair informações quanto à tensão (ou carga resistente), do solo analisado e seu comportamento quando submetido à inundação. Em suma, observou-se que o solo local sofre redução de sua resistência mecânica quando saturado, visto que parte de sua resistência ao cisalhamento se origina da coesão aparente entre as partículas mais finas presentes no solo. Sendo tal efeito reduzido pela saturação, é possível esperar uma ruptura nítida da fundação.

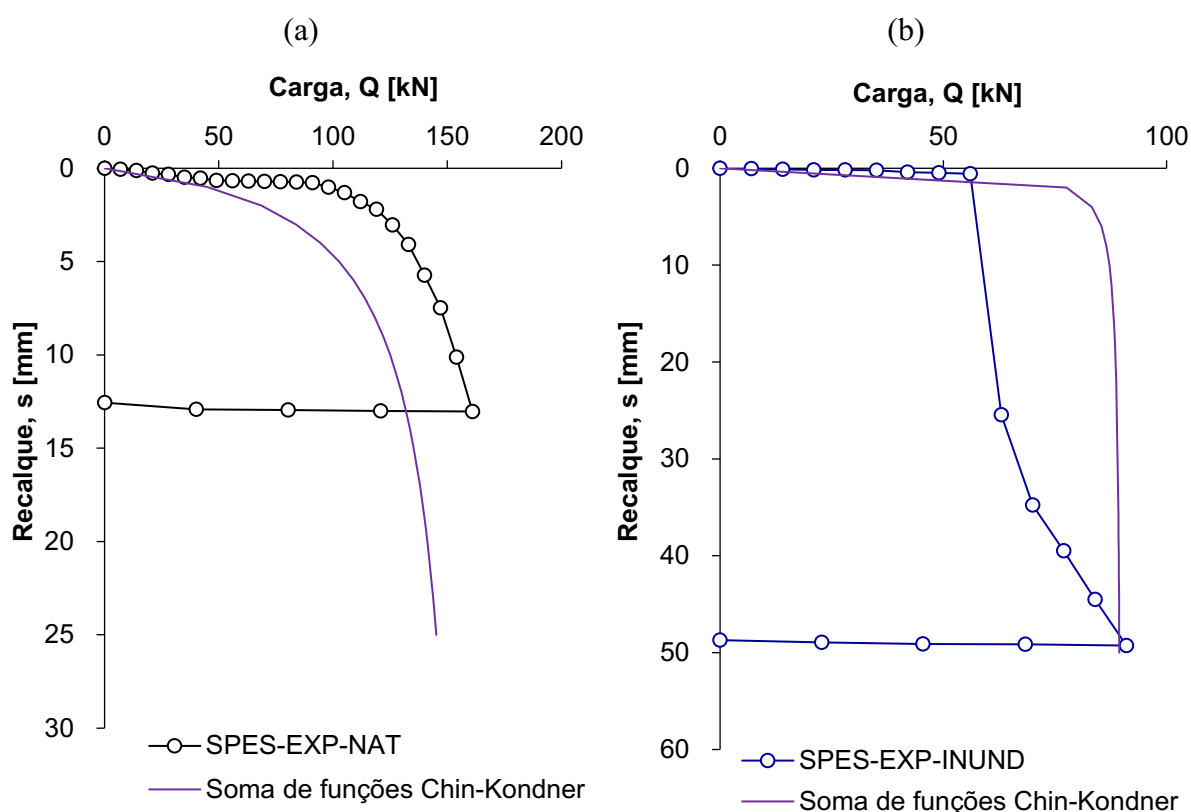
A inundação realizada de maneira prévia possibilitou analisar o comportamento de uma fundação rasa, ou profunda, submetida a uma condição extrema de saturação, visto que o efeito que o volume d'água empregado na etapa ultrapassa qualquer efeito que uma chuva eventual poderia causar ao solo.

Também se viu que, a pré-consolidação aplicado ao solo pelo primeiro ensaio (SP-EXP-NAT) influenciou o resultado da segunda prova de carga ainda que inundada (SP-EXP-INUND), mostrando que a pré-consolidação pode ser uma medida efetiva para o aumento de rigidez da fundação, ainda que não evite a ocorrência de ruptura nítida.

Quanto à modelagem numérica, ressalta-se que o modelo numérico empregado representou satisfatoriamente o comportamento exibido pelas 3 (três fundações testes), visto que incorpora parâmetros que podem ser calculados via testes de laboratório já consagrados na Mecânica dos Solos.

Por fim, ao se comparar a soma do comportamento da sapata e da estaca isoladas, por meio de suas funções de regressão (Tabela 16), com a curva carga-recalque obtida na sapata estaqueada é possível identificar que: no caso da SPES-EXP-NAT, a sapata estaqueada suportou 15% de carga a mais do que a soma das fundações isoladas ensaiadas; no caso de SPES-EXP-INUND, a sapata estaqueada não desempenhou melhor do que os protótipos ensaiados separadamente. O motivo dessa diferença é explicado com os resultados obtidos com a instrumentação em profundidade (item 4.2).

Figura 87. Curva carga-recalque obtida por prova de carga e carga de ruptura convencional da soma dos elementos isolados: (a) SPES-EXP-NAT; (b) SPES-EXP-INUND.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

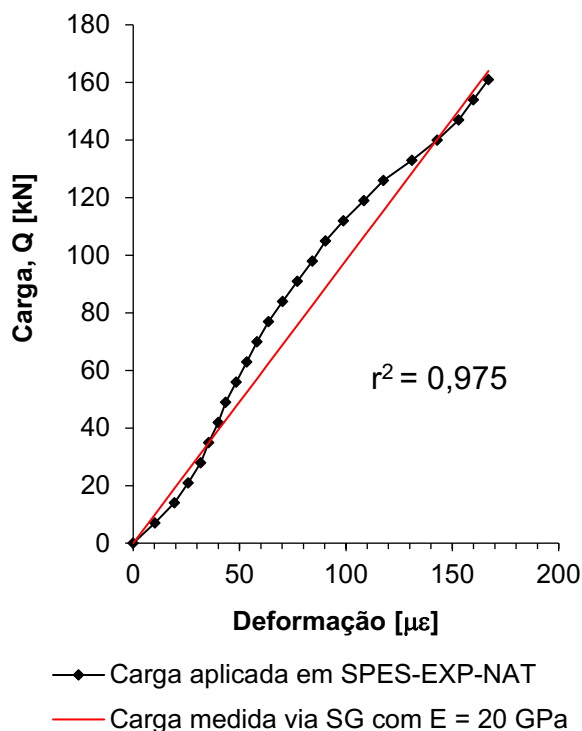
4.2 RESULTADOS VIA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Os resultados obtidos com a instrumentação em profundidade se resumem aos que podem ser obtidos pelos extensômetros instalados nas estacas. Para o uso dos valores de deformação lidos pelo extensômetros foi necessário realizar uma avaliação do valor do módulo de Young a ser utilizado para se estimar a carga transmitida à seção em que se encontra o extensômetro. Com os valores de carga absorvida, são apresentados os gráficos de distribuição de carga, entre a sapata e a estaca, e de transferência de carga ao longo das estacas. Os níveis de instrumentação utilizados para as análises estão indicados na Figura 71.

4.2.1 *Módulo de Young composto da estaca*

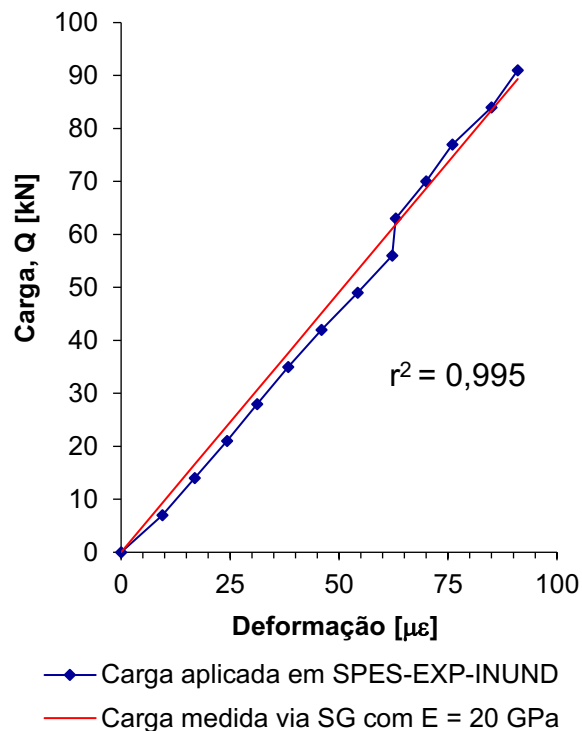
O módulo de Young da estaca foi estimado pelos resultados da seção de instrumentação no topo da sapata estaqueada (SPES-SG-0,30m) usando a metodologia descrita por Fellenius (2021). A seção da sapata estaqueada tomada como referência para a aferição do módulo de Young estava envolta no solo e ainda sob influência do embutimento que a sapata poderia proporcionar ao solo próximo à seção com a instrumentação. Embora a seção utilizada esteja abaixo da sapata, observou-se que a carga transmitida à instrumentação teve pouca variação devida à carga absorvida pela sapata, comportamento esperado de uma fundação assente em solo fofo.

Figura 88. Carga vs. deformação medida na seção de referência da SPES-SG-0,30m em condição natural.



Fonte: O autor.

Figura 89. Carga vs. deformação medida na seção de referência da SPES-SG-0,30m em condição inundada.



Fonte: O autor.

Com o módulo de Young da seção definido em 20 GPa, o mesmo foi empregado para o cálculo do módulo da sapata e estaca, devido à ambas as fundações terem sido construídas de forma que foram consideradas idênticas. Os gráficos demonstram que o valor de 20 GPa para o módulo de Young se ajusta bem à carga aplicada ao topo da fundação, medida pela célula de carga (Figura 88). No ensaio subsequente, SPES-EXP-INUND, o módulo determinado pela instrumentação indicou que o valor de 20 GPa também é aceitável e estável para a aferição da carga medida na seção de referência (Figura 89).

O método utilizado valida a proposta de estimativa do módulo de Young diretamente com as leituras de microdeformações da prova de carga instrumentada, permitindo a avaliação da transferência de carga nas estacas.

4.2.2 Transferência de carga – Estaca isolada

A análise de transferência de carga iniciou-se pelos resultados da seção de instrumentação próxima à ponta das estacas isolada, a fim de se construir os diagramas de transferência de carga.

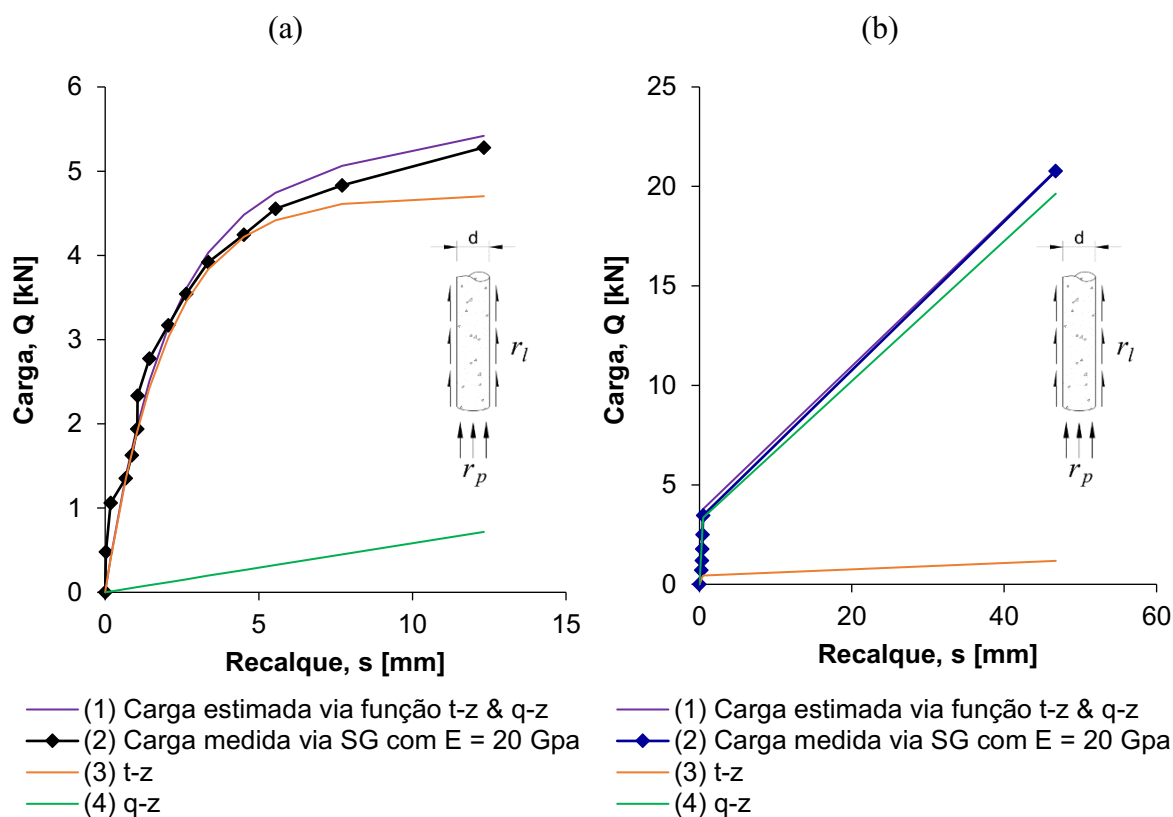
As parcelas de resistência por atrito lateral e ponta medidas na região da ponta das estacas foram usadas para se construir funções de regressão baseadas no modelo de Van der Veen (Equação 2.9), que se mostrou mais adequado para representar tanto a resposta medida em condição natural, quanto em condição inundada. Os parâmetros obtidos para as funções t-z (atrito lateral) e q-z (ponta) encontram-se resumidos na Tabela 18.

Tabela 18. Parâmetros das funções t-z e q-z no modelo de Van der Veen obtidas com a instrumentação na ponta das estacas.

Ensaio	$r_l = r_{l,ult} (1 - e^{-a \cdot z})$		$r_p = r_{p,ult} (1 - e^{-a \cdot z})$	
	$r_{l,ult}$ (kPa)	a	$r_{p,ult}$ (kPa)	a
EXP-NAT	20	0,5	600	0,002
EXP-INUND	5	1	400	0,4

A parcela de atrito lateral foi considerada atuando no trecho de 30 cm do fuste, distância entre o centro da instrumentação SG-3,70m e a ponta das estacas. A resistência de ponta foi tomada atuando sob a ponta da estaca com 25 cm de diâmetro. Os parâmetros do modelo permitiram inferir a influência causada pela inundação prévia causa, necessitando que o valor das assíntotas das funções t-z e q-z construídas (20 kPa e 600 kPa) fossem reduzidos para se ajustar à resposta medida experimentalmente (5 kPa e 400 kPa). Além disso, nota-se a predominância da resistência por atrito lateral durante a prova de carga em condição natural, ao passo que nas provas de carga inundada a resistência de ponta atua quando se alcançam recalques acumulados maiores que 13 mm, já se encontrando na fase da ruptura da fundação (Figura 90a e b).

Figura 90. Curvas carga-recalque medida na ponta das estacas e extrapolada por funções do tipo t-z e q-z: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.

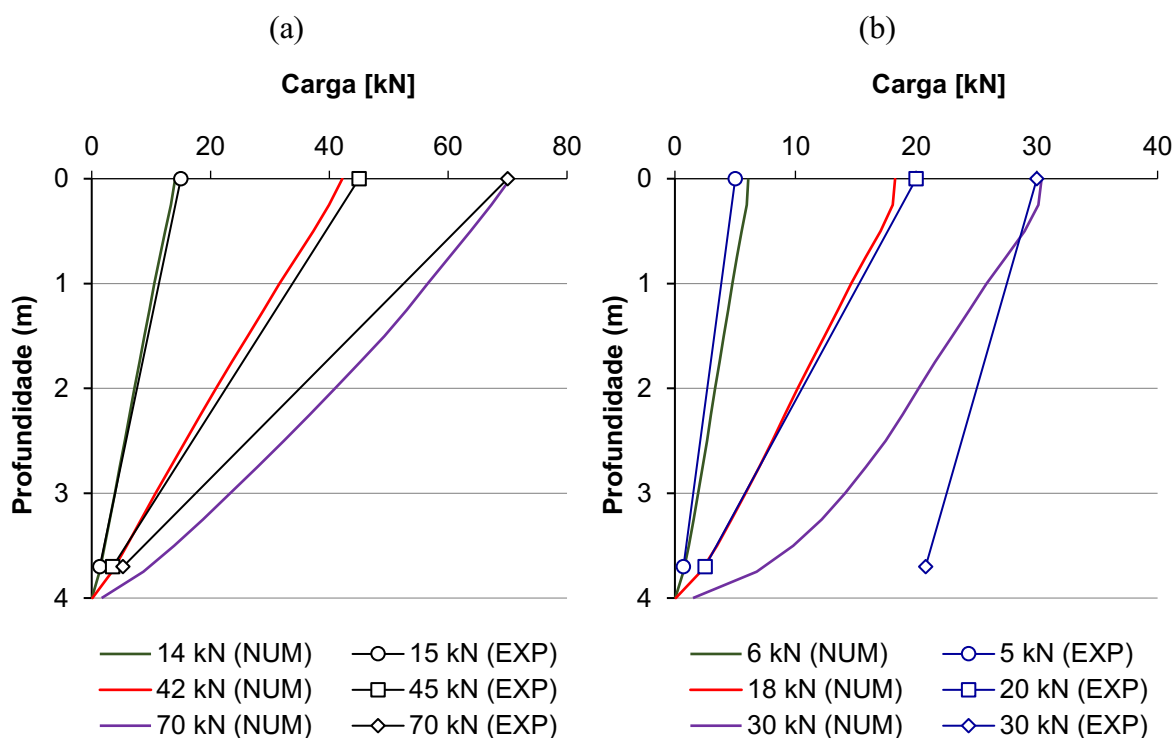


Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

Os resultados da simulação foram utilizados para a construção dos diagramas de transferência de carga juntamente com as medidas realizadas com a instrumentação em profundidade. As curvas de transferência foram construídas em função da carga transmitida ao topo da fundação, aproximando-se os valores de carga aplicados pelo modelo numérico daqueles aplicados pela prova de carga. Nos ensaios ES-NAT, assumindo que o atrito lateral atue uniformemente ao longo do fuste, as curvas obtidas numericamente concordam com a carga axial transmitida ao longo da fundação em todos os estágios, validando a adoção de uma região de material bastante compressível próximo à ponta da estaca no modelo numérico (Figura 91a). Nos ensaios ES-INUND, a concordância entre as curvas numéricas e experimentais vão até o estágio anterior à ruptura da estaca (em 30 kN). A diferença observada no último estágio de carregamento se deve à dificuldade de o MEF simular o colapso da estaca de forma a alcançar a mesma ordem de recalque. Mesmo assim, as medidas da instrumentação no início do último estágio (30 kN) indicaram que a transferência observada no modelo numérico representou a falha da resistência por atrito lateral (Figura 91b).

Figura 91. Transferência de carga na estaca isolada obtida por simulação numérica e pela prova de carga: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.



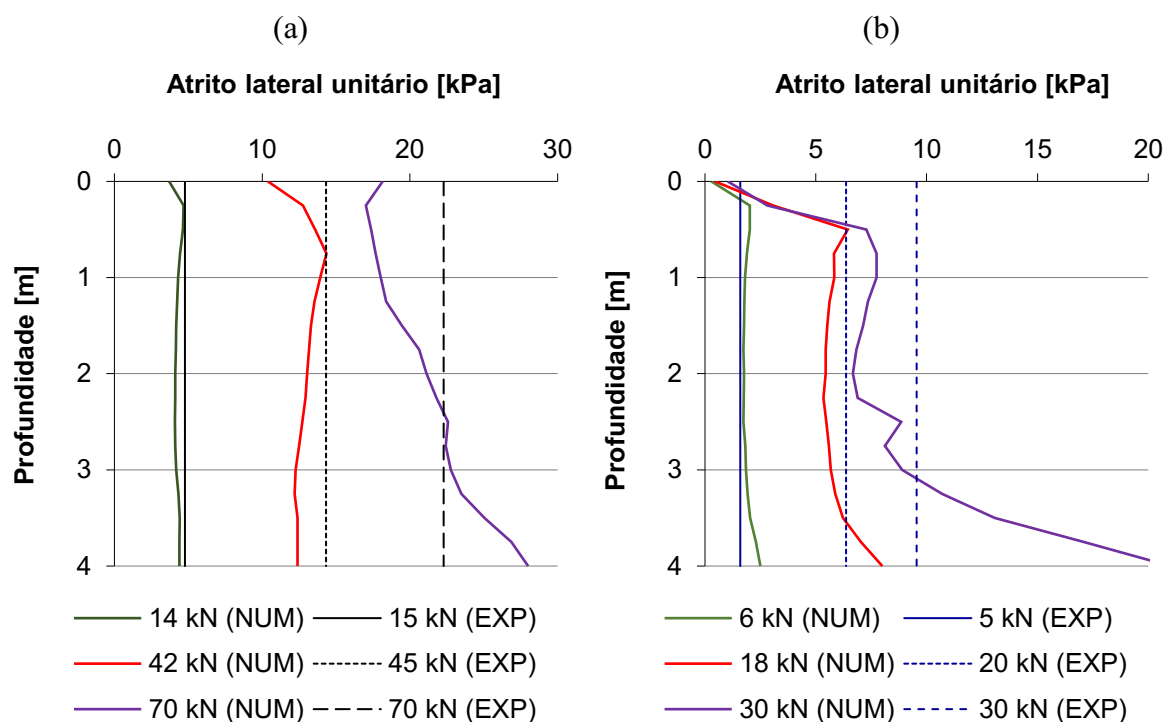
Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

Numericamente, foi possível traçar a distribuição de atrito lateral ao longo do fuste e comparar com o atrito lateral medido experimentalmente, supondo que seja uniforme ao longo do fuste. Percebe-se que no modelo numérico de ES-NAT, a atuação do atrito lateral até 60% de Q_{max} é próxima àquela idealizada por meio da prova de carga. A partir de 42 kN, o atrito lateral tende a aumentar com a profundidade, onde a partir da profundidade 2,50 m ultrapassa o valor que a distribuição média ideal assumiria em 22 kPa (Figura 92a).

Na simulação em condição inundada para ES-INUND, as curvas para os carregamentos de 20% de Q_{max} e 40% de Q_{max} se aproximam do atrito lateral medido pela prova de carga. A partir de 18 kN, os valores de atrito lateral obtidos numericamente aumentam com a profundidade (Figura 92b).

Figura 92. Atrito lateral ao longo do fuste da estaca isolada obtido por modelo numérico e calculado pela prova de carga: (a) condição natural; (b) condição inundada.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

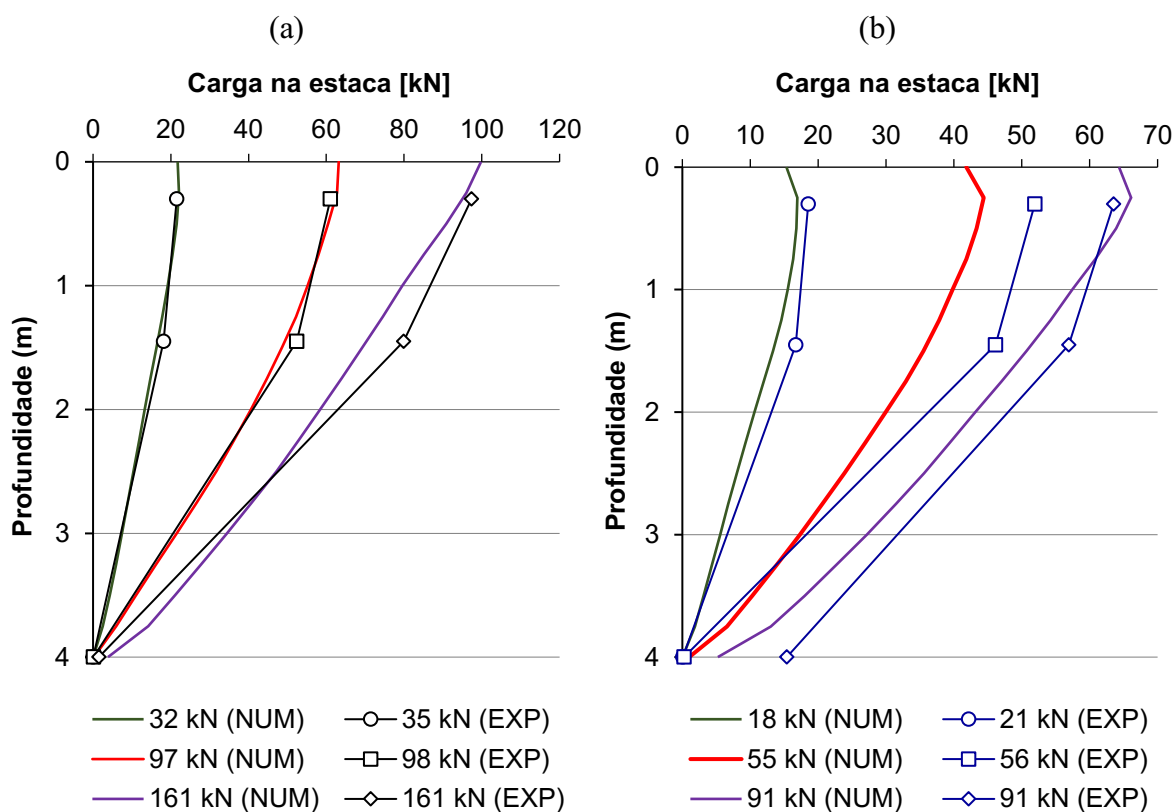
A simulação numérica permitiu avaliar os fenômenos de redução da resistência lateral e de ponta da estaca isolada sob condição inundada e sua influência na transferência de carga ao longo do fuste. A análise realizada na região da ponta serviu de base para o avaliar o comportamento da sapata estaqueada a seguir.

4.2.3 Transferência de carga – Sapata Estaqueada

As curvas de transferência foram construídas em função da carga transmitida à estaca, aproximando-se os valores de carga aplicados pelo modelo numérico daqueles aplicados no topo pela prova de carga. Nos ensaios SPES-NAT, assumindo que o atrito lateral atue uniformemente ao longo do fuste, as curvas obtidas numericamente concordam com a carga axial transmitida ao longo da fundação em todos os estágios, validando o modelo constitutivo e parâmetros empregados na simulação numérica (Figura 93a). Nos ensaios SPES-INUND, a concordância entre as curvas numéricas e experimentais vão até o estágio de 20% de Q_{max} (18 kN) embora seja possível perceber a semelhança entre as inclinações das curvas para a carga axial. A diferença observada nos estágios de carregamento se deve à impossibilidade de o MEF simular o meio o solo como meio descontínuo. Mesmo assim, nota-se que o modelo numérico

simula o mesmo efeito observado quanto à redução da carga transmitida na parte superior da estaca, devido à sapata deslocar parte do solo no mesmo do deslocamento, reduzindo o atrito lateral nessa região (Figura 93b).

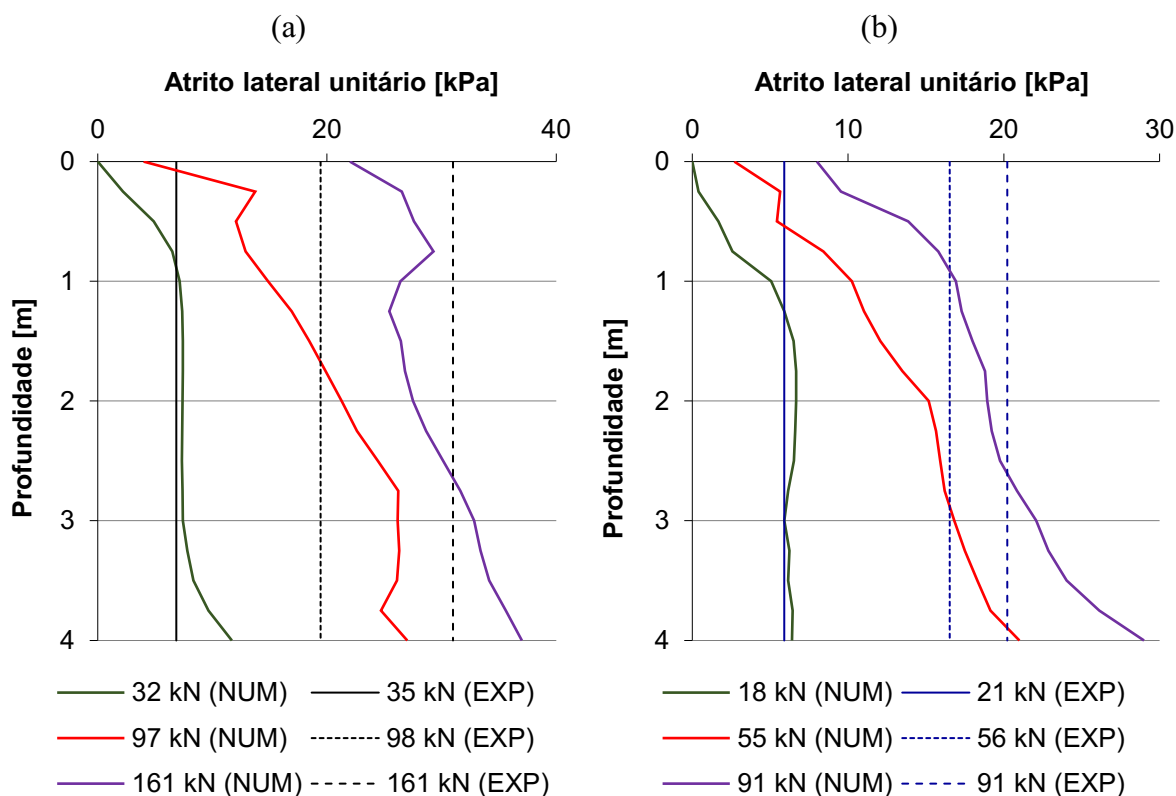
Figura 93. Transferência de carga na sapata estacada obtida por simulação numérica e pela prova de carga: (a) Condição natural; (b) Condição inundada.



Com o traçado do atrito lateral ao longo do fuste obtido experimentalmente e numericamente, supondo que seja uniforme ao longo do fuste, percebe-se que no modelo numérico da ES-NAT desde o primeiro carregamento a atuação do atrito lateral apresenta diferença para uma profundidade de até 1,00 m, mas que concorda com a distribuição teórica entre 1 a 3 metros de profundidade e torna a aumentar a partir de 3 m de profundidade. A partir de 20% de Q_{max} o atrito lateral aumenta com a profundidade, porém numa região de até 1 m de profundidade (igual ao diâmetro da sapata), surgem os menores valores de atrito lateral confirmando o efeito da interação entre a estaca. Ainda nessa região, à medida que os recalques aumentam, o confinamento do solo próximo à estaca favorece o atrito lateral na parte superior da estaca o que explica o melhor desempenho da fundação mista sobre a soma de seus elementos ensaiados isoladamente (Figura 94a).

Na simulação numérica em condição inundada para ES-INUND, o solo próximo ao topo da estaca apresenta os menores valores de atrito lateral, uma vez que o material tem sua compressibilidade reduzida. Mesmo assim, em todos os estágios nota-se o aumento do atrito lateral com a profundidade (Figura 94b).

Figura 94. Atrito lateral ao longo do fuste da sapata estaqueada obtido por modelo numérico e calculado pela prova de carga: (a) condição natural; (b) condição inundada.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

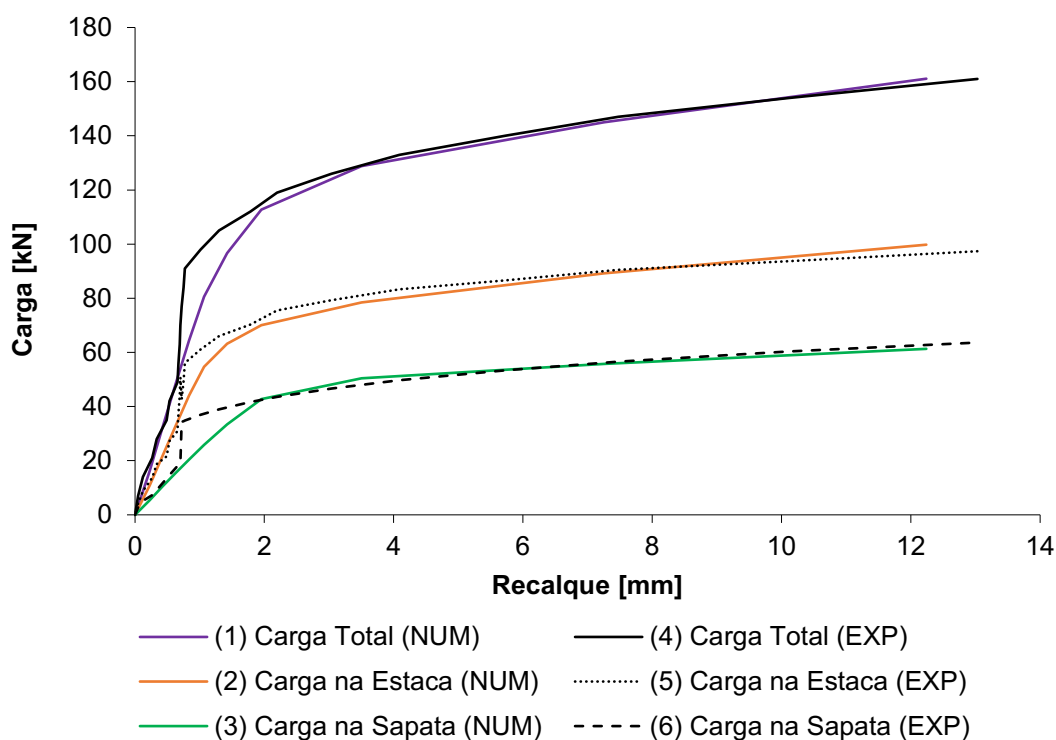
A simulação numérica permitiu avaliar os fenômenos da interação entre a sapata e a estaca e sua influência sobre a resistência lateral na parte superior da estaca, principalmente numa profundidade igual ao diâmetro da sapata. Essa interação que surge na sapata estaqueada impacta a distribuição de carga entre os seus elementos.

4.2.4 Distribuição de carga – Sapata Estaqueada

As curvas carga-recalque (1 a 6) para a sapata estaqueada foram traçadas distinguindo a carga suportada pela estaca e pela sapata. Os resultados numéricos e experimentos são comparados na figura a seguir e calibram o uso da ferramenta numérica e dos parâmetros empregados, visto que a concordância entre as curvas carga-recalque de cada elemento é notável. Na condição

natural (SPES-NAT) nota-se uma divergência entre as curvas 3 e 6 no trecho em que a sapata em campo se mostrou mais rígida devido à alta rigidez inicial exibida pelo solo quando em estado não-saturado (Figura 95).

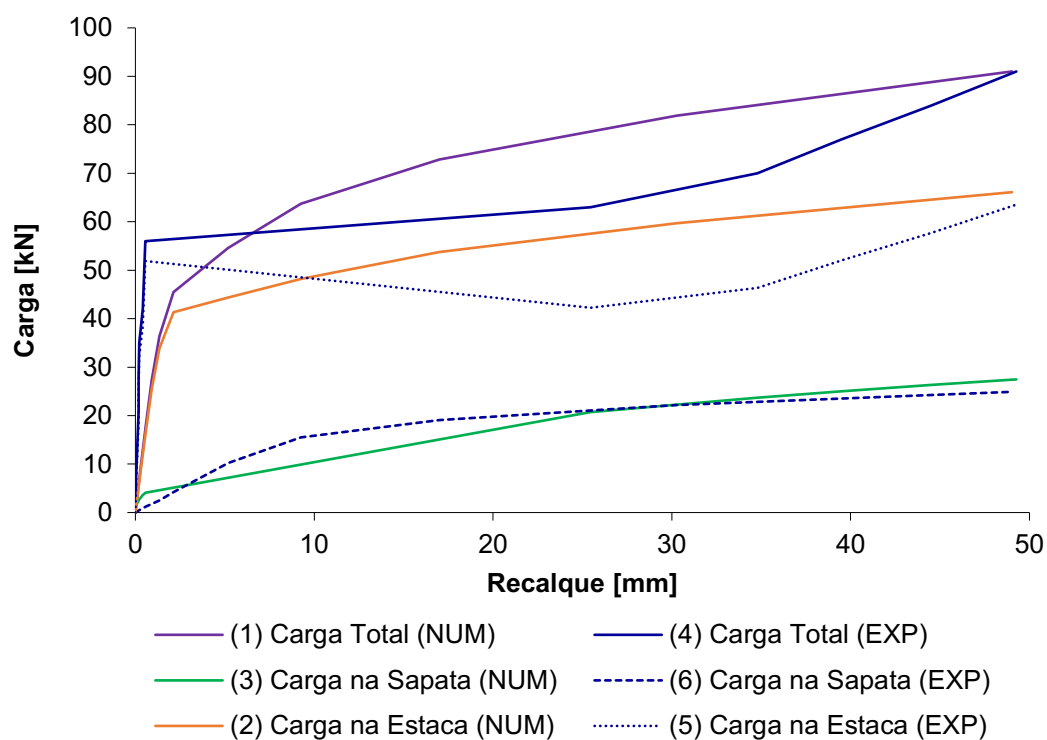
Figura 95. Curvas carga-recalque da sapata estacada e de seus elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição natural.



Fonte: O autor.

As curva-recalque em condição inundada (SPES-INUND) apresentam concordância quanto aos valores assumidos em média. No trecho inicial de carregamento (até 56 kN), nota-se que a fundação em campo se mostrou mais rígida (carga/recalque) que o modelo numérico, efeito sugerido pela pré-consolidação do solo no primeiro ensaio. Ainda assim, tanto o modelo experimental, quanto o modelo numérico representaram a fase de ruptura nítida observada na prova de carga (Figura 96).

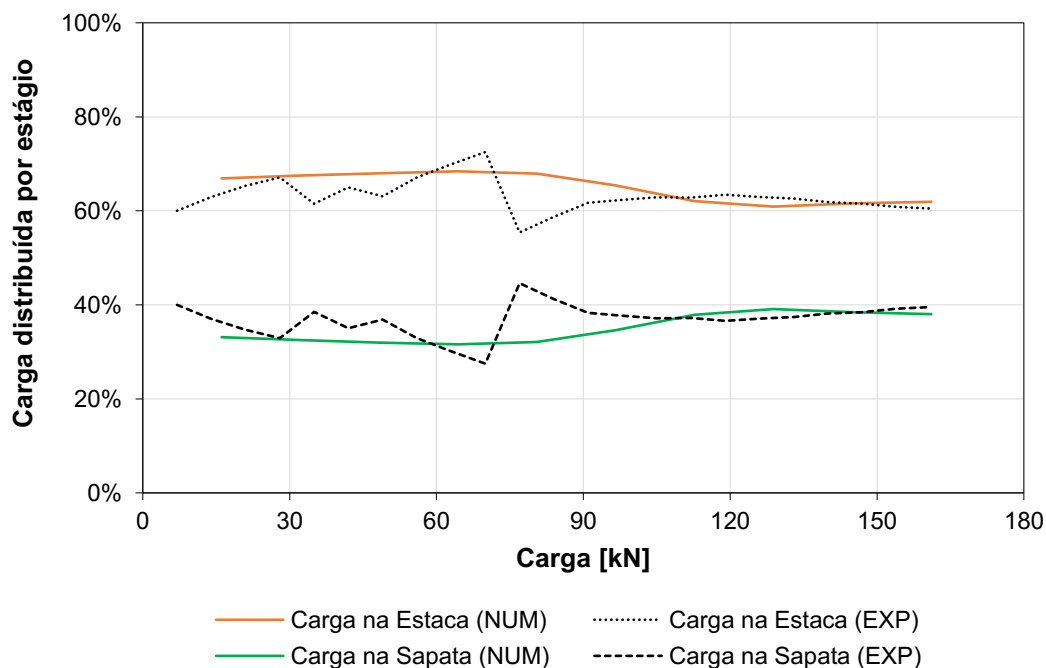
Figura 96. Curvas carga-recalque da sapata estacada e de seus elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição inundada.



Fonte: O autor.

Na condição natural de umidade, a distribuição de carga entre a estaca e a sapata demonstra que a estaca absorveu cerca de 65% da carga total aplicada, estabilizando em 60% ao fim da prova de carga de carga. O modelo numérico também acompanha a tendência medida experimentalmente. A sapata absorveu cerca de 35% da carga total no início do ensaio, alcançando o patamar de 40% ao final do ensaio, também acompanhada pelos resultados da simulação numérica (Figura 97).

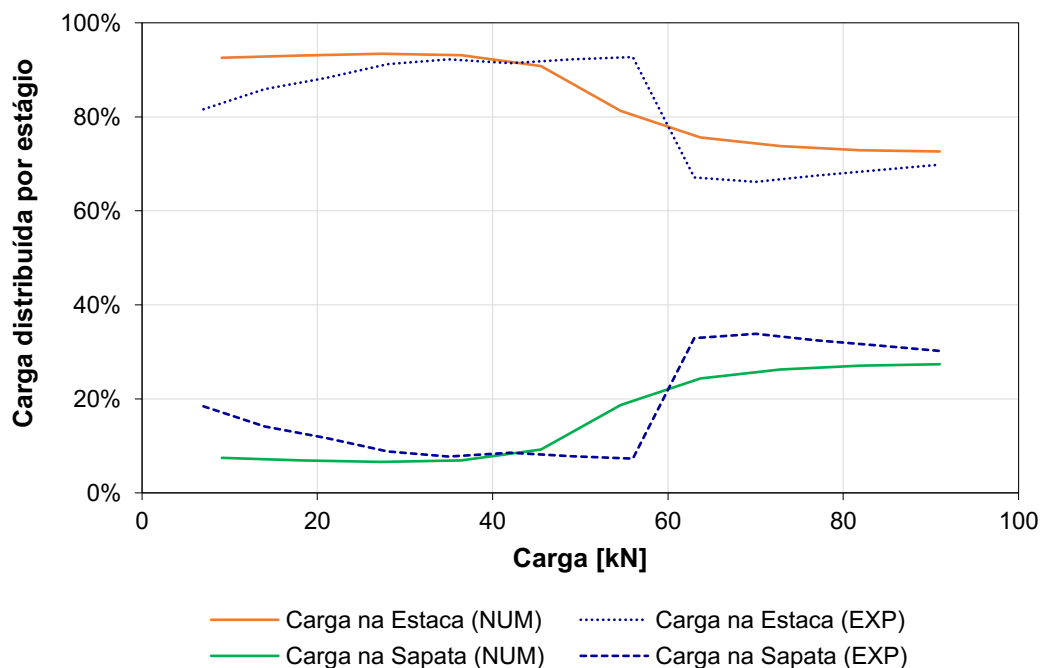
Figura 97. Distribuição de carga na sapata estaqueada entre a estaca e o radier elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição natural.



Fonte: O autor.

A distribuição de carga observada na condição inundada mostra que a estaca absorveu a maior parte da carga aplicada, cerca de 90% da carga total aplicada até o estágio de carregamento em que se inicia a ruptura da fundação (56 kN). Nesse estágio, a sapata absorve mais carga que a estaca, por se tornar mais rígida, embora para cargas maiores que 63 kN, a sapata manteve-se absorvendo cerca de 30% da carga total e a estaca 70% (Figura 97). O modelo numérico também acompanhou a tendência medida experimentalmente, validando a proposta empregado na sua construção, como técnicas de refinamento, escolha de parâmetros e representação das fundações via modelo axissimétrico.

Figura 98. Distribuição de carga na sapata estaqueada entre a estaca e o radier elementos, obtidas por prova de carga (EXP) e obtidas pelo modelo numérico (NUM) em condição inundada.



Fonte: O autor.

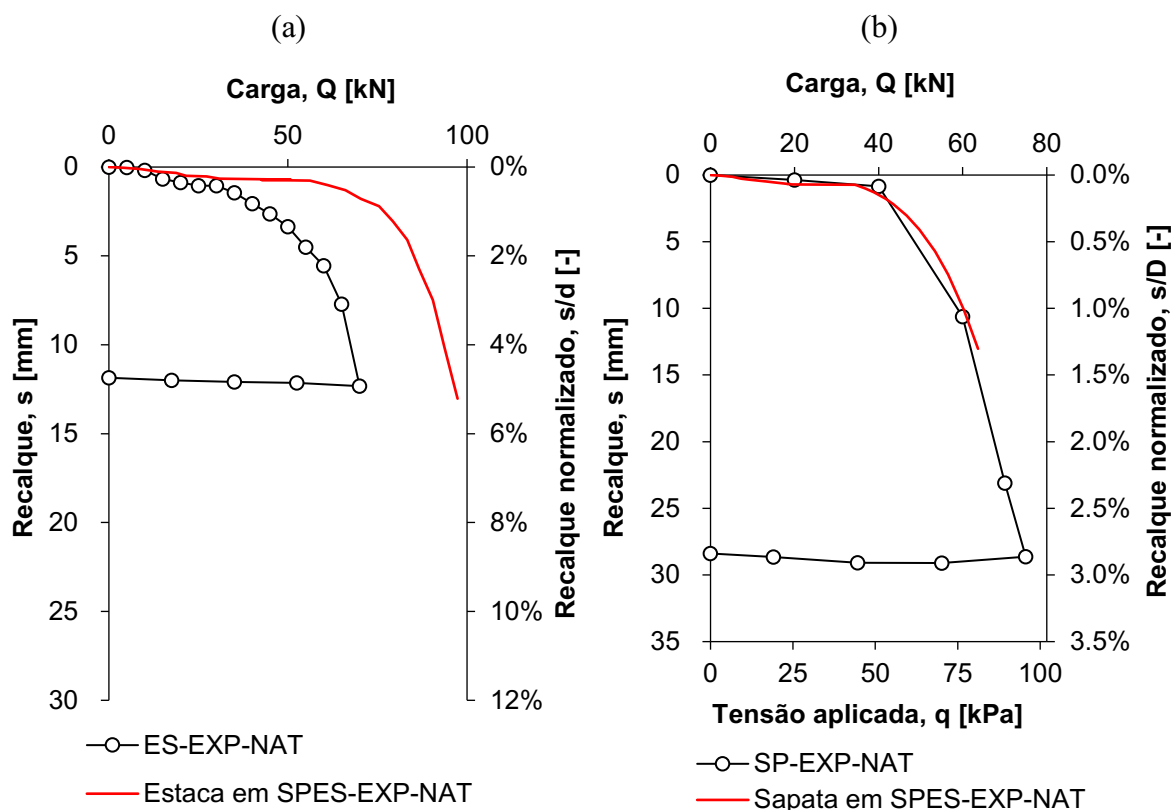
4.3 COMPORTAMENTO EM CAMPO DAS FUNDAÇÕES ISOLADAS

Avaliando-se a contribuição isolada de cada elemento da sapata estaqueada, identificou-se um ganho de 15% sobre a carga de ruptura da sapata e estaca isoladas somadas. Por meio da instrumentação em profundidade, discriminou-se a curva carga-recalque de cada elemento do sistema misto de fundação que, em seguida, foi comparada à curva exibida pelo respectivo elemento isolado (Figura 99a e b).

Como mostra a Figura 99a, em condição natural, nota-se que a estaca na sapata estaqueada obteve um ganho de capacidade de carga significativo. Para um recalque de 12 mm (4,8% d), o ganho medido é cerca de 38%, confirmando que a estaca atuando na fundação mista teve seu desempenho melhorado em relação à mesma atuando de forma isolada.

Para a sapata na condição natural, o comportamento da fundação isolada e da sapata na fundação mista apresentaram comportamento similares, observando-se a concordância ao longo do carregamento aplicado, mesmo com uma área líquida de contato menor que a fundação isolada, em razão da estaca (Figura 99a).

Figura 99. Curvas carga-recalque em condição natural das fundações isoladas e dos elementos da sapata estaqueada via resultados da instrumentação: (a) Estaca isolada vs. Estaca na sapata estaqueada; (b) Sapata isolada vs. Sapata na sapata estaqueada.



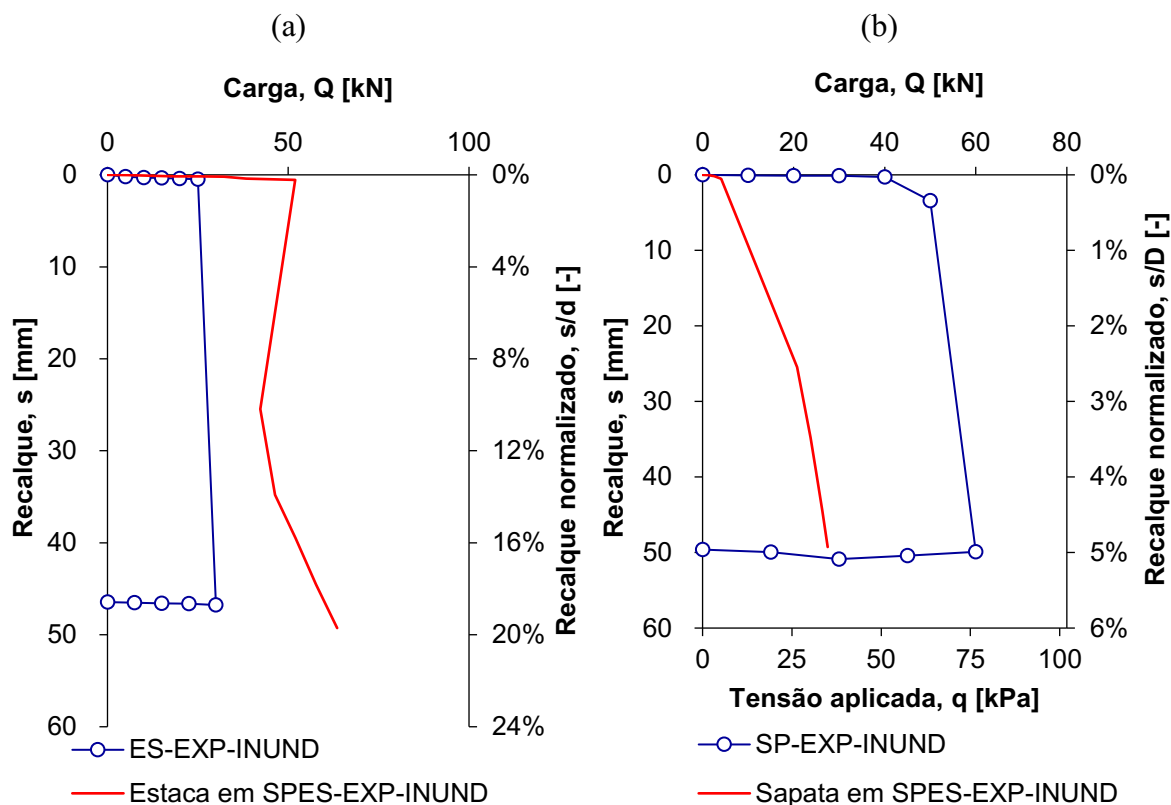
Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

Na condição de solo inundado, a estaca na sapata estaqueada também apresenta um aumento de capacidade de carga, tal como na condição de umidade natural. Para recalques acima de 1 mm, a diferença entre as cargas medidas é de cerca de 100%, confirmando que a estaca atuando na fundação mista teve seu desempenho melhorado em relação à mesma atuando de forma isolada (Figura 100a).

Para a sapata na condição inundada, nota-se que sua rigidez foi reduzida quando atuando na fundação mista. Embora a sapata isolada tenha sofrido uma pré-consolidação maior devida ao máximo deslocamento alcançado pelo ensaio SP-EXP-NAT de 25 mm, isso não impediu que sua rigidez e resistência fossem diminuídas (Figura 100a). De fato, o que explica tal redução de rigidez e resistência pode estar ligado ao colapso da estaca na fundação mista, visto que o solo deslocado ao redor do fuste da estaca promove o desconfinamento do solo imediatamente sob a sapata.

Figura 100. Curvas carga-recalque em condição inundada das fundações isoladas e dos elementos da sapata estaqueada via resultados da instrumentação: (a) Estaca isolada vs. Estaca na sapata estaqueada; (b) Sapata isolada vs. Sapata na sapata estaqueada.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

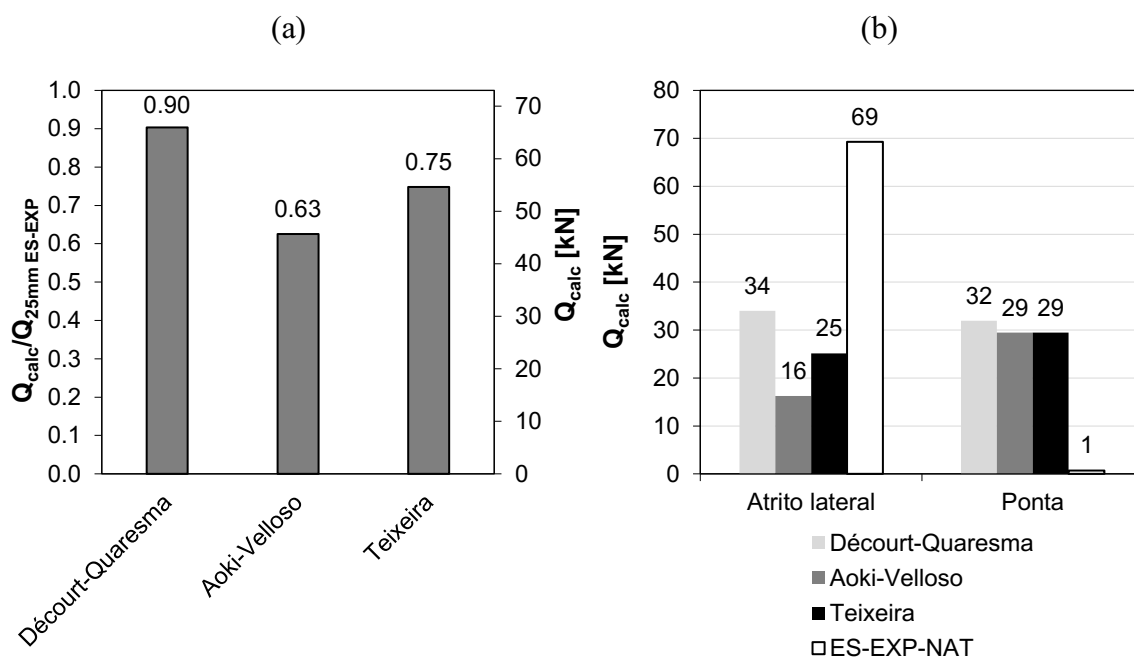
4.4 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

A estimativa da capacidade de carga por métodos semiempíricos ou teóricos se torna importante para confirmar a aplicação de metodologias consagradas na literatura geotécnica para fundações rasas e profundas na região de Uberlândia. Anteriormente a todas as provas de cargas, os valores de carga de ruptura das fundações rasas e profundas foram calculados via métodos semiempíricos.

4.4.1 Estaca Isolada

Com os resultados experimentais da prova de carga em umidade natural, além da instrumentação, foi possível compará-los com os valores da capacidade de carga das estacas determinados pelos métodos semiempíricos de Décourt-Quaresma (DQ), Aoki-Velloso (AV) e Teixeira (TX), demonstrados no item B.2 (Figura 101a e b).

Figura 101. Comparativo de Q_{calc} da estaca isolada em umidade natural por métodos semiempíricos: (a) capacidade de carga; (b) capacidade por atrito lateral e de ponta.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

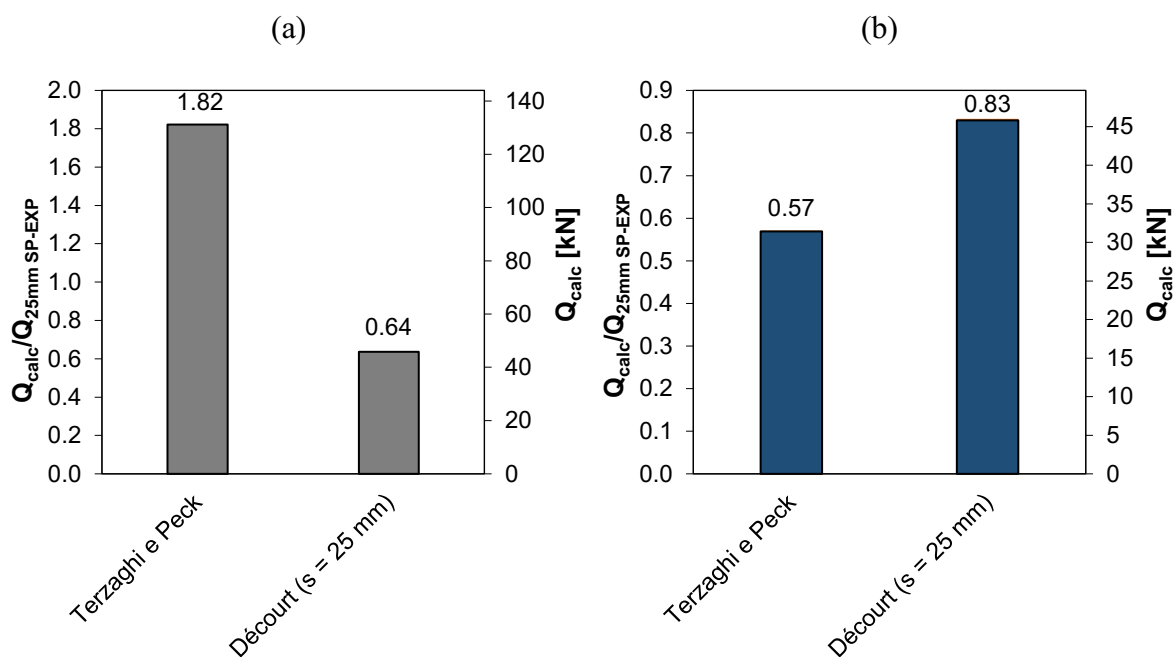
De acordo com a Figura 101a, o método Décourt-Quaresma é o que mais se aproxima do valor convencional para a carga de ruptura da estaca. Por outro lado, a Figura 101b demonstra que, ao se comparar as parcelas que compõem a resistência última, a resistência por atrito lateral medida na prova de carga (69 kN) foi cerca de 102% maior que o valor calculado pelo método Décourt-Quaresma, que se mostrou o mais próximo dentre os outros. Quanto à resistência de ponta, todos os 3 (três) métodos se mostraram distante do valor medido pela prova de carga.

4.4.2 Sapata Isolada

A tensão de ruptura calculada para a sapata (em kPa), aqui é discutida em termos de capacidade de carga (em kN). A tensão de ruptura da sapata foi determinada pelo método teórico de Terzaghi-Peck e pelo método semiempírico de Décourt para as condições de solo em umidade natural e inundado, com os parâmetros apresentados no item B.1.

Figura 102. Comparativo de Q_{calc} da sapata isolada por métodos semiempíricos:

(a) condição natural; (b) condição inundada.



Fonte: O autor.

Fonte: O autor.

Como mostra a Figura 102a, o método Terzaghi-Peck apresenta um valor de resistência última 82% superior ao medido experimentalmente para a sapata, ao passo que a proposta de Décourt representa apenas 64% da capacidade de carga obtida em campo. Na Figura 102b, aproveitando o valor calculado por Décourt para compará-lo com aquele dado por Terzaghi-Peck para a condição de solo (Tabela 19), os métodos se mostraram conservativos, com valores inferiores à carga de ruptura (Q_{ult}), cerca de 43% e 17%, para a condição inundada.

5 CONCLUSÃO

Nesta pesquisa avaliou-se o comportamento de uma sapata estaqueada e seus elementos isolados, assentes em solo tropical natural sob condições de umidade natural e em inundação prévia. Assim elencam-se as principais conclusões do trabalho:

1. Em condição de umidade natural, para um dado valor de recalque, a sapata estaqueada exibiu maior capacidade de suporte quando comparado à soma algébrica dos seus elementos isolados. Na condição inundada, a soma algébrica dos elementos isolados apresentou maior capacidade de carga comparado à sapata estaqueada, o que pode ser atribuído à perda de resistência por parte do solo subjacente à sapata quando inundado. Dessa forma, recomenda-se que os projetos geotécnicos prevejam formas de mitigar a colapsibilidade do solo em que o elemento superficial se apoia.
2. Ao comparar a capacidade de carga das estacas, isolada e da sapata estaqueada, verificou-se que para mesmo recalque de 25 mm ($0,10 d$), constatou-se que a capacidade de carga da estaca da sapata estaqueada é 30 % e 40% superior à da estaca isolada nas condições inundada e natural, respectivamente.
3. A transferência de carga obtida com a instrumentação das estacas, demonstrou que as tensões impostas pelo elemento superficial promovem um confinamento do solo subjacente à sapata e ao redor do topo da estaca, o que pode ter provocado o aumento da resistência por atrito lateral em relação à estaca isolada. Entretanto, a instrumentação também indicou que o mesmo elemento superficial promove uma redução no atrito lateral unitário de até $1,00 D$.
4. Foi comprovado que para níveis de recalque de até $0,05 d$ (12,5 mm), a estaca se comporta como estaca de atrito, confirmando as recomendações de dimensionamento quanto à desconsideração da resistência de ponta, à favor da segurança.
5. Os modelos numéricos construídos com a ferramenta computacional permitiram simular o comportamento das fundações e analisar os mecanismos de transferência e distribuição de carga, em diferentes condições de umidade, por meio de parâmetros obtidos no campo experimental e em laboratório. Os resultados numéricos se aproximaram da distribuição de carga medida experimentalmente na sapata estaqueada (SPES);

6. Foram obtidos parâmetros mecânicos do solo do município de Uberlândia-MG que auxiliarão no projeto de fundações mistas, profundas e rasas para construções de pequeno a médio porte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502 DE 09/1995 Rochas e solos**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirar de amostra deformadas e indeformadas - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 de 09/2019 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489 de 09/2019 - Solo - Prova de carga estática em fundação direta**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 de 10/2020 Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853 de 05/2020 - Solo - Ensaio de adensamento nidimensional**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR16903 de 09/2020 - Solo — Prova de carga estática em fundação profunda**. Rio de Janeiro: [s.n.].

ALBUQUERQUE, P. J. R. DE; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

ALBUQUERQUE, P. et al. Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas, em solo não saturado. A experiência do campo experimental da Unicamp – Campinas. **Geotecnia**, n. 108, p. 43–66, 21 nov. 2006, https://doi.org/10.14195/2184-8394_108_3.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Carga**

Instrumentadas em Profundidade. [s.l.] Universidade de São Paulo, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suciton) Using Filter Paper. Designation: D 5298-94, Annual Book of ASM Standards**, 1994, <https://doi.org/10.1520/D5298-16.2>.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.** Panamerican conference on soil mechanics and foundations engineering. **Anais...**Buenos Aires: 1975.

ARDIACA, D. H. Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures. **Plaxis Bulletin**, n. Spring, p. 12–15, 2009.

AUGUSTO RODRIGUES, R.; MONJE VILAR, O. Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água. **Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades**, v. 1, n. 6, p. 13–27, 10 nov. 2013, <https://doi.org/10.17271/23188472162013521>.

BRIAUD, J.-L. **Geotechnical Engineering.** Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2013, <https://doi.org/10.1002/9781118686195>.

BROWN, P. T.; WIESNER, T. J. The Behaviour of Uniformly Loaded Piled Strip Footings. **Soils and Foundations**, v. 15, n. 4, p. 13–21, dez. 1975, https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.4_13.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. DE. Behaviour of foundations and structures. 1977.

BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups. **Géotechnique**, v. 21, n. 1, p. 43–60, mar. 1971a, <https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.1.43>.

BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. The Problem of Pile Group–Pile Cap Interaction. **Géotechnique**, v. 21, n. 2, p. 135–142, jun. 1971b, <https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.2.135>.

CAPUTO, V. **Experimental evidence for the validation of load-settlement predictions.** 2003.

CHANDA, D.; SAHA, R.; HALDAR, S. **Experimental Investigation of Piled Raft**

Foundation Under Combined Vertical, Lateral and Moment Loads. Indian Geotechnical Conference. **Anais...**2018, https://doi.org/10.1007/978-981-15-6090-3_22.

CHANDA, D.; SAHA, R.; HALDAR, S. Behaviour of piled raft foundation in sand subjected to combined V-M-H loading. **Ocean Engineering**, v. 216, n. January, p. 107596, 2020, <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.107596>.

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

CHARLES, J. A.; SKINNER, H. D. Settlement and tilt of low-rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering**, v. 157, n. 2, p. 65–75, 2004, <https://doi.org/10.1680/geng.2004.157.2.65>.

CHIN, F. K. **Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure.** Proc. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering. **Anais...**Singapore: 1970.

CHIN, F. K. Pile Tests—Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 97, n. 6, p. 930–932, jun. 1971, <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001623>.

CHO, J. et al. The settlement behavior of piled raft in clay soils. **Ocean Engineering**, v. 53, p. 153–163, out. 2012, <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2012.06.003>.

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

CHOW, Y. K.; TEH, C. I. Pile-Cap-Pile-Group Interaction in Nonhomogeneous Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 11, p. 1655–1668, nov. 1991, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:11\(1655\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:11(1655)).

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H.; VILLAR, O. M. Pile load tests in collapsible soils: Conclusions and recommendations. **14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg)**, 1997.

CODEMIG/IGC-CPMTC-UFGM. **Projeto Triângulo Mineiro, folha Uberlândia SE.22-Z-B-VI escala 1:100.000.** Belo Horizonte: [s.n.].

COOKE, R. W. Piled raft foundations on stiff clays—a contribution to design philosophy. **Géotechnique**, v. 36, n. 2, p. 169–203, jun. 1986, <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.169>.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. [s.l.] Universidade de São Paulo, 1999.

DÉCOURT, L. Design and behaviour of tall buildings on T-pile foundations. 1995.

DÉCOURT, L. **Comportamento de uma estaca T submetida carregamentos elevados**. Anais 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...**São Paulo: 1996.

DÉCOURT, L. **Behavior of Foundations under Working Load Conditions**. Proceedings of the 11th American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Anais...**1999.

DÉCOURT, L. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: FALCONI, F. F. ET AL. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 2016. p. 802.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...**Rio de Janeiro: ABMS, 1978.

DOS ANJOS, G. J. M. **Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. [s.l: s.n.].

F.A. DE COCK. Sense and sensitivity of pile load-deformation behaviour. In: VAN IMPE, W. F.; VAN IMPE, P. O. (Eds.). **Deep Foundations on Bored and Auger Piles**. [s.l: s.n.].

FELLENIUS, B. H. **Basics of Foundation Design**. [s.l: s.n.].

FIORAVANTE, V.; GIRETTI, D.; JAMIOLKOWSKI, M. B. Physical modelling of piled raft. In: VAN IMPE, W. F.; VAN IMPE, P. O. (Eds.). **Deep Foundations on Bored and Auger Piles**. [s.l: s.n.].

FRASER, R. A.; WARDLE, L. J. Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. **Géotechnique**, v. 26, n. 4, p. 613–630, dez. 1976, <https://doi.org/10.1680/geot.1976.26.4.613>.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian**

Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 521–532, 1 ago. 1994, <https://doi.org/10.1139/t94-061>.

GARCIA, J. R. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. [s.l.] UNICAMP, 2015.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. DE. Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 16, n. 6, p. 1–22, 2019, <https://doi.org/10.1590/1679-78255565>.

GARCIA, J. R.; ROCHA DE ALBUQUERQUE, P. J. 3D Numerical Modeling applied to analysis of piled foundations. **Ingeniare. Revista chilena de ingeniería**, v. 26, n. 4, p. 663–672, dez. 2018, <https://doi.org/10.4067/S0718-33052018000400663>.

GOK, S.; TOGROL, E. **Essais de chargement sur les fondations mixtes radier-pieux**. International Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. **Anais...**Lisse: A. A. Balkema, 2001.

HOFFMANN, K. **An Introduction to Measurements using Strain Gauges**. Darmstadt: Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 1989.

HOOPER, J. Technical Note. the Effect of Flexural Cracking on Differential Raft Settlements. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 61, n. 3, p. 567–574, 1976, <https://doi.org/10.1680/iicep.1976.3407>.

HOOPER, J. A. Observations on the Behaviour of a Piled-Raft Foundation on London Clay. **Proc Inst Civ Eng (Lond)**, v. 55, n. Part 2, p. 855–877, 1973, <https://doi.org/10.1680/iicep.1973.4144>.

HOOPER, J. A.; WOOD, L. A. Comparative Behaviour of Raft and Piled Foundations. v. v, n. 1, p. 545–550, 1978.

HORMIGÓN, C. P. DEL. **EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural**. Madrid: Centro de Publicaciones, 2011.

IBGE. **Indicadores do município de Uberlândia**. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/mg/uberlandia/panorama>>. Acesso em: 27 abr. 2021.

IMAGENS, G. **Hotel Holiday Inn Napoli**. Disponível em: <<https://rb.gy/omr9k1>>.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to Collapse of Grain Structure**. In Sixth Regional Conference for Africa and Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...**1975.

KAKURAI, M.; YAMASHITA, K.; TOMONO, M. Settlement Behavior of Piled Raft Foundation on Soft Ground. **Takenaka Technical Research Report**, n. 38, p. 191–198, 1987.

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, <https://doi.org/10.1680/daorf.27657.0013>. p. 323–391.

KATZENBACH, R.; CHOUDHURY, D. **ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline**. Darmstadt: [s.n.].

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. **Anais...**2001.

KOIZUMI, Y.; ITO, K. Field Tests with Regard to Pile Driving and Bearing Capacity of Piled Foundations. **Soils and Foundations**, v. 7, n. 3, p. 30–53, 1967, https://doi.org/10.3208/sandf1960.7.3_30.

KONDNER, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 89, n. 1, p. 115–143, fev. 1963, <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000479>.

KUWABARA, F. An Elastic Analysis for Piled Raft Foundations in a Homogeneous Soil. **Soils and Foundations**, v. 29, n. 1, p. 82–92, mar. 1989, <https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.82>.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. 1ª Edição ed. Piracicaba: Departamento de Física e Metrologia, 1995.

LOVE, J. P. Use of settlement reducing piles to support a raft structure. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 156, n. 4, p. 177–181, out. 2003, <https://doi.org/10.1680/geng.2003.156.4.177>.

MANDOLINI, A.; VIGGIANI, C. Settlement Predictions for Piled Foundations from Loading Tests on Single Piles. **Predictive Soil Mechanics**, 1992,

<https://doi.org/https://10.1680/psm.19164.0030>.

MAPS, G. **Quartel de cavalaria Hyde Park**. Disponível em: <<https://rb.gy/pvu94t>>.

MENDONÇA, A. V.; PAIVA, J. B. An elastostatic FEM/BEM analysis of vertically loaded raft and piled raft foundation. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, v. 27, n. 9, p. 919–933, out. 2003, [https://doi.org/10.1016/S0955-7997\(03\)00061-4](https://doi.org/10.1016/S0955-7997(03)00061-4).

MENDONÇA, A. V.; DE PAIVA, J. B. Boundary Element Method for the static analysis of raft foundations on piles. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, v. 24, n. 3, p. 237–247, 2000, [https://doi.org/10.1016/S0955-7997\(00\)00002-3](https://doi.org/10.1016/S0955-7997(00)00002-3).

MOKHBERI, M.; RAFIEEIAN, S. A. The piled-raft behavior installed in unsaturated collapsible soils. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 12, n. 2, p. 49, 10 jan. 2019, <https://doi.org/10.1007/s12517-018-4177-z>.

O'NEILL, M. W.; REESE, L. C. **Behavior of Axially Loaded Shafts in Beaumont Clay, Part Four Design Inferences and Conclusions**. [s.l: s.n.].

O'NEILL, M. W.; REESE, L. C. **Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods**. Washington, D.C.: [s.n.].

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

OTTAVIANI, M. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. **Geotechnique**, v. 25, n. 2, p. 159–174, 1975, <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.159>.

PARK, D.-G.; CHOI, K.-J.; LEE, J.-H. **Analysis of Piled Raft Interaction in Sand with Centrifuge Test**. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. **Anais...**2013.

POULOS, H. . Methods of analysis of piled raft foundations. **International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, n. July, p. 46, 2001a.

POULOS, H. G. Piled raft foundations: design and applications. **Géotechnique**, v. 51, n. 2, p.

95–113, mar. 2001b, <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.2.95>.

POULOS, H. G. **Piled Raft and Compensated Piled Raft Foundations for Soft Soil Sites**. Advances in Designing and Testing Deep Foundations. **Anais...**Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 31 jan. 2005, [https://doi.org/10.1061/40772\(170\)2](https://doi.org/10.1061/40772(170)2).

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: Willey, 1974.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Canada: [s.n.].

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts**. International conference on soil mechanics and foundation engineering. **Anais...**1994.

REUL, O.; RANDOLPH, M. F. Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 1, p. 1–13, jan. 2004, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:1\(1\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(1)).

RUSSO, G.; VIGGIANI, C.; DE SANCTIS, L. Piles as settlement reducers: A case history. **Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference - Proceedings of a Three Day Conference on Advances in Geotechnical Engineering, organised by the Institution of Civil Engineers**, p. 1143–1154, 2004.

SANTOS, H. G. et al. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília: Embrapa, 2018.

SINAPI. **Radier, piso e laje de concreto sobre solo**. [s.l.: s.n.].

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

TAN, Y. C.; CHOW, C. M.; GUE, S. S. **Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay**. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment. **Anais...**2005, <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-656-9-2045>.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e Execução de Fundações**. Anais 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...**São Paulo: 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In:

HACHICH, W. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996. p. 227–264.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1963.

TOMONO, M.; KAKURAI, M.; YAMASHITA, K. Analysis of Settlement Behavior of Piled Raft Foundations. **Takenaka Technical Research Report**, n. 37, p. 115–125, 1987.

TSUHA, C. D. H. C. **Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata**. [s.l.] Universidade de São Paulo, 2003.

VAN DER VEEN, C. **The Bearing Capacity of Pile**. Proc. 3rd ICSMFE. **Anais...**Zurich: 1953.

VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892–898, set. 1980, <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. [s.l.] McGraw-Hill, 1977.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: **Introductory Geotechnical Engineering**. Abingdon, UK: Taylor & Francis, 1975, https://doi.org/10.4324/9780203403525_chapter_12. p. 352–386.

VESIC, A. S. **Design of pile foundations: National Cooperative Highway Research Program, Synthesis Highway Practice Report No. 42**,. [s.l.: s.n.].

VIANNA, A. P. F.; CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Influence of footing size and matric suction on the behavior of shallow foundations in collapsible soil. **Soils and Rocks**, v. 30, n. 3, p. 127–137, 2007.

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Piles and Pile foundations**. [s.l.] CRC Press, 2012.

WHITAKER, T. Experiments with Model Piles in Groups. **Géotechnique**, v. 7, n. 4, p. 147–167, dez. 1957, <https://doi.org/10.1680/geot.1957.7.4.147>.

ZHANG, H. H.; SMALL, J. C. Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. **Computers and Geotechnics**, v. 26, n. 1, p. 1–21, 2000, [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(99\)00029-4](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(99)00029-4).

ZHANG, Q.-Q.; ZHANG, Z.-M.; LI, S.-C. Investigation into Skin Friction of Bored Pile Including Influence of Soil Strength at Pile Base. **Marine Georesources & Geotechnology**, v. 31, n. 1, p. 1–16, jan. 2013, <https://doi.org/10.1080/1064119X.2011.626506>.

APÊNDICE A – Verificação Estrutural

São apresentados as verificações e dimensionamento estrutural dos elementos estudados, bem como das estacas de reação.

A.1 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS ESTACAS

Segundo a NBR 6122:2019, a estaca dispensa armadura caso a tensão de compressão simples seja inferior a 5,0 MPa. Verificou-se que o esforço solicitante para que a armadura fosse necessária foi de:

$$N_s = \sigma \cdot A$$

$$N_s = 5,0\text{MPa} \cdot \frac{\pi \cdot (0,25\text{m})^2}{4} \cdot 1000 = 245,44\text{kN}$$

O esforço solicitante característico na estaca tomado como $\gamma_f = 1,4 \times 74,87 \text{ kN} = 104,82 \text{ kN}$ não excedeu o valor de N_s logo, a estaca de ensaio foi verificada à compressão e armada com as especificações mínimas.

A armadura mínima resultou em:

$$A_{s,min} = 0,40\% \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 0,004 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{cm})^2}{4} = 1,97\text{cm}^2$$

Na armadura longitudinal foram adotadas 4 barras de $\phi = 8,0 \text{ mm}$, para a composição de um estribo retangular.

A NBR 6122:2019, também recomenda o emprego de uma armadura de comprimento mínimo de 2,0 m, para as estacas com as condições dadas anteriormente. No entanto, visando utilizar a armadura da estaca para o posicionamento do segmento de barra instrumentado na ponta, ambas as estacas teste foram armadas em todo o seu comprimento.

A armadura transversal foi calculada conforme a NBR 6118:2014 baseada em pilares, sendo adotado o valor de 150 mm como espaçamento dos estribos e diâmetro $\phi_t = 5,0 \text{ mm}$ (Figura 59).

Quanto à verificação da resistência do concreto à compressão, tem-se:

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$\gamma_c = 3,1$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 8,06MPa$$

$$f_{cd} \cdot A \geq S_k \cdot \gamma_f$$

$$8060 \cdot \frac{\pi \cdot 0,25^2}{4} = 395kN > 1,4 \cdot 74,87 = 104,82kN \text{ (ok)}$$

A.2 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA SAPATA

Para efeitos do dimensionamento estrutural, a sapata estudada na pesquisa foi verificada como bloco flexível, seguindo o que especifica a NBR 6118:2014 para estruturas de concreto armado. O elemento foi verificado quanto à flexão, à compressão simples e à punção.

Atentando-se para algumas disposições construtivas, a NBR 6118 estabelece que, dada a classe de agressividade ambiental, suposta como II, os elementos de fundação necessitam possuir um cobrimento nominal (c_{nom}) de 30 mm. Lembrando que, o cobrimento nominal é o cobrimento mínimo (c_{min}) acrescido da tolerância de execução (Δc) = 10 mm.

A altura adotada para o dimensionamento foi de 20 cm. Assim, a altura útil da seção resultou em 17 cm = 20 cm - 3 cm.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,85 MPa$$

$$\sigma_{cd} = 0,85f_{cd} = 0,85 \cdot 17,85 = 15,17MPa$$

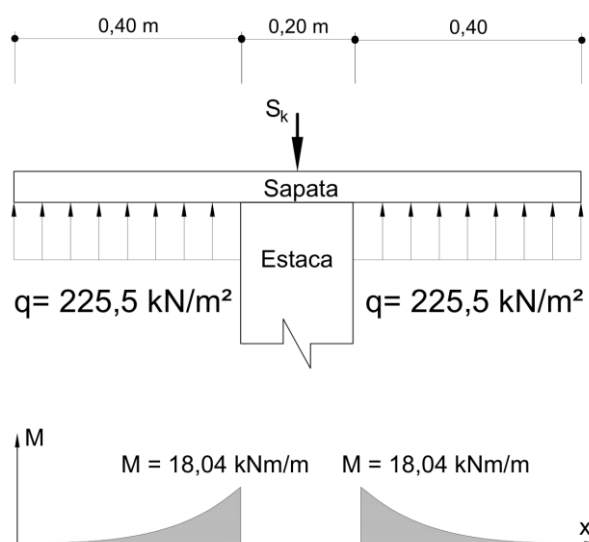
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8MPa$$

Prevendo-se que a sapata seja levada a um recalque 50 mm, tomou-se o valor do esforço solicitante sobre a sapata, estimado em 126,50 kN, como valor característico, adotando-se um $\gamma_f = 1,4$, o esforço solicitante de cálculo $S_k = 126,5 \times 1,4 = 177,10$ kN.

Para o cálculo dos esforços internos, adotou-se o modelo estrutural de uma viga engastada no centro a uma distância de 10 cm do eixo da estaca (descontado o cobrimento do concreto) e uma carga de cálculo distribuída uniformemente de 225,5 kN/m² (177,10 kN/ área da sapata), esforço devido à reação do solo. Logo, o momento de cálculo vale:

$$M_d = \frac{ql^2}{2} = \frac{225,5 \cdot 0,4^2}{2} = 18,04 \text{ kNm/m}$$

Figura 103. Diagrama de momento fletor.



Fonte: O autor.

Dimensionando-se à flexão simples:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{1804}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,517} = 0,041 < \mu_{lim} = 0,2952 \text{ (para } f_{ck} < 35 \text{ MPa)}$$

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0525 \text{ (para } f_{ck} < 35 \text{ MPa) (profundidade da linha neutra = } x/d)$$

$$A_s = 0,8\xi \frac{bd\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,8 \times 0,1085 \times \frac{100 \times 17 \times 1,517}{43,47} = 2,49 \text{ cm}^2$$

Supondo barras de 6,3 mm de diâmetro, o espaçamento da armadura foi adotado em 8 cm, com 12 barras, nas 2 (duas) direções).

Tendo em vista a verificação de punção e esmagamento do concreto no topo da estaca, adotou-se o esforço de serviço total da sapata para um recalque de 50 mm.

$$F_{Sd} = \gamma_f \cdot F_{Sk} = 1,4 \cdot 126,5 = 177,1 \text{ kN (força concentrada de cálculo)}$$

Verificação junto à primeira superfície crítica, da estaca:

$$u_0 = \pi \cdot d_{estaca} = \pi \cdot 25\text{cm} = 78,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{Sd0} = \frac{F_{Sd}}{u_0 d} = \frac{177,1}{78,5 \cdot 17} = 0,132\text{kN/cm}^2 \text{ ou } 1,32 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,85\text{MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot 17,85 = 4,34\text{MPa}$$

Como τ_{Sd0} resultou menor que τ_{Rd2} , ficou assegurada a compressão da diagonal de concreto junto ao pilar.

A.3 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA DE REAÇÃO

A armadura longitudinal mínima dada pela NBR 6122:2019:

$$A_{s,min} = 0,40\% \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 0,004 \cdot \frac{\pi \cdot (40\text{cm})^2}{4} = 5,02\text{cm}^2$$

A área da seção útil do tirante, dada na Tabela 9, atendeu à armadura longitudinal mínima requerida.

Quanto ao concreto, este não contribui estruturalmente à tração, sendo assim o concreto atuará por tensões de aderência junto à face do tirante. Portanto, a estaca de reação foi verificada quanto aos esforços solicitantes de tração durante o ensaio.

APÊNDICE B – Métodos semiempíricos

São apresentados os métodos semiempíricos e teóricos para estimativa da capacidade de carga da sapata e estaca e os parâmetros usados em cada metodologia.

B.1 SAPATA

A sapata teve sua capacidade de carga calculada com a solução semiempírica de Décourt (1999) e pelo método teórico de Terzaghi e Peck (1963) com a contribuição de Vesic (1975).

O diâmetro da sapata adotado foi igual a 1,00 m.

Iniciando-se pela proposta dada por Décourt (1999), tem-se para o recalque de 25 mm:

$$\log\left(\frac{q}{100}\right) = 0,426 \left(1 + \log\left(\frac{0,025}{B_{eq}}\right)\right)$$

$$q = 58 \text{ kPa}$$

$$Q_{ult} = 46 \text{ kN}$$

Por Terzaghi e Peck (1963), a determinação da capacidade de carga da sapata é demonstrada na Tabela 19:

Tabela 19. Capacidade de carga da sapata (D = 1,00 m) por Terzaghi e Peck (1963).

$\phi' = \text{atan}\left[\left(\frac{2}{3}\right)\tan\phi'\right]$	N_c	S_c	N_γ	S_γ	Condição	$c' = \left(\frac{2}{3}\right)c'$	Equação	q_u (kPa)
21°	15,81	1,45	6,19	0,60	Natural	$c' = 6 \text{ kPa}$	Eq. 2.4	167
21°	15,81	1,45	6,19	0,60	Inundado	$c' = 1 \text{ kPa}$		40

Parâmetros:
 $u_{wae} = 6 \text{ kPa}$; $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$; $B = 1 \text{ m}$; $\gamma_{corr} = \gamma_{sub} = (19 - 9,81) = 9,19 \text{ kN/m}^3$.

B.2 ESTACAS TESTE

Os elementos de fundação profunda, as estacas, foram dimensionados a partir de métodos semiempíricos. Para fins de dimensionamento geotécnico, definiu-se o comprimento de 4 metros de comprimento e 25 cm de diâmetro para se proceder ao cálculo da carga de ruptura por cada uma das propostas apresentadas no item 2.11.2 (Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22).

Tabela 20. Capacidade de carga da estaca ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Décourt-Quaresma.

U (m) = $0,25\pi$; A_p (m ²) = 0.049		Atrito lateral				Ponta			Capacidade carga	
Caracterização	Comp. da camada L (m)	β	\bar{N}_{SPT}	Q_{lat} camada (kN)	Q_{lat} acum. (kN)	α	C	\bar{N}_p ponta	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)
Areia argilo-siltosa	3	0,65	1,67	24	24	-	-	-	-	-
Areia argilosa	1	0,65	1	10	34	0,60	250	4,33	32	66

Tabela 21. Capacidade de carga ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Aoki-Velloso.

U (m) = $0,25\pi$; A_p (m ²) = 0.049		Atrito lateral				Ponta			Capacidade de carga		
Caracterização	Comp. da camada L (m)	α	\bar{N}_{SPT}	F_2	Q_{lat} camada (kN)	Q_{lat} acum. (kN)	k	F_1	N_p	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)
Areia argilo-siltosa	3	2,80 %	1,67	6	9	9	-	3	-	-	-
Areia argilosa	1	2,80 %	3	6	7	16	0,60	3	3	30	46

Tabela 22. Capacidade de carga ($L = 4,00$ m; $d = 0,25$ m) por Teixeira.

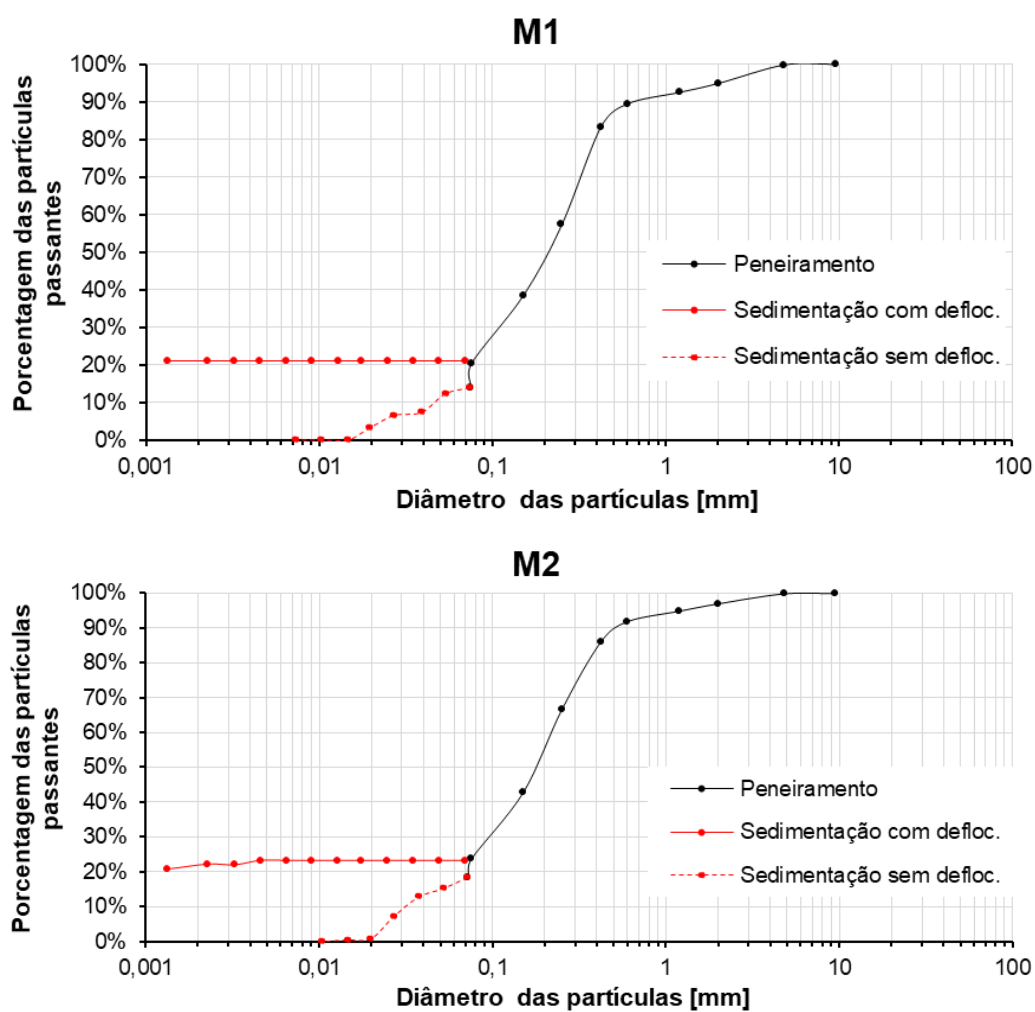
U (m) = $0,25\pi$; A_p (m ²) = 0.049		Atrito lateral				Ponta			Capacidade de carga
Caracterização	Comp. da camada L (m)	β (kPa)	\bar{N}_{SPT}	Q_{lat} camada (kN)	Q_{lat} acum. (kN)	α	N_p	Q_P (kN)	Q_{ult} (kN)
Areia argilo-siltosa	3	4	1,67	-	-	200	-	-	-
Areia argilosa	1	4	3	25	25	220	3	30	55

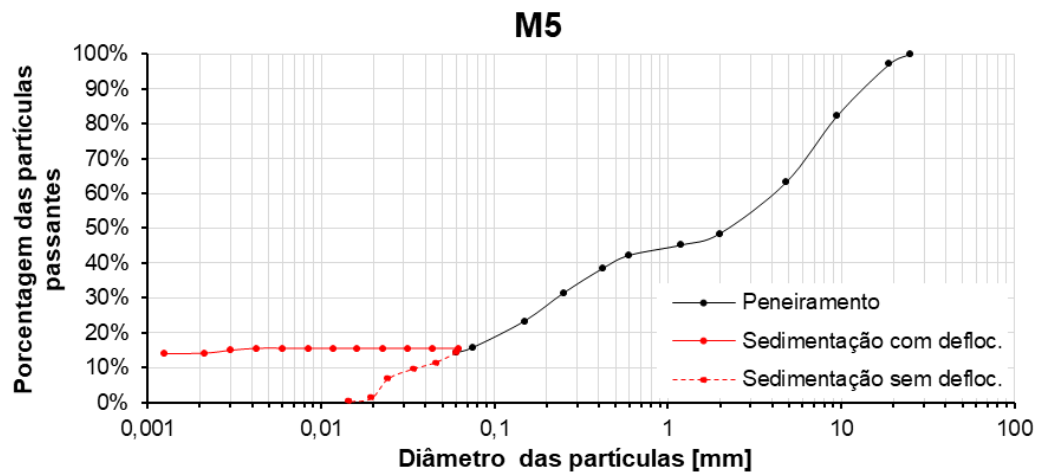
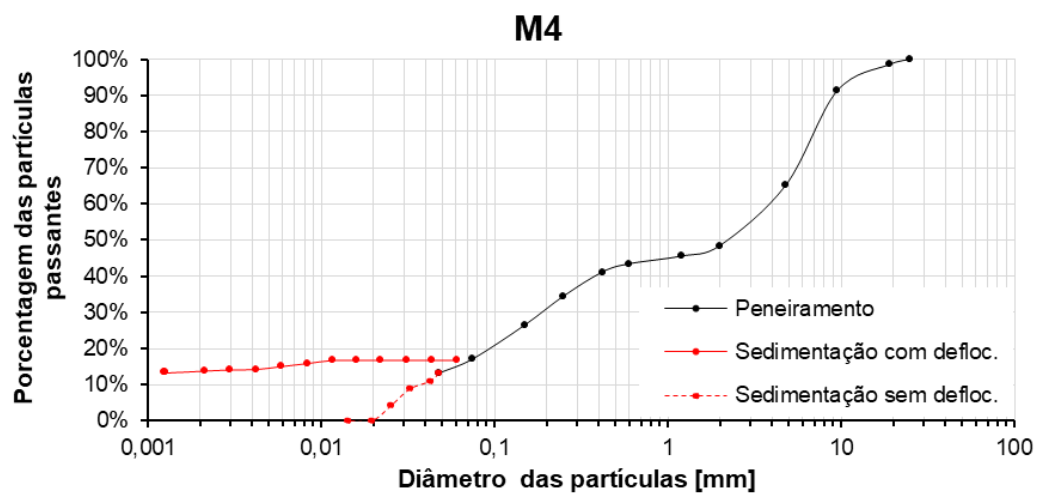
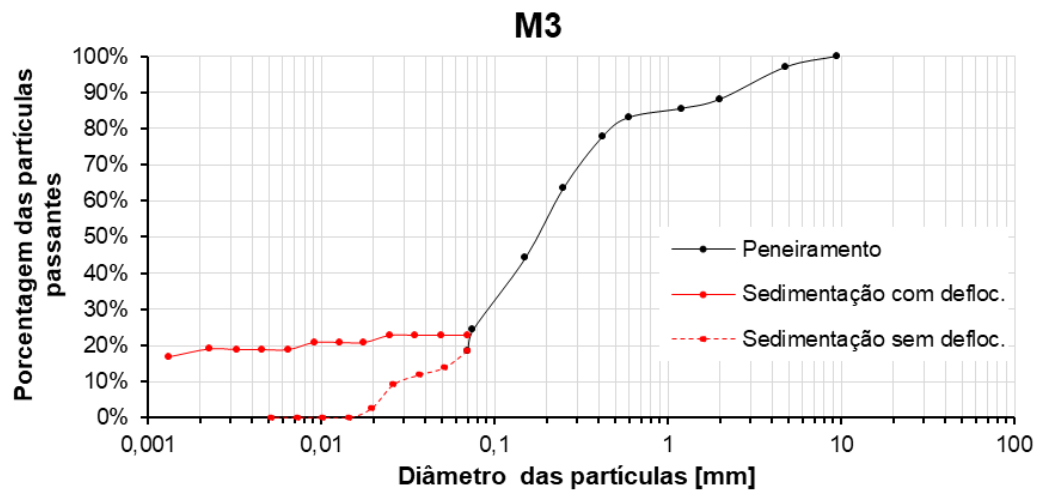
APÊNDICE C – Caracterização

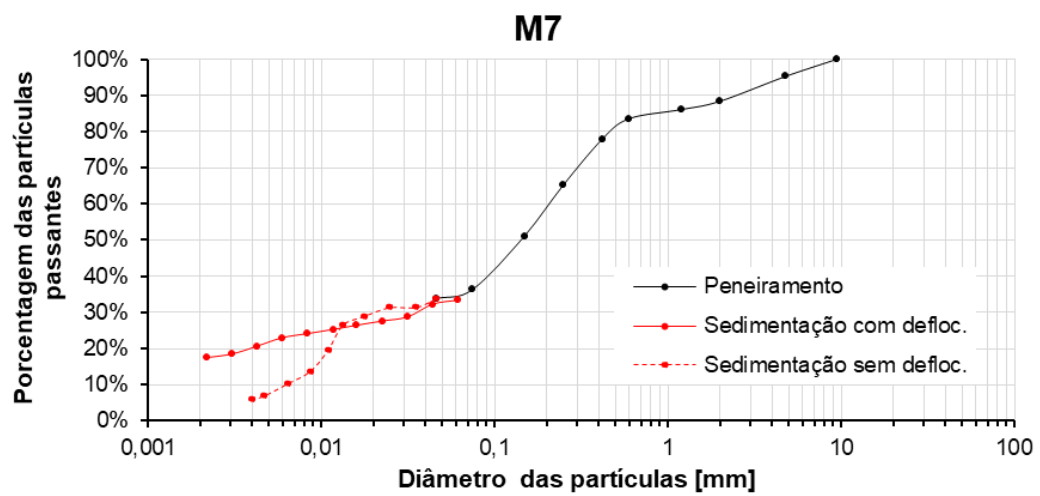
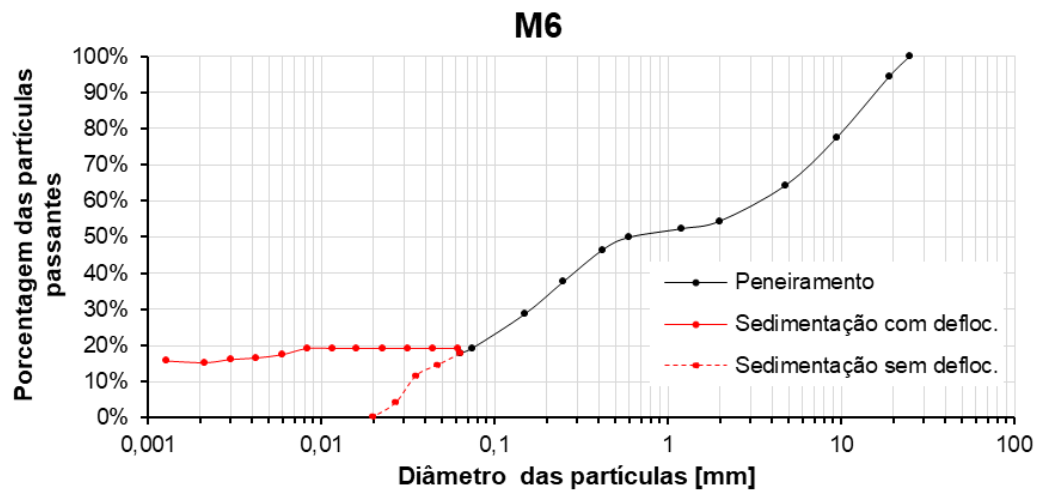
São apresentados os resultados dos ensaios caracterização, dentre eles: granulometria conjunta (com e sem o uso de defloculante) e limite de liquidez.

C.1 GRANULOMETRIA

Figura 104. Curvas granulométricas com sedimentação para as 7 primeiras camadas de solo.



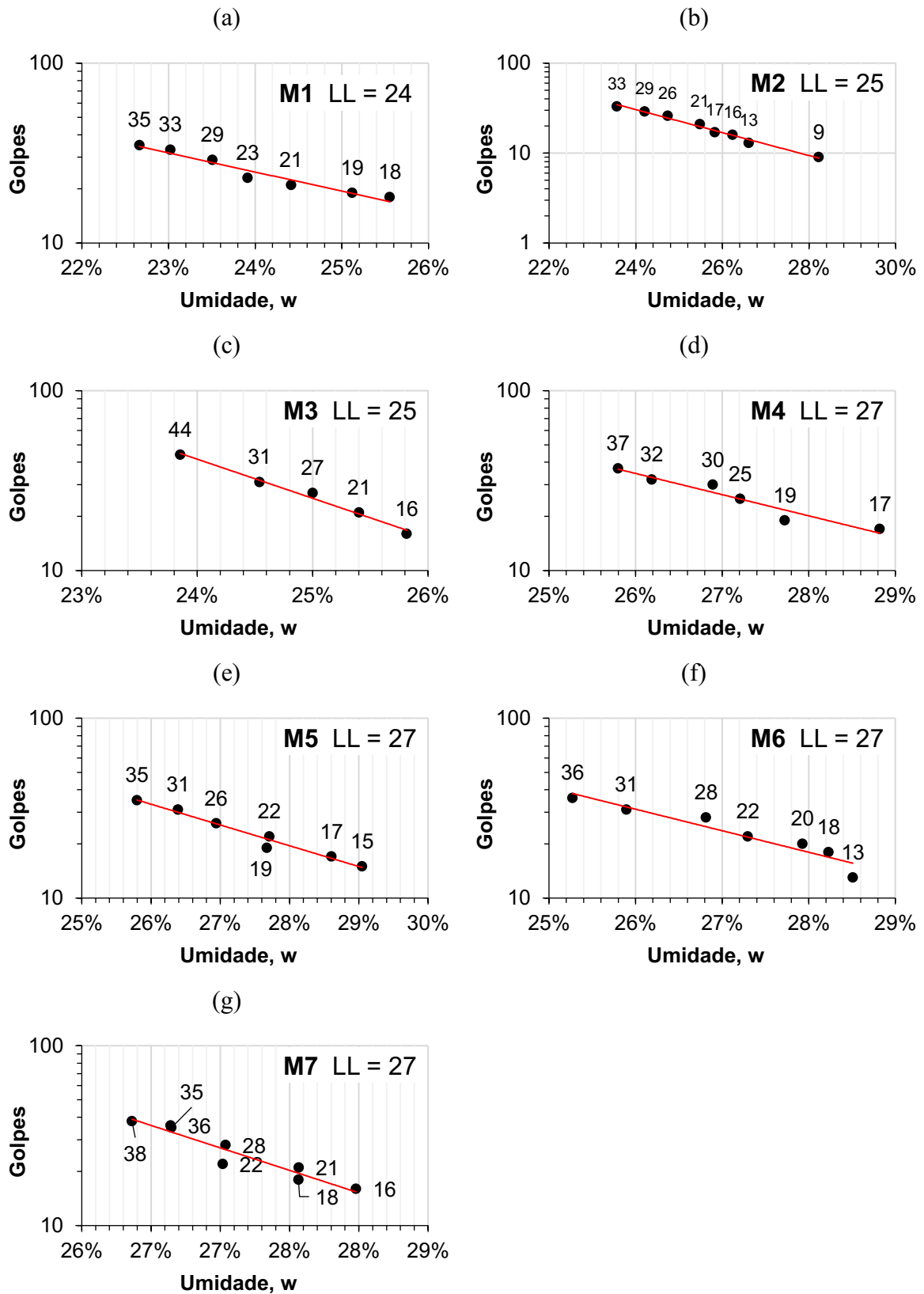




Fonte: O autor.

C.2 LIMITE DE LIQUIDEZ

Figura 105. Limites de liquidez para os primeiros 7 metros de solo do campo experimental.



Fonte: O autor.