

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO EFEITO DA
COMPENSAÇÃO NO COMPORTAMENTO DE UMA FUNDAÇÃO DE
UM EDIFÍCIO ALTO**

ALEONES JOSÉ DA CRUZ JUNIOR

**ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO Ph.D.
COORIENTADOR: MAURÍCIO MARTINES SALES D.Sc.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-209/2025**

BRASÍLIA/DF: OUTUBRO / 2025

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO EFEITO DA COMPENSAÇÃO NO
COMPORTAMENTO DE UMA FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO ALTO**

ALEONES JOSÉ DA CRUZ JUNIOR

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

PROF. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)
ORIENTADOR

PROF. MAURÍCIO MARTINES SALES, D.Sc. (UFG)
COORDINADOR

PROF. GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, Ph.D. (UnB)
EXAMINADOR INTERNO

PROF. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE, D.Sc. (UNICAMP)
EXAMINADOR EXTERNO

PROF. JOSÉ ANTONIO SCHIAVON, D.Sc. (ITA)
EXAMINADOR EXTERNO

DATA: BRASÍLIA/DF, 03 DE OUTUBRO DE 2025.

FICHA CATALOGRÁFICA

CRUZ JUNIOR, ALEONES JOSÉ DA

Estudo experimental e numérico do efeito da compensação no comportamento de uma fundação de um edifício alto [Distrito Federal] 2025.

xxi, 347p., 297x210mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2025).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Radier estaqueado

2. Instrumentação geotécnica

3. Efeitos da escavação

4. Modelagem numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CRUZ JUNIOR, A. J. (2025). Estudo experimental e numérico do efeito da compensação no comportamento de uma fundação de um edifício alto. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-209/2025, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF. 347 p.

CESSÃO DE DIREITOS

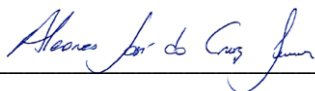
NOME DO AUTOR: Aleones José da Cruz Junior

TÍTULO DA TESE: Estudo experimental e numérico do efeito da compensação no comportamento de uma fundação de um edifício alto.

GRAU: Doutor

ANO: 2025

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Aleones José da Cruz Junior

Aleones.junior@ifgoiano.edu.br

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Francisca&Marcus e Aleones&Lúcia, que foram meus apoiadores, e
entusiastas incondicionais da minha jornada;
Aos meus irmãos Carlos Eduardo, Débora e, em especial, ao meu irmão Daniel M. da Cruz,
pelo apoio e suporte em discussões técnicas e parceiro em incontáveis pesquisas;
À minha amada esposa, Vanusa, que sempre esteve comigo nos momentos bons e ruins,
sendo minha amiga, companheira e conselheira;
Aos meus filhos, Helena e Augusto Aleones, por serem a razão do meu viver.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por ter me dado a força necessária para perseverar.

Ao meu orientador, Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, por todo o apoio, orientação, confiança, respeito e paciência a mim desprendidos ao longo do desenvolvimento desta pesquisa. ¡Gracias por guiarme a lo largo de todos estos años!

Ao meu coorientador, Prof. Maurício Martines Sales, pela orientação desde épocas remotas de iniciação científica, trabalho de conclusão de curso, mestrado até esta tese de doutorado. Certo que sua conduta profissional e sabedoria são padrões que desejo seguir.

Ao amigo e companheiro de doutorado, Prof. Dr. Heitor Cardoso Bernardes, que partilhou comigo inúmeras horas destinadas à confecção, instalação e monitoramento dos instrumentos.

A todos os Professores da UnB, em especial aos professores Márcio Muniz, Gregório Araújo, André Assis, Michéle Dal Toé, Manoel Porfírio, por todo o conhecimento adquirido durante o curso de doutorado.

Ao IF Goiano Campus Trindade por incentivar a qualificação docente, também pelo apoio no uso das instalações e equipamentos do Laboratório de Solos para execução de ensaios de caracterização física, fabricação e calibração dos sensores de imersão, antes e em tempos de pandemia. Em especial aos técnicos Douglas Sousa e Edinalva Veloso, e aos alunos de iniciação científica Ana Araújo, Gabriella Machado e Nicolly Goulart.

A UFG, na pessoa do Prof. Renato R. Angelim e do Eng. Rômulo R. Machado pelo auxílio na execução dos ensaios pressiométricos.

Ao Grupo Palme, em especial ao Eng. Fernando Palmerston, pelo apoio financeiro destinado à implementação da instrumentação. Aos engenheiros Pedro Alessis e Paulo Henrique, por darem o suporte necessário na obra, o que foi essencial para o andamento da tese.

Ao Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil (LABITECC-UFG), em especial aos técnicos Antônio Carlos, Vitor Augusto e Walter Bonfim, pela ajuda com os ensaios em corpos de prova de concreto.

À SETE Engenharia pelo auxílio na coleta de blocos de amostras indeformadas. À DM Consultoria e projetos de Engenharia pelo auxílio na execução das provas de carga. À Engeo pelo auxílio na execução do RNP e acompanhamento de execução de estacas.

À FURNAS Centrais Elétricas S. A. pelo apoio na realização dos ensaios de caracterização mecânica.

Aos engenheiros projetistas (Daniel C. Dias, Frederico O. Dias, Renato S. Cortopassi e Walid J. Esper) pela disponibilidade em fornecer informações sempre que solicitados.

E, em especial, à minha família, que sempre esteve ao meu lado me fazendo acreditar que era possível. À minha amada esposa, pela cumplicidade, pelo apoio e pelo amor ao longo dessa jornada. Aos meus amados filhos, Helena e Augusto, por terem dividido sua primeira infância com esse meu desafio pessoal.

RESUMO

Esta tese investiga o efeito da compensação no comportamento de fundações em radier estaqueado em solos residuais do Centro-Oeste brasileiro, a partir do estudo de caso de um edifício de 55 pavimentos e 172,4 m de altura. Compensação refere-se ao equilíbrio entre o alívio de tensões causado pela escavação e o acréscimo de tensões induzido pela construção. A pesquisa combina caracterização geotécnica, monitoramento por instrumentação e modelagem numérica 2D e 3D para compreender as alterações no comportamento carga-recalque decorrentes dessas variações de tensões no solo provocadas pela escavação dos subsolos e pela execução do radier. O programa experimental incluiu ensaios de laboratório para caracterização física e mecânica em amostras de diferentes profundidades, além de ensaios de campo que evidenciaram a heterogeneidade do maciço. Foram identificados perfis distintos de solo sob o radier, variando de silte de alta plasticidade a areia siltosa, o que influenciou diretamente os parâmetros geotécnicos adotados nos modelos. A instrumentação envolveu a fabricação, calibração e instalação de 120 sensores para monitorar cargas nos pilares, tensões no radier e cargas nas estacas, permitindo o acompanhamento durante toda a construção do edifício. A análise dos dados confirmou o fenômeno de compensação, com identificação do ponto de equilíbrio aos 677 dias após o início da construção, quando a carga aplicada atingiu 219,6 MN, cerca de 68% da carga total ao final do monitoramento. Esse ponto marcou a transição do comportamento de recompressão para compressão, com redução de rigidez do sistema em aproximadamente 20 vezes. A instrumentação também revelou tensões elevadas no contato radier-solo e cargas de tração no topo das estacas no início do monitoramento, evidenciando a expansão do solo pela descompressão causada pela escavação. O modelo 2D definiu um ajuste com redução progressiva dos parâmetros de deformabilidade, apresentando boa convergência com os recalques medidos. O modelo 3D capturou as interações tridimensionais entre o radier, as estacas e o solo, permitindo analisar a evolução dos volumes e da forma da bacia de recalques ao longo das etapas. A abordagem combinada revelou-se eficaz para compreender o fenômeno de compensação em fundações profundas, desde que considerado o histórico de tensões e um modelo constitutivo capaz de representar as mudanças de rigidez. As conclusões reforçam a importância da integração entre estudos experimentais, modelagens numéricas e definição do modelo geotécnico para aprimorar o projeto e a previsão de desempenho de fundações em solos residuais.

Palavras chave: Fundações compensadas; Instrumentação geotécnica; Modelagem numérica; Solos residuais tropicais.

ABSTRACT

This thesis investigates the effect of compensation on the behavior of piled raft foundations in residual soils of the Central-West region of Brazil, based on a case study of a 55-story building, 172.4 m high. Compensation refers to the balance between stress relief caused by excavation and stress increase induced by construction. The study combines geotechnical characterization, full-scale field instrumentation, and 2D and 3D numerical modeling to understand variations in the load–settlement behavior resulting from changes in soil stress conditions produced by basement excavation and raft construction. The experimental program included laboratory tests for physical and mechanical characterization of samples from different depths, as well as in-situ tests that highlighted the heterogeneity of the soil mass. Distinct subsoil profiles were identified beneath the raft, ranging from high-plasticity silt to silty sand, which directly influenced the geotechnical parameters adopted in the numerical models. The instrumentation program involved the design, calibration, and installation of 120 sensors to monitor column loads, raft contact stresses, and pile loads, allowing continuous monitoring throughout the construction stages. Analysis of the experimental data confirmed the compensation phenomenon, identifying the equilibrium point 677 days after the start of construction, when the applied load reached 219.6 MN, approximately 68 % of the total load at the end of monitoring. This point marked the transition from recompression to compression behavior, with a reduction in system stiffness by about 20 times. The instrumentation also revealed high contact stresses at the raft–soil interface and tensile loads at the pile heads during the early monitoring stages, indicating soil expansion due to stress relief caused by excavation. The 2D model established a progressive reduction in stiffness parameters and showed good agreement with the measured settlements. The 3D model captured the tridimensional interactions among the raft, piles, and surrounding soil, enabling analysis of settlement volumes and the evolution of the asymmetrical settlement basin throughout the construction stages. The combined 2D–3D modeling approach proved effective in representing the compensation phenomenon in deep foundations, provided that the stress history is properly considered and the constitutive model accounts for stiffness degradation. The results highlight the importance of integrating experimental observations, numerical modeling, and geotechnical characterization to improve design reliability and long-term performance assessment of piled raft foundations in tropical residual soils.

Keywords: Compensated foundations; Geotechnical instrumentation; Numerical modeling; Tropical residual soils.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE FIGURAS	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xxvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA.....	2
1.2 HIPÓTESE	2
1.3 OBJETIVO GERAL.....	2
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 RADIER ESTAQUEADO	4
2.1.1 Histórico, conceitos e concepções de projeto.....	5
2.1.2 Ensaio em escala real no Brasil	8
2.2 FUNDAÇÕES COMPENSADAS	10
2.2.1 Princípios fundamentais de uma fundação compensada	10
2.2.2 Principais trabalhos com abordagem de fundações compensadas	13
2.3 INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES	19
2.3.1 Conceitos gerais, vantagens e aplicabilidade de instrumentação de fundações	20
2.3.2 Métodos de interpretação, cuidados e dimensionamentos de instrumentos.....	23
2.3.2.1 Métodos de interpretação de estacas instrumentadas.....	23
2.3.2.2 Obtenção e tratamento de deformações acessórias	26
2.3.2.3 Considerações importantes sobre instrumentação com células de tensão total ...	33
2.3.3 Instrumentação aplicada ao monitoramento de obras	35
2.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE RADIER ESTAQUEADO	43
2.4.1 Conceitos gerais e classificações.....	43
2.4.2 Principais trabalhos em métodos numéricos	45
2.4.2.1 Análises analíticas simplificadas.....	45

2.4.2.2 Metodologias híbridas	47
2.4.2.3 Análises numéricas pelo MEC	51
2.4.2.4 Análises numéricas 3D-MEF	54
2.4.3 Modelos Constitutivos.....	60
2.4.3.1 Modelo Elástico Linear (EL).....	62
2.4.3.2 Modelo Mohr-Coulomb (MC)	62
2.4.3.3 Modelo Hardening Soil (HSM).....	64
3. METODOLOGIA	69
3.1 DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DO ESTUDO DE CASO	69
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	74
3.2.1 Investigações de campo.....	74
3.2.1.1 Sondagens à Percussão (SPT) e Sondagem Mista (SM)	74
3.2.1.2 informações sobre o perfil Geológico.	79
3.2.1.3 Ensaio Pressiométrico (PMT)	81
3.2.2 Ensaio de Laboratório	84
3.2.2.1 Características das amostras de solos coletadas.....	84
3.2.2.2 Ensaio de caracterização física dos solos	87
3.2.2.3 Ensaio de caracterização mecânica dos solos	89
3.2.2.4 Ensaio com concreto das estacas e pilares.....	100
3.2.3 Definição do Perfil Geotécnico	102
3.3 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTRUTURAL.....	103
3.3.1 Instrumentação utilizada para monitoramento das cargas e tensões	103
3.3.1.1 Sensores de Imersão (SI).....	104
3.3.1.2 Células de Tensão Total (CTT).....	107
3.3.2 Execução de provas de carga estática instrumentadas	111
3.3.3 Monitoramento da instrumentação de tensão e deformação	121
3.3.3.1 Instalação da instrumentação na obra.....	121

3.3.3.2 Tratamento e análise dos dados da instrumentação	128
3.3.4 Determinação das cargas atuantes previstas em projeto	131
3.3.5 Medições de recalques da obra.....	132
3.4 MODELAGEM NUMÉRICA.....	140
3.4.1 Obtenção e ajuste de parâmetros a partir dos ensaios de laboratório.....	140
3.4.1.1 Ajuste de parâmetros a partir dos resultados de ensaios de compressão triaxial	142
3.4.1.2 Ajuste de parâmetros a partir dos resultados de adensamento unidimensional .	146
3.4.2 Ajuste, calibração e validação de parâmetros com resultados de provas de carga estática instrumentadas.....	148
3.4.3 Definição do modelo numérico 3D	159
3.4.3.1 Características gerais e geométricas do modelo.....	159
3.4.3.2 Características dos tipos elementos finitos utilizados	161
3.4.3.3 Definição da capacidade de carga das estacas	163
3.4.3.4 Estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos	165
3.4.3.5 Diretrizes básicas para desenvolvimento das simulações 3D	168
3.4.4 Fluxograma metodológico das simulações numéricas	169
4. RESULTADOS.....	171
4.1 COMPORTAMENTO DE COMPENSAÇÃO DA FUNDAÇÃO	171
4.1.1 Definição dos volumes de recalques	174
4.1.2 Identificação do ponto de equilíbrio de compensação	176
4.1.3 Definição das etapas de análise para comportamento antes e depois da compensação	180
4.1.3.1 Determinação das cargas nos pilares para cada etapa de análise	183
4.1.3.2 Determinação das cargas nas estacas para cada etapa de análise.....	185
4.1.3.3 Determinação das tensões no contato radier-solo para cada etapa de análise....	188
4.1.3.4 Determinação dos recalques para cada etapa de análise	189
4.2 ALÍVIO DE CARGAS DEVIDAS À ESCAVAÇÃO EM DATAS INICIAIS.	191
4.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM 2D	198

4.3.1	Definição de geometria, sequência executiva e pontos de análise	199
4.3.2	Resultados das análises numéricas 2D utilizando os parâmetros iniciais obtidos pelas retroanálises de PCEs	204
4.3.3	Aspectos conceituais da compensação na análise numérica	206
4.3.4	Ajustes de parâmetros de deformabilidade nas análises numéricas 2D	210
4.3.5	Análise dos resultados da análise numérica 2D	212
4.4	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM 3D	218
4.4.1	Resultados com parâmetros iniciais validados pelas PCEs.....	220
4.4.2	Resultados com parâmetros de deformabilidade ajustados pelas simulações 2D .	224
4.4.3	Resultados com parâmetros de deformabilidade ajustados na análise numérica 3D	231
4.4.4	Análise e discussão dos resultados das modelagens 3D	240
5.	CONCLUSÕES	246
5.1	Identificação do fenômeno da compensação.....	246
5.2	Comportamento experimental de fundações compensadas.....	247
5.3	Modelagem numérica e representação da compensação	247
	Simulações numéricas em 2D	248
	Simulações numéricas em 3D	249
5.4	Avaliação integrada do estudo da compensação	250
5.5	Sugestões para pesquisa futuras	251
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	253
	APÊNDICE A - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NAS ESTACAS	268
	APÊNDICE B - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NOS PILARES	273
	APÊNDICE C - DEFORMAÇÕES REGISTRADAS PELAS CTTS	278
	APÊNDICE D - ACRÉSCIMO DE CARGAS PREVISTAS	280
	APÊNDICE E - ORIENTAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS BASEADOS NA INSTRUMENTAÇÃO DE EDIFÍCIOS	287

APÊNDICE F - AVISOS SOBRE A COLETA E A INTERPRETAÇÃO DOS DADOS	289
APÊNDICE G – MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES DE RECALQUES	290
APÊNDICE H – SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O CÁLCULO DE RECALQUES DEVIDOS À MUDANÇA DE RIGIDEZ ASSOCIADA AO ADENSAMENTO	305
ANEXO A – SONDA GENS SPT E MISTA	312

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Análise dos estágios para um radier estaqueado compensado (modificado de Sales et al., 2010).....	12
Tabela 2.2. Parâmetros de entrada utilizados nos cálculos do modelo B3.....	30
Tabela 2.3. Casos históricos de radiers estaqueados instrumentados de edifícios altos (modificado de Phung, 2016).....	39
Tabela 3.1. Tensões geostáticas iniciais e peso total acumulado de solo escavado.....	74
Tabela 3.2. Distribuição das amostras deformadas.....	85
Tabela 3.3. Resultados dos ensaios de análise granulométrica sem e com defloculante e dos limites de liquidez e limite de plasticidade.....	87
Tabela 3.4. Classificação das amostras deformadas de solo e valores do peso específico dos sólidos.....	89
Tabela 3.5. Ensaios de caracterização mecânica e condições de execução.....	90
Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	92
Tabela 3.7. Características dos corpos de prova dos ensaios de adensamento unidimensional.....	93
Tabela 3.8. Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional.....	94
Tabela 3.9. Resultados dos ensaios de compressão triaxial CD.....	99
Tabela 3.10. Resultados dos ensaios de modulo de elasticidade e resistência do concreto dos pilares.....	100
Tabela 3.11. Resultados dos ensaios de modulo de elasticidade e resistência do concreto das estacas.....	101
Tabela 3.12. Cargas e recalques previstos nos pilares durante a etapa de projeto.....	132
Tabela 3.13. Recalques medidos nos pilares.....	138
Tabela 3.14. Distorção angular e recalques diferenciais nos pilares na Etapa 24.....	139
Tabela 3.15. Parâmetros do HSM utilizados nas simulações numéricas dos ensaios triaxiais.....	142
Tabela 3.16. Parâmetros do HSM ajustados nas simulações numéricas dos ensaios de adensamento unidimensional.....	146
Tabela 3.17. Parâmetros ajustados a partir de PCE-01 para o Perfil A.....	152
Tabela 3.18. Parâmetros ajustados a partir de PCE-03 para o Perfil B.....	152
Tabela 3.19. Resistências limites adotadas para as estacas de fundação no modelo 3D.....	165

Tabela 3.20. Características das malhas e resultados das diferenças percentuais (em relação à Malha V) para os deslocamentos verticais e cargas nas estacas.	166
Tabela 4.1. Volume de recalque para cada uma das etapas de monitoramento	176
Tabela 4.2. Etapas definidas para estudo do comportamento da compensação.	181
Tabela 4.3. Cargas nos pilares determinadas pela instrumentação.	184
Tabela 4.4. Cargas medidas próximo ao topo das estacas instrumentadas.	187
Tabela 4.5. Cargas medidas em posição mais profunda nas estacas instrumentadas.....	188
Tabela 4.6. Tensões no contato radier-solo determinadas pela instrumentação.	189
Tabela 4.7. Recalques determinados para cada etapa de análise.....	190
Tabela 4.8. Fases implementadas nas simulações numéricas FEAA 2D.	202
Tabela 4.9. Resumo dos resultados experimentais considerados para os pontos de análise definidos para a simulação numérica 2D FEAA.	203
Tabela 4.10. Resultados da simulação 2D FEAA com parâmetros iniciais validados pelas PCEs.	204
Tabela 4.11. Ajuste complementar de parâmetros na modelagem 2D para o Perfil A.	211
Tabela 4.12. Ajuste complementar de parâmetros na modelagem 2D para o Perfil B.	211
Tabela 4.13. Resultados da simulação 2D FEAA obtidos com parâmetros finais ajustados.	213
Tabela 4.14. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros iniciais e percentuais em relação aos recalques medidos.	221
Tabela 4.15. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros ajustados a partir da simulação 2D FEAA e percentuais em relação aos recalques medidos.	225
Tabela 4.16. Cargas calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados da simulação 2D FEAA próximo ao topo das estacas instrumentadas.	228
Tabela 4.17. Tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados na simulação 2D FEAA e percentuais em relação aos dados experimentais.	231
Tabela 4.18. Parâmetros de deformabilidade finais definidos na simulação numérica 3D no Perfil A.	232
Tabela 4.19. Parâmetros de deformabilidade finais definidos na simulação numérica 3D no perfil B.....	232
Tabela 4.20. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros finais ajustados e percentuais em relação aos recalques medidos.	234
Tabela 4.21. Cargas calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados finais.	237

Tabela 4.22. Tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D com ajuste final de parâmetros deformabilidade e percentuais em relação aos dados experimentais. 238

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Sistema de fundação em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2017).....	5
Figura 2.2. Curvas carga-recalque esperadas para diferentes abordagens de projeto em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001a).....	7
Figura 2.3. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo para diferentes níveis de carga (modificado de Garcia & Albuquerque, 2019).....	10
Figura 2.4. Parcelas de recalque (a) e cargas (b) nas estacas (modificado de Sales et al., 2010).	12
Figura 2.5. Desenvolvimento dos recalques na construção (modificado de Tang & Zhao, 2015).	13
Figura 2.6. Emersão aparente de um grupo de estacas de ponta no lago de Texcoco no Mexico (modificado de Rebolledo, 2010).....	18
Figura 2.7. Programa de monitoramento de radier estaqueado (modificado de Katzenbach et al., 2017).....	22
Figura 2.8. Tipos de deformação ao longo do tempo para elementos de concreto simples submetidos a um carregamento constante (modificado de Neville, 1997).	26
Figura 2.9. Cargas estimadas nas estacas e suportadas pelo contato radier-solo, a partir dos elementos instrumentados (modificado de Hooper, 1973).....	36
Figura 2.10. Cargas monitoradas em diferentes estacas da fundação, ao longo do tempo (modificado de Cooke et al.,1981).....	37
Figura 2.11. Carga monitorada na estaca (a) e tensões medidas no contato radier-solo (b) (modificado de Price & Wardle, 1986)	38
Figura 2.12. Estimativas de parcela de carga transmitida pelas estacas e pelo radier, para as três edificações instrumentadas (a), (b) e (c) (modificado de Tang et al., 2014).....	39
Figura 2.13. Instrumentação de fundação para o edifício <i>Westendstrasse 1</i> , fundação em planta (esquerda) e Seção A-A (direita), (modificado de Franke et al., 2000).	40
Figura 2.14. Representação do radier estaqueado pela metodologia híbrida de Clancy & Randolph (modificado de Clancy & Randolph, 1993).....	48
Figura 2.15. Resultado da simulação numérica pelo GARP e GARP7 de uma prova de carga em um radier sobre 1 estaca (modificado de Sales et al., 2005)	49
Figura 2.16. Comparação entre resultados previstos e medidos da parcela de carga absorvida pelas estacas para ensaios em escala reduzida 1g de um radier sobre 5 (a) e sobre 9 estacas (b) (modificado de Bernardes et al., 2019)	51

Figura 2.17. Valores percentuais da razão entre a tensão calculada em cada elemento e a tensão média no contato radier-solo (modificada de Kuwabara, 1989).	53
Figura 2.18. Parcela de carga absorvida pelo estaqueamento e pelo radier, para análises não linear e linear elástica, realizadas pela ferramenta numérica de Basile (2015) (modificada de Basile, 2015).	54
Figura 2.19. Modelagem de proposta por Ottaviani: (a) esquema elementos finitos; (b) Corte; e (c) planta (modificada de Ottaviani, 1975).	55
Figura 2.20. Isocurvas de deslocamento ao redor da ponta da estaca carregada (1) e não carregada (2), para a condição de estaca e solo perfeitamente conectados (a) e com a possibilidade de ocorrência de escorregamento na interface estaca-solo (b) (modificado de Trochanis et al., 1991).	55
Figura 2.21. Coeficiente de radier estaqueado - α_{PR} (carga absorvida pelas estacas / carga total aplicada) em relação ao nível de instalação do radier para diferentes tipos de edifícios e espessura do radier (modificado de Watcharasawe et al., 2015).	57
Figura 2.22. Influência da superestrutura na distorção angular do radier estaqueado: (a) Pórtico estrutural considerado para 1 pavimento; (b) relação entre rigidez do radier e distorção angular obtida (modificada de Sheil & McCabe, 2015).	58
Figura 2.23. Modelagem axissimétrica proposta por Rebolledo et al. (2019b): a) Distribuição de um grupo infinito de inclusões dispostas em grade, e b) modelo axissimétrico representando a área de influência ou célula dentro da grade (modificado de (REBOLLEDO et al., 2019a).	59
Figura 2.24. Modelo de Mohr Coulomb: (a) critério de ruptura; e (b) função de escoamento no espaço de tensões principais ($c = 0$).	63
Figura 2.25. Relação de tensão-deformação hiperbólica em carregamento primário para um teste triaxial drenado padrão (modificado de Schanz et al., 1999).	65
Figura 2.26. Superfícies de escoamento com endurecimento por cisalhamento e de endurecimento por compressão no HSM (modificado de Yong, 2016).	66
Figura 2.27. HSM: a) curva de deformação resultante para um ensaio triaxial com inclusão de limite de dilatância, e b) ilustração da superfície de escoamento dupla no espaço das tensões principais com coesão igual a 0. (modificado de Schanz et al., 1999).	67
Figura 3.1. Localização da obra (Fonte: adaptado <i>Google Maps</i>).	69
Figura 3.2. Evolução da construção (retângulo em azul) do Edifício SKF: a) maio de 2019, e b) janeiro de 2022 (Fonte: <i>Google Earth</i>).	70
Figura 3.3. Estruturas de contenções da obra SKF: a) detalhe dos níveis do terreno e diâmetro das estacas de contenção, e b) imagem aérea em novembro de 2019.	71

Figura 3.4. Planta baixa da solução de fundação adotada no edifício SKF.	72
Figura 3.5. Corte AA' com profundidades das fundações e níveis de execução e escavação.	73
Figura 3.6. Precipitação acumulada mensal em Goiânia ao longo do tempo para as campanhas de sondagem SPT executadas (Fonte: <i>adaptado</i> do Instituto Nacional de Meteorologia).	75
Figura 3.7. Planta de locação dos furos de sondagem e traçado de seções geotécnicas.	76
Figura 3.8. Seção geotécnica adotado a partir das análises das sondagens SPT – Seção A. ...	76
Figura 3.9. Seção geotécnica adotado a partir das análises das sondagens SPT – Seção B.	77
Figura 3.10. Seção geotécnica adotado a partir das análises das sondagens SPT – Seção C. ...	77
Figura 3.11. Tipos de solo percebidos em campo: a) matriz silto argilosa; e b) matriz silto arenosa.	78
Figura 3.12. Estimativa de divisão dos solos em planta da base do radier pela seção B.	79
Figura 3.13. Mapa geológico de Goiânia (Fonte: <i>adaptado</i> do Serviço Geológico Brasileiro).	80
Figura 3.14. Ensaio PMT: (a) vista geral do equipamento; (b) execução do ensaio PMT com coleta de amostras durante a execução do furo, e (c) execução do ensaio na região de borda do radier estaqueado.	81
Figura 3.15. Resultados dos ensaios PMT: (a) módulo pressiométrico de Ménard (MPa), e (b) pressão limite (kPa).	82
Figura 3.16. Valores de $E_{m\acute{a}x}$ calculados a partir dos ensaios PMT usando a extensão hiperbólica.	83
Figura 3.17. Planta de locação dos pontos de coletas de amostras de solo no radier.	84
Figura 3.18. Blocos de amostras indeformadas (AI): (a) AI-1; (b) AI-2; (c) AI-3; (d) AI-4; (e) AI-5.	85
Figura 3.19. Amostras indeformadas: (a) moldagem, e (b) acondicionamento para transporte	86
Figura 3.20. Amostras indeformadas: (a) acamamentos e veios de quartzo, e (b) dificuldades na moldagem de corpos de prova.	86
Figura 3.21. Resultados amostras 1 a 3 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.	88
Figura 3.22. Resultados amostras 4 a 6 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.	88
Figura 3.23. Resultados amostras 7 a 9 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.	89

Figura 3.24. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-1 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal...	90
Figura 3.25. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-1 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição natural: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal...	91
Figura 3.26. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-3 - Solo MH silte de alta plasticidade roxo – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.....	91
Figura 3.27. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-4 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal...	91
Figura 3.28. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-4 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição natural: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal...	92
Figura 3.29. Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional: a) Nas amostras SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) Nas amostras MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).	93
Figura 3.30. Gráfico de tensão vertical versus deformação axial para os ensaios adensamento unidimensional: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).....	95
Figura 3.31. Gráficos do módulo oedométrico normalizado em função da tensão axial normalizada: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).....	95
Figura 3.32. Gráficos do módulo oedométrico descarregamento / recarregamento normalizado em função da tensão axial normalizada: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).	96
Figura 3.33. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-2, solo SM, na condição saturada: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.	97
Figura 3.34. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-3, solo MH, na condição natural: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.	98

Figura 3.35. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-5, solo MH, na condição saturada: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.	99
Figura 3.36. Ensaio em corpos de prova de concreto: (a) ensaio de modulo de elasticidade secante; (b) corpos de prova após a ruptura à compressão.	101
Figura 3.37. Perfil geotécnico definido.	102
Figura 3.38. Sensores de imersão: (a) 110 peças adquiridas para confecção dos sensores, (b) Extensômetros utilizados, e (c) primeiro lote de extensômetros colados.	104
Figura 3.39. Configurações de montagem da ponte de <i>Wheatstone</i> (modificado de Cruz Junior, 2016).	105
Figura 3.40. Confecção dos sensores de imersão: (a) montagem do circuito, (b) aplicação de cera de proteção, (c) aplicação de borracha de proteção, e (d) aplicação de camadas de fitas isolantes.	106
Figura 3.41. Procedimento de calibração dos sensores de imersão em laboratório.	107
Figura 3.42. Resultados típico de calibração: sensor de imersão nº56.	107
Figura 3.43. Geometria das células de tensão total (dimensões em mm).	108
Figura 3.44. Confecção das células de tensão total: (a) células de tensão total construídas, (b) circuito construído, e (c) teste de funcionamento das CTT.	109
Figura 3.45. Proteção das células de tensão total: (a) cera hidrofugante, (b) borracha de silicone, e (c) vedação com silicone entre tampa e base.	109
Figura 3.46. Instalação das CTTs: (a) CTT, Célula de carga e cargueira, (b) aplicação de cargas com cargueira, e (c) posicionamento de 2 células anteriormente ao lastro (círculos vermelhos).	110
Figura 3.47. Curvas de calibração das CTTs com espessura do diafragma igual a 7 mm (a) e 8 mm (b).	111
Figura 3.48. Planta de locação das provas de carga estática instrumentadas realizadas.	112
Figura 3.49. Posições dos sensores de imersão nas estacas ensaiadas (SI-01 a SI-15).	113
Figura 3.50. Instalação dos sensores de imersão nas provas de carga estática: (a) detalhe do sensor fixado ao feixe central; (b) vista geral dos instrumentos instalados nas ferragens, com proteção dos cabos e conectores no trecho superior; e (c) detalhe da ferragem parcialmente inserida na PCE-02.	114
Figura 3.51. Monitoramento dos sensores durante a execução das provas de carga estática: (a) vista geral; e (b) Detalhe do sistema de aquisição.	114

Figura 3.52. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-01.	115
Figura 3.53. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-02.	115
Figura 3.54. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-03.	116
Figura 3.55. Resultados das cargas monitoradas pelos sensores durante a execução das provas de carga estática: (a) PCE-01; (b) PCE-02; e (c) PCE-03.....	117
Figura 3.56. Tensões cisalhantes unitárias calculadas para a PCE-01.	118
Figura 3.57. Tensões cisalhantes unitárias calculadas para a PCE-03.	119
Figura 3.58. Parcelas de carga dissipadas por atrito lateral e na ponta da estaca em função do recalque medido no topo: (a) PCE-01; e (b) PCE-03.....	120
Figura 3.59. Planta do radier estaqueado e posição dos instrumentos.	122
Figura 3.60. Sensores de imersão em estacas: (a) sensor na ponta de uma das oito estacas instrumentadas até a ponta; (b) sensor no topo e proteção dos cabos.	122
Figura 3.61. Sequência executiva das estacas instrumentadas: (a) execução; (b) arrasamento; e (c) cabos localizados e preservados após o arrasamento.....	123
Figura 3.62. Condução dos cabos da instrumentação: (a) dos SI nas estacas; (b) das CTT. .	124
Figura 3.63. Monitoramento dos sensores anterior a concretagem do radier: (a) vista geral; (b) detalhe.	125
Figura 3.64. Organização dos cabos nos pilares do fosso do elevador antes da execução da primeira etapa de concretagem.....	125
Figura 3.65. Monitoramento da instrumentação na concretagem do radier: (a) após primeira etapa, e (b) após segunda etapa.	126
Figura 3.66. Instalação de sensores de imersão nos pilares: (a) dois sensores instalados em um pilar com saída dos cabos pela base, e (b) verticalidade do sensor instalado; e (c) reparo de cabo na base do pilar devido a dano na desforma.....	127
Figura 3.67. Central de monitoramento no fosso de serviço dos elevadores acima do radier.	128
Figura 3.68. Fluxograma de cálculo das deformações por fluência do concreto.	131
Figura 3.69. Posições dos pinos de recalque nos Pilares do SS2 e do RNP.	134
Figura 3.70. Execução e esquema construtivo do RNP: (a) execução do furo com equipamento SPT; (b) vistas dos tubos após a execução do furo do RNP; e (c) esquema executivo do RNP.	134

Figura 3.71. Representação do nivelamento geométrico (modificado de Aragão, 2011).....	135
Figura 3.72. nível óptico automático e mira utilizados (Fonte: https://geomax.gr/wp-content/uploads/2019/06/GeoMax-ZDL700-BRO_en.pdf acesso em março 2023).....	136
Figura 3.73. Bacias de recalques no edifício SKF	137
Figura 3.74. Evolução dos recalques monitorados entre periferia e centro do radier.	137
Figura 3.75. Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição do modelo geotécnico.....	140
Figura 3.76. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-2: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.	143
Figura 3.77. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-3: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.	144
Figura 3.78. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-5: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.	145
Figura 3.79 Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional e simulações numéricas: (a) AI-1; (b) AI-3; e (c) AI-4.....	147
Figura 3.80 Perfis geotécnicos utilizados nas simulações numéricas no perfil A para a PCE-01, e no perfil B para a PCE-03.	149
Figura 3.81 Elementos finitos da análise axissimétrica utilizados na PCE-01.	150
Figura 3.82. Comparação entre valores K_0 medidos pelos ensaios pressiométricos e valores calculados utilizados nas retroanálises: (a) no perfil A para a PCE-01; e (b) no perfil B para a PCE-03.	154
Figura 3.83. Comparação Curvas carga recalque das PCE's obtidas com resultados experimentais e com modelo numérico: (a) PCE-01 para o Perfil A; e (b) PCE-03 para o perfil B.	155
Figura 3.84. Curvas de tensão cisalhante média (a) e tensão de compressão na base (b) versus recalque normalizado para a estaca PCE-01 no perfil A.....	156
Figura 3.85. Curvas de tensão cisalhante média (a) e tensão de compressão na base (b) versus recalque normalizado para a estaca PCE-03 no perfil B.....	157
Figura 3.86. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para o 1°, 4°, 7° e 10° estágios: (a) PCE-01 no perfil A, e (b) PCE-03 no perfil B.....	158
Figura 3.87. Condições geométricas do modelo numérico 3D: (a) vista superior, e (b) vista lateral com detalhe das camadas definida para o modelo geotécnico.	160
Figura 3.88. Vista em perspectiva das regiões N1 a N5 de níveis constantes adotados no modelo numérico 3D.....	162

Figura 3.89. Simulação numérica da curva da carga recalque da estaca instalada na cota de fundação do radier: (a) no perfil A, e (b) no perfil B.	164
Figura 3.90. Simulação numérica da carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura da estaca instalada na cota de fundação do radier: (a) no perfil A, e (b) no perfil B.	164
Figura 3.91. Detalhe das posições das estacas de fundação do radier em relação ao perfil A, zona de transição e perfil B.	165
Figura 3.92. Sensibilidade da malha com análise dos deslocamentos verticais: (a) no topo da estaca E1, (b) no topo da estaca E5.	167
Figura 3.93. Sensibilidade da malha com análise das cargas atuantes: (a) no topo das estacas E1, e (b) no topo da estaca E5.	167
Figura 3.94. Vistas de planos horizontais da malha IV escolhida: (a) na profundidade a 7 metros de profundidade em relação à superfície, e (b) em planta da malha utilizada para representar o radier.	168
Figura 3.95. Fluxograma de atividades e processos para execução das simulações numéricas 3D.	170
Figura 4.1. Comportamento ao longo do tempo: (a) cargas totais medidas; (b) recalques médios; e (c) linha do tempo com principais datas de concretagem.	172
Figura 4.2. Evolução das cargas, recalques médios, recalques no perfil A (MH) e no perfil B (SM).	174
Figura 4.3. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 22 de monitoramento.	175
Figura 4.4. Comparação entre curvas de volume de recalque e recalques médios em função do tempo.	175
Figura 4.5. Evolução das cargas totais e volumes de recalques no tempo, e regressões lineares utilizadas para definição do ponto de equilíbrio de compensação.	178
Figura 4.6. Avaliação da rigidez relativa na curva cargas totais medidas <i>versus</i> volume de recalque.	179
Figura 4.7. Etapas de análise definidas (etapas 1 a 9) em relação à aplicação das cargas totais e desenvolvimento dos volumes de recalques ao longo do tempo.	181
Figura 4.8. Valores das cargas nas estacas próximo ao topo (Q_{eip}), e à ponta (Q_{efp}) e as tensões no contato radier-solo (q_{rsp}), calculadas com modelo numérico para a data de 265 dias considerando a aplicação de 23% da carga total prevista.	183
Figura 4.9. Somatório de cargas medidas nos pilares entre perfil A e B.	185

Figura 4.10. Cargas médias medidas no topo das estacas ao longo do tempo: (a) entre perfis A e B; (b) entre centro e periferia nos perfis A e B.	186
Figura 4.11. Tensões médias no contato radier-solo ao longo do tempo.	189
Figura 4.12. Recalques médios ao longo do tempo para cada etapa de análise.	191
Figura 4.13. Deformação média medida no topo das estacas monitoradas durante o intervalo entre 0 e 100 dias.	193
Figura 4.14. Tensões registradas pelas CTTs antes e após a concretagem do radier.	194
Figura 4.15. Deformações medidas pelos sensores em cada nível instrumentado em 80 dias (12/12/2019) para as estacas E2, E5 e E8.	195
Figura 4.16. Variações de cargas medidas no topo das estacas no período entre 100 a 172 dias.	196
Figura 4.17. Variações de cargas medidas no topo das estacas no período entre 172 a 265 dias e carga total medida no topo em 265 dias.	197
Figura 4.18. Precipitação diária em Goiânia ao longo do período instrumentado para as etapas da pesquisa (Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia).	198
Figura 4.19. Simplificação em planta para a modelagem axissimétrica com a distribuição de um grupo infinito de estacas dispostas em grade, em azul para o Perfil A e vermelho para o Perfil B.	199
Figura 4.20. Tela de dados das camadas de solo no <i>software</i> : (a) Perfil A; e (b) Perfil B. ...	200
Figura 4.21. Fases dos estágios de construção no <i>software</i> , considerando camadas do Perfil A: (a) inicial; (b) fase 1; (c) fase 2; (d) fase 3; (e) fase 4; (f) fase 5; (g) fase 6; e (h) fase 7 a 15.	201
Figura 4.22. Malhas definidas no <i>software</i> : (a) Perfil A; e (b) Perfil B.	203
Figura 4.23. Comparativo entre recalques ao longo do tempo: (a) Perfil A; e (b) Perfil B. ...	205
Figura 4.24. Cargas ao longo das estacas obtidas na simulação numérica 2D FEAA e medidas próximas ao topo e ponta para etapas 2, 4, 7 e 9 no: (a) Perfil A, e (b) Perfil B.	206
Figura 4.25. Representação esquemática da sequência executiva: (I) Estado natural do terreno; (II) escavação do terreno; (III) execução das fundações e radier; (IV), (V) e (VI) execução sequencial de múltiplos pavimentos.	207
Figura 4.26. Fenômeno de compensação em solos de comportamento sobreadensados: (a) curva típica das tensões em função do índice de vazios; e (b) recalques ao longo das etapas.	208
Figura 4.27. Fenômeno de compensação em solos de comportamento normalmente adensados: (a) curva típica das tensões em função do índice de vazios; e (b) recalques ao longo das etapas.	208

Figura 4.28. Mudança de rigidez percebida nas curvas de recalque por etapa: (a) análise em função de alterações de OCR; e (b) deslocamento da curva de recalques numa situação de OCR=1 para o início de monitoramento dos recalques em etapa intermediária (III).	209
Figura 4.29. Determinação da POP adotada para o ajuste na simulação numérica 2D.	210
Figura 4.30. Recalques medidos, obtidos por simulação numérica e calculados com a solução analítica para as etapas de análise definidas: (a) Perfil A; e (b) Perfil B	215
Figura 4.31. Comparação das cargas experimentais e cargas da simulação numérica 2D FEAA na condição final ajustada de: (a) recompressão para etapa 4, e (b) compressão para etapa 9.	217
Figura 4.32. Resultados de volumes de recalque calculados pela simulação numérica 3D com parâmetros iniciais e volumes de recalque experimentais em função do tempo.....	222
Figura 4.33. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulações numéricas 3D calculados com parâmetros iniciais: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.	223
Figura 4.34. Resultados de volumes de recalque calculados na simulação numérica 3D com parâmetros de deformabilidade ajustados pela simulação 2D e volumes de recalque experimentais em função do tempo.	226
Figura 4.35. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulação numérica 3D com parâmetros ajustados da simulação 2D: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.	227
Figura 4.36. Distribuição de cargas ao longo das estacas E2 a E8 calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros de deformabilidade ajustados na simulação 2D.	229
Figura 4.37. Resultados de volumes de recalque calculados na simulação numérica 3D com parâmetros de deformabilidade ajustados da simulação 2D, parâmetros ajustados finais na simulação 3D, e volumes de recalque experimentais em função do tempo.	235
Figura 4.38. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulações numéricas 3D com parâmetros ajustados finais: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.	236
Figura 4.39. Distribuição de cargas ao longo das estacas E2 a E8 calculadas na simulação numérica 3D com ajuste final de parâmetros de deformabilidade.....	239

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

Pavto.	Pavimento
Axi	Axissimétrico

Siglas

3D	Tridimensional
2D	Bidimensional
2D FEAA	Análise Axissimétrica em Elementos finitos
AEMM	Método do módulo efetivo ajustado pelo tempo
AI	Amostra indeformada proveniente de um Bloco
CAF	Fator de ação da célula de tensão total
CD	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado
CI	Ensaio de cisalhamento direto
CO	Ensaio de compressão unidimensional oedométrica
CTT(s)	Célula(s) de tensão total
EMM	Método do módulo efetivo
EPD	Estado plano de deformação
HSM	“Hardening soil model”
ISE	Interação solo-estrutura
LE	Linear Elástico
MC	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
MEC	Método dos elementos de contorno
MEF	Método dos elementos finitos
N.A.	Nível d’água
OCR	Razão de sobreadensamento – “ <i>Over Consolidation Ratio</i> ”
PCE	Prova de carga estática
PMT	Ensaio pressiométrico de Ménard
RCM	Método de Dischinger
SI	Sensor de imersão
SM	Sondagem mista
SPT	Sondagem à percussão – “ <i>Standard Penetration Test</i> ”
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TE	Teoria da elasticidade

Símbolos – Alfabeto Latino

a/c	Relação água-cimento, em massa
ag/c	Relação agregado-cimento, em massa
Br	Largura do radier, em m
$c; c'$	Intercepto de coesão; Intercepto de coesão efetiva
cc	Consumo de cimento no concreto, em kg/m^3
cw	Consumo de água no concreto, em kg/m^3
C_R	Coefficiente de recompressão
C_C	Coefficiente de compressão
d	Distância entre pilares, em m
D	Diâmetro das estacas, em m
DR	Fator de recalque diferencial
$e; e_0$	Índice de vazios do solo; Índice de vazios inicial
E_{aj}	Módulo de Young do concreto (ajustado pelo tempo)
E_{cs}	Módulo de Young secante do concreto
E_{50}	Módulo de rigidez secante para o ensaio triaxial drenado (a tensão de 50% da ruptura)
E_{oed}	Módulo de rigidez tangente para o carregamento oedométrico
$E_{oed\ ur}$	Módulo oedométrico de descarregamento / recarregamento
E_{ur}	Módulo de rigidez para descarregamento / recarregamento
E_M	Módulo pressiométrico de Ménard
$E_{máx}$	Módulo de elasticidade tangente máximo do solo
E^{ref}	Módulo (E_{50} , E_{oed} ou E_{ur}) a uma tensão confinante de referência p^{ref}
E_s	Módulo de Young do aço
f_c^{28}	Resistência à compressão média do concreto aos 28 dias
$G_{máx}$	Módulo cisalhante tangente máximo
k_p	Razão entre o diâmetro da área circular não efetiva ao redor da estaca e o diâmetro da estaca
k_s	Coefficiente de forma do espécime
K_{rs}	Índice de rigidez radier-solo
K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo em repouso, em estado normalmente adensado
L	Comprimento da estaca
m	Expoente da lei de potência que relaciona o módulo de rigidez e a tensão confinante
N_{SPT}	Índice à penetração do ensaio SPT
P	Carga atuante no elemento estrutural
P_L	Pressão limite no ensaio pressiométrico
PPT	Peso próprio total do edifício
P_u	Carga de ruptura da estaca

p^{ref}	Tensão isotrópica de referência
p'	Tensão isotrópica efetiva
q'	Tensão desvio efetiva
q_{at}	Atrito lateral unitário médio ao redor do fuste da estaca (por unidade de área)
q_b	Tensão média de compressão na base da estaca
Q_{ei}	Carga medida próximo ao topo da estaca
Q_{eip}	Carga prevista numericamente próximo ao topo da estaca
Q_{ef}	Carga medida próximo à ponta da estaca
Q_{efp}	Carga prevista numericamente próximo à ponta da estaca
q_{rs}	Tensão medida no contato radier-solo
q_{rsp}	Tensão prevista numericamente no contato radier-solo
w	Recalque medido

Símbolos – Alfabeto Grego

α_{PR}	Coefficiente de radier estaqueado (carga absorvida pelas estacas / carga total aplicada)
Δ	Varição
$\phi; \phi'$	Ângulo de atrito; Ângulo de atrito efetivo
ψ	Ângulo de dilatância
ρ_s	Massa específica dos sólidos
ρ_g	Taxa de armadura longitudinal
$\nu; \nu_{ur}$	Coefficiente de Poisson; Coeficiente de Poisson de descarregamento / recarregamento
γ_{nat}	Peso específico do solo no estado natural
γ_c	Peso específico do concreto
ϵ_a	Deformação axial
ϵ_e	Deformação elástica
ϵ_f	Deformação por fluência
ϵ_r	Deformação por retração
σ_1'	Tensão principal efetiva maior
σ_3'	Tensão principal efetiva menor (ou tensão confinante)
σ_c	Tensão normal no concreto
σ_{pa}	Tensão de pré-adensamento

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos o crescimento dos centros urbanos resultou na construção de edificações cada vez maiores em áreas cada vez menores e o conceito de fundações mistas passou a ser empregado na realização dos projetos. Nestas fundações considera-se que elemento estrutural denominado bloco (radier) que tem a função de receber a carga da estrutura e distribuí-la para as estacas, poderia ser considerado como parte da fundação porque nele uma fração da carga pode ser transferida diretamente ao solo (Sales, 2000).

O conceito de fundações mistas parte do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada de solo superficial que está em contato direto com o bloco ou radier e, podem ser diferenciadas em: sapata estaqueada e radier estaqueado, sendo que a primeira consiste em um único pilar transmitindo o carregamento e o radier estaqueado é dito quando se tem mais de um pilar transmitindo carregamento ao sistema de fundações. Embora a NBR 6122 (ABNT, 2022a) não contemple esses tipos de fundações, classificando-os como de aplicação restrita, sua utilização em projetos de grande porte tem se tornado cada vez mais comum.

A quantidade crescente de edifícios altos culminou também na necessidade de utilizar o seu espaço subterrâneo resultando em projetos com vários níveis de solos, com escavações de uma considerável profundidade. As escavações provocam uma redução da tensão vertical efetiva, esta redução faz com que no início da construção dos primeiros pavimentos da edificação o solo esteja num estado pré-adensado, reduzindo a sua compressibilidade, portanto, o desempenho da solução de fundação escolhida deve levar em conta o processo de construção, e as cargas removidas ou aplicadas ao solo. A fundação resultante é frequentemente denominada “compensada”. Esse sistema de fundação pode ser muito benéfico ao construir edifícios em solos moles, pois os recalques que ocorrem podem ser significativamente menores do que aqueles se a fundação estiver localizada na superfície ou perto dela, como é o caso dos edifícios altos construídos na zona lacustre da Cidade do México (Zeevaert, 1957).

A maior verticalização das obras resultou, portanto numa mudança no que diz respeito à forma de como projetar as fundações de edifícios altos, aumentando assim o desafio de projetar de maneira segura e econômica. Muitos trabalhos foram e têm sido desenvolvidos para representar modelos teóricos e computacionais do comportamento de radier estaqueados, dentre eles pode-se citar: Poulos & Davis (1980); Randolph (1994); Sales (2000); Poulos (2001a, 2001b, 2017); Sales et al. (2005, 2010); Viggiani et al. (2012); Katzenbach et al. (2017), entre outros. Entretanto, é necessário um melhor entendimento do comportamento em escala real destas fundações, o que pode ser obtido por meio de realização de ensaios de campo,

instrumentações nas estacas, blocos/radier e pilares, de modo a conseguir um aperfeiçoamento e validação dos modelos de análise existentes.

1.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

A consideração do efeito da escavação de múltiplos subsolos no comportamento de uma fundação em radier estaqueado de um edifício alto, executado em solos residuais típicos do Centro-Oeste brasileiro, pode influenciar na previsão dos recalques?

1.2 HIPÓTESE

A partir de um amplo programa de caracterização geotécnica e do monitoramento das instrumentações da fundação (radier e estacas) e da estrutura (pilares) de um edifício alto, com 55 pavimentos e 172,4 m de altura, durante todo o período construtivo, pode-se demonstrar que a escavação de múltiplos subsolos afeta o comportamento carga-recalque da fundação. Além disso, ao empregar modelagem numérica com a definição adequada dos parâmetros geotécnicos, é possível descrever esse fenômeno de maneira satisfatória.

1.3 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo desta pesquisa consiste no estudo do efeito da compensação, entendida como o equilíbrio entre o alívio e a reaplicação de tensões no solo, sobre o comportamento de cargas e deslocamentos de uma fundação em radier estaqueado assentado em solo residual do Centro-Oeste brasileiro, utilizando resultados da instrumentação geotécnica e modelagem numérica simplificada e tridimensional de um edifício com 55 pavimentos e 172,4 m de altura.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atender a este objetivo geral, se propõem os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar geológica e geotecnicamente o maciço de solos, por meio de ensaios de campo e laboratório, para subsidiar a interpretação da resposta carga–recalque da fundação e a definição de parâmetros de resistência e deformabilidade.
- Implantar instrumentação geotécnica e estrutural no radier, estacas e pilares para quantificar, ao longo da construção, cargas, tensões de contato e recalques, fornecendo base para identificar o ponto de compensação, a redistribuição de esforços e a evolução da rigidez global do sistema fundação–solo.

- Comprovar o fenômeno da compensação no objeto de estudo, identificando o ponto de equilíbrio da compensação e definindo os regimes de recompressão e compressão, a partir da evolução dos carregamentos e recalques ao longo do tempo de construção;
- Avaliar o efeito da descompressão causada pela escavação no comportamento de cargas e deslocamentos da fundação em idades iniciais, com os dados experimentais e com previsões com soluções analíticas simplificadas;
- Analisar e interpretar os dados experimentais para determinar a distribuição de carga entre as estacas e o radier, bem como as tensões no contato radier-solo, considerando as interferências provocadas pelos efeitos da escavação;
- Avaliar a aplicação de um modelo numérico 2D que permita uma análise preliminar do comportamento geotécnico do maciço, validado pelos resultados de instrumentação e de recalques, considerando o comportamento de compensação da fundação;
- Avaliar a aplicação de um modelo numérico 3D que represente de forma mais precisa o comportamento de compensação do maciço, comparando os resultados com os obtidos pela instrumentação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste tópico, serão apresentados alguns dos aspectos mais relevantes sobre: as fundações em radier estaqueado, a consideração de compensação em fundações, instrumentação de fundações, e modelagem numérica aplicada ao caso de radier estaqueados.

2.1 RADIER ESTAQUEADO

Um radier estaqueado pode ser dividido em três elementos, estacas, radier e solo. O uso dessa técnica difere dos projetos convencionais em que é assumido que o carregamento é suportado apenas pelas estacas ou pelo radier. Um "grupo de estacas" ou "bloco de estacas" pode ser considerado como uma "sapata estaqueada" ou "radier estaqueado" quando o bloco de coroamento das estacas estiver em contato com o solo, fazendo assim o papel de elemento superficial da fundação (como uma sapata ou radier; Sales, 2000).

Uma fundação em radier estaqueado é um sistema composto no qual tanto as estacas quanto a radier compartilham as cargas estruturais aplicadas (ver Figura 2.1). Dentro de uma fundação convencional estaqueada, pode ser possível reduzir significativamente o número de estacas considerando a contribuição do radier para a capacidade geral da fundação. Em tais casos, as estacas fornecem a maior parte da rigidez da fundação, enquanto o radier fornece uma reserva de capacidade de carga. Em situações em que somente uma fundação de radier possa ser usada, mas não atenda aos requisitos de projeto (em particular os requisitos de recalque total e diferencial), pode ser possível melhorar o desempenho do radier pela adição de estacas. Nesses casos, o uso de um número limitado de estacas, estrategicamente localizadas, pode melhorar tanto a capacidade de carga final quanto o desempenho de recalque total e diferencial do radier, de modo que os requisitos de projeto possam ser atendidos (Poulos, 2017).

Zeevaert (1957) produziu um dos trabalhos precursores em que fez a primeira consideração de radiers estaqueados, sendo as estacas instaladas como elementos redutores de recalque em conjunto com radier assentes em argila mole, na cidade do México. Entretanto até ao final da década de 60 eram comuns nos trabalhos acadêmicos o estudo do desempenho de fundações, como elementos de fundação superficial, como radiers e sapatas, podendo citar os trabalhos de Poulos (1967) e Cheung & Nag (1968), ou como elementos de fundação profunda, estacas ou grupo de estacas, como nos trabalhos de Poulos & Davis (1968) e Butterfield & Banerjee (1971). Sendo a melhor explicação para esta abordagem o fato de que a previsão de recalques era considerada mais complexa e de menor acurácia que a previsão de capacidade de carga.

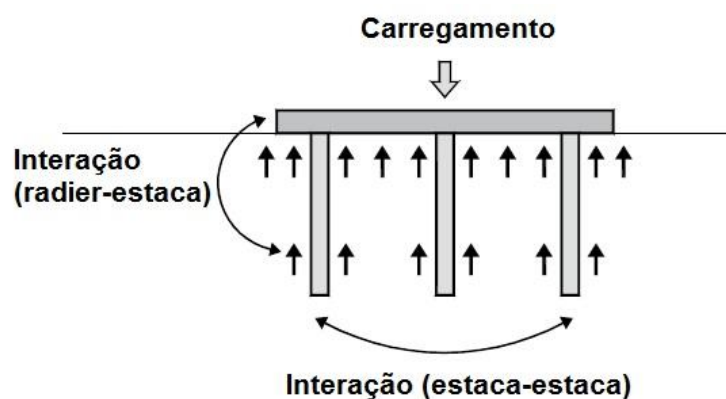


Figura 2.1 Sistema de fundação em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2017).

2.1.1 Histórico, conceitos e concepções de projeto

A partir da década de 70 surgiram os trabalhos pioneiros de Butterfield & Banerjee (1971a, 1971b), Hooper (1973), Ottaviani (1975) e Hain & Lee (1978) os quais trataram o tema radier estaqueado utilizando conceitos de interação entre as estacas, radier e solo utilizando análises numéricas, com soluções na teoria da elasticidade. Nas décadas seguintes, dentre vários trabalhos, pode-se enumerar os seguintes que ajudaram a construir o estado da arte sobre fundações em radier estaqueados: Cooke et al. (1981), Cooke (1986), Kuwabara (1989), Chow & Teh (1991), Clancy & Randolph (1993), Poulos (1993, 2001a, 2001b), Randolph (1994), Horikoshi & Randolph (1998) e Sales (2000). A evolução do conhecimento sobre radiers estaqueados culminou na aplicação da técnica garantido desempenho, segurança e proporcionando redução de custos para solução para fundações de edifícios altos, inicialmente na Europa (Alemanha e Inglaterra) na década de 90, em seguida ao redor do mundo.

As soluções de fundações em radier estaqueados foram inicialmente utilizadas para perfis geotécnicos compostos por argilas rígidas e areias médias a compactas, próximos à cota de apoio do radier, porque permitiam que o radier contribuísse com uma grande parte da capacidade de carga da fundação, enquanto as estacas atuavam como elementos redutores de recalque (geralmente em número reduzido e altamente mobilizadas) como relatado por Poulos (1991).

Reséndiz e Auvinet (1973) demonstraram que a utilização de radiers estaqueados em perfis de argila mole saturada, onde as estacas estejam apoiadas no substrato resistente, não é recomendado, porque ao ocorrer o adensamento deverá causar a perda de contato entre o radier e o solo, resultando em sobrecarga nas estacas e redução da segurança da fundação, como estabelecido nas Normas para Fundações da Cidade do México desde o ano de 2004 (GDF, 2004).

Randolph (1994) diz que o número de estacas a ser utilizado é menor do que aquele correspondente à alternativa de uma fundação estacada convencional, ressaltando que se pode alcançar uma redução da ordem de 65 a 75% no número de estacas e conseqüentemente dos custos e do tempo de execução da obra. Ainda, o uso de radiers estacados é vantajoso devido à ocorrência de um modelo de ruptura mais suave, com menor intensidade nos acréscimos de recalque quando próximo da ruptura, devido à contínua mobilização da placa (Janda et al., 2009).

Na Figura 2.2 (Poulos, 2001a) mostra as principais abordagens de projeto de radiers estacados com suas respectivas diferenças típicas da curva carga recalque discutidas por Randolph (1994), onde: a curva 1 se refere a uma abordagem convencional na qual o contato radier solo assume uma pequena parcela da carga, sendo considerado nas verificações de fator de segurança global da fundação, as estacas assumem quase a totalidade das cargas aplicadas; a curva 2, corresponde a abordagem "*creep-piling*", as estacas são projetadas para suportar cargas que variam entre 70% e 80% da carga de ruptura, e para limitar a magnitude dos recalques, a quantidade de estacas necessárias é determinada para manter as tensões no contato radier-solo abaixo da tensão de pré-adensamento; e, a curva 3 equivale a abordagem de controle de recalques diferenciais, onde as estacas são posicionadas estrategicamente e completamente mobilizadas, permitindo a ruptura da capacidade de carga geotécnica, a fim de manter a distorção angular máxima da fundação em valores admissíveis, tal abordagem é apropriada para situações em que a edificação é capaz de suportar a ocorrência de recalques totais de maior magnitude.

Em relação às características geométricas do radier estacado Russo & Viggiani (1998) trazem uma discussão sobre o comportamento de rigidez, onde em obras envolvendo grandes radiers estacados ($Br/L > 1$, onde, Br a largura do radier e L o comprimento da estaca), a capacidade de carga do radier é, usualmente, suficiente para absorver toda a carga da edificação com adequado fator de segurança, no entanto, suas grandes dimensões tornam o enrijecimento da placa economicamente inviável, o que exige o uso de estacas como elementos redutores de recalques diferenciais. Por outro lado, em pequenos radiers estacados ($Br/L < 1$), a rigidez à flexão da placa é geralmente muito elevada, logo não são esperados problemas relacionados a recalques diferenciais. Assim, o dimensionamento da fundação se dá com a utilização de estacas para o aumento da capacidade de carga da fundação, que compensam a pequena área de contato do radier com o solo.

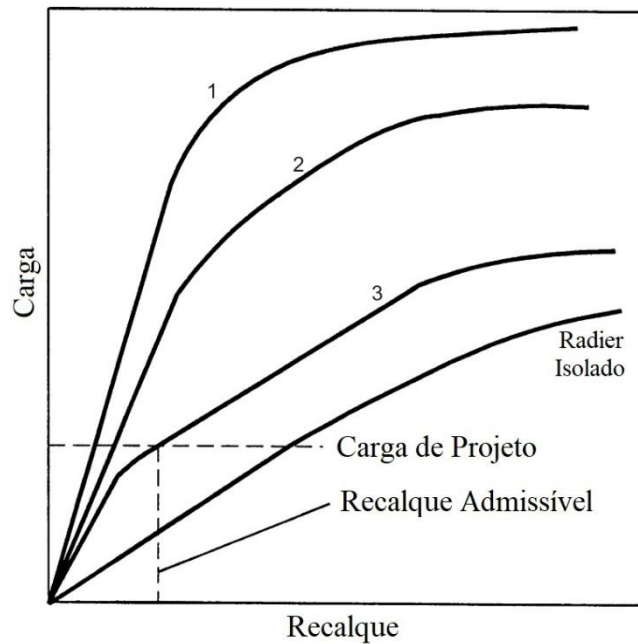


Figura 2.2. Curvas carga-recalque esperadas para diferentes abordagens de projeto em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001a).

Vários métodos de análise de radier estaqueado têm sido desenvolvidos, e alguns destes foram resumidos por Poulos (2001a, 2001b). Três classes de métodos de análise são sugeridas:

- a) **Método simplificado:** que consiste em uma série de simplificações em relação à modelagem do perfil do solo e as condições de carga no radier. O método de Poulos-Davis-Randolph (PDR) consiste em avaliar a capacidade de carga vertical do sistema de fundação usando abordagens simples, no qual a capacidade de carga máxima pode ser geralmente considerada como a menor entre o somatório das capacidades de carga do radier e de todas as estacas ou considerar a capacidade do bloco formado pelas estacas e o radier mais a parte do radier externa a perímetro do bloco formado pelas estacas. Uma extensão útil para este método pode ser feita usando o método simples de estimar a distribuição de carga entre a bloco e as estacas, tal como descrito por Randolph (1994).
- b) **Métodos de aproximação computacionais de faixa sobre molas e o de placa sobre molas.** O primeiro consiste em uma secção do radier que é representada por uma faixa e as estacas por molas. Essa aproximação é feita para todos os componentes de interação entre os elementos de fundação. O método de placa sobre molas trata-se de um tipo de análise, na qual o radier é representado por uma placa elástica, o solo é representado por um contínuo elástico e as estacas são modeladas como molas interagindo. A maioria das análises de radier estaqueados são realizadas utilizando uma placa fina. De acordo com Poulos (2001b) a utilização de elementos de casca fina para representar a placa vai levar

a razoáveis estimativas de deflexões e, portanto, os momentos, desde que radier não seja muito espesso.

c) **Método Rigoroso:** os métodos rigorosos consistem na modelagem explícita do problema através de ferramentas numéricas tridimensionais que permitem incluir os diferentes elementos estruturais envolvidos (estacas, radier, superestrutura), assim como, os modelos constitutivos representativos dos tipos dos solos que interagem com a fundação. Alguns dos modelos usados para esta finalidade são: o Método dos Elementos Finitos – MEF (Ottaviani 1975; Rodríguez-Rebolledo et al., 2008, Small & Liu, 2008; Oliveira, 2018; Bhartiya et al., 2020; Alarcón Posse et al., 2021) e o Método das Diferencias Finitas – MDF (LeVeque, 2007; Indraratna et al., 2015; Lin et al., 2016).

Reul & Randolph (2003) propuseram três indicadores para avaliar a performance de fundações do tipo radier estaqueado. O primeiro é o coeficiente do radier estaqueado (α_{PR}), que indica a relação entre a carga absorvida pelo estaqueamento e a carga total aplicada à fundação. O segundo é o coeficiente de recalque máximo, que é obtido pela comparação do recalque máximo do radier estaqueado com o do radier isolado. O terceiro é o coeficiente de recalque diferencial, que relaciona o recalque diferencial máximo do radier estaqueado com o do radier isolado, sendo que o recalque diferencial máximo é a diferença entre os recalques medidos no centro e no meio do menor lado do radier na maioria dos casos.

Conforme descrito por (Bernardes, 2023), os estudos em radier estaqueado com base em observações experimentais podem ser agrupados em quatro tipos: testes em escala reduzida, testes em centrífuga, testes em escala real e monitoramento de obras. O autor fornece uma revisão atualizada do estado da arte dessas observações experimentais. Na subseção a seguir são discutidos alguns trabalhos relevantes que tratam de testes em escala real.

2.1.2 Ensaio em escala real no Brasil

Na maioria dos trabalhos, os ensaios em escala real são realizados na forma de provas de carga em radiers com um número reduzido de estacas, em condições bem conhecidas (geometria e camadas de solo), tais simplificações são necessárias porque o ensaio em condições normais de projeto apresentaria um custo elevado e uma dificuldade de controlar as variáveis que pode comprometer a análise dos resultados. Apesar dessas limitações, tais ensaios são valorizados por melhor representarem as condições de campo a que as fundações serão submetidas. Neste subitem são discutidos alguns trabalhos relevantes realizados no Brasil nas últimas décadas.

Sales (2000) ao estudar o comportamento de radiers estaqueados, por meio de ensaios em escala real, sobre um radier de uma placa de concreto armado de 1 metro de lado e 20 centímetros de espessura com estacas escavadas de 15 centímetros de diâmetro e 5 metros de comprimento. Verificou durante o ensaio uma redução de 10% na capacidade de carga de cada estaca isolada, além da redução da rigidez das mesmas. Tal redução foi justificada pelo campo de deformações imposto pela placa, que diminuiu os deslocamentos relativos na interface estaca-solo.

No trabalho de Soares et al. (2015) foram realizados ensaios em escala real, na forma de provas de carga instrumentadas em radiers sobre estacas do tipo "*hollow auger*" com 30 centímetros de diâmetro, 5 metros de comprimento e espaçamento igual a 3,5D. Foram ensaiados modelos com 1, 2 e 4 estacas, com radiers rígidos, considerando e não considerando o contato entre o radier e o solo. Os resultados indicaram que o contato radier-solo reduziu o grau de mobilização do atrito lateral no fuste das estacas, com as estacas absorvendo entre 60% e 95% da carga mobilizada pelas fundações em blocos sobre estacas.

Mendoza et al. (2015) realizaram ensaios em escala real de blocos sobre estacas (1 a 6) do tipo "*Alluvial Anker*" espaçadas a cada 3,5D, com diâmetro nominal de 13 centímetros e 8 metros de profundidade, em um solo do tipo argila porosa laterítica, considerando ou não o contato do bloco com o solo. Como resultado foram indicadas eficiências próximas a 1, com a ruptura da fundação sendo regida pela capacidade de carga individual das estacas. Não houve indícios de ruptura do conjunto de estacas e a parcela de carga absorvida pelo bloco foi limitada a aproximadamente 12%.

Garcia & Albuquerque (2019) realizaram Provas de carga em radiers com 1 a 4 estacas escavadas de 25 centímetros de diâmetro e 5 metros de comprimento, dispostas com um espaçamento de 5D. Eles concluíram que a parcela máxima de carga mobilizada pelo contato radier-solo ocorreu para recalques normalizados (w/D) entre 0,1% e 0,5% (estágios 2 e 3 na Figura 2.3), com percentuais de carga mobilizada entre 37% e 55%, tais valores são elevados, considerando a baixa capacidade suporte da camada de argila porosa, com possível explicação devido à estrutura dos solos tropicais, que podem apresentar elevada rigidez mesmo para pequenas deformações.

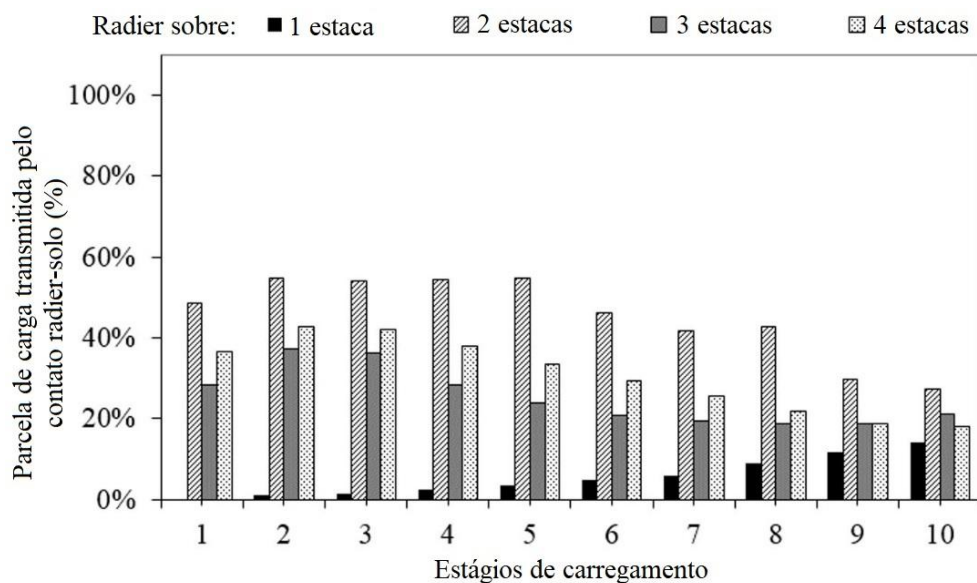


Figura 2.3. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo para diferentes níveis de carga (modificado de Garcia & Albuquerque, 2019)

2.2 FUNDAÇÕES COMPENSADAS

A fundação compensada é aquela em que o peso do solo escavado é levado em consideração na análise das tensões e recalques. Nesse tipo de fundação, o peso da estrutura pode ser total ou parcialmente compensado pelo peso do solo escavado. Isso resulta em uma redução dos recalques, levando em conta a melhoria da rigidez do solo nesse equilíbrio. O conceito passou a ser mais utilizado em projetos de estruturas de grande porte em solos moles, em que a remoção do solo de cobertura para a construção do subsolo reduz ou até mesmo elimina o adensamento do solo argiloso e os consequentes recalques.

A ideia de fundações compensadas surgiu no início do século XIX, mas só ganhou uso significativo no começo do século XX. O primeiro exemplo consciente desse princípio foi atribuído ao Hotel Empress em Victoria, British Columbia, ainda que não tenha sido parte do projeto original. O edifício da Ohio Bell Telephone Company (1925) em Cleveland é a primeira construção registrada com fundação compensada. O Albany Telephone Building (1929) é o primeiro caso documentado onde a compensação foi deliberadamente utilizada no projeto (Mohsenian et al., 2011).

2.2.1 Princípios fundamentais de uma fundação compensada

O termo "compensado" surgiu para fundações onde a escavação anterior foi tida em conta na concepção da fundação. Segundo Sales et al. (2010), o conceito de compensação, frequentemente utilizado no passado para radier compensados, também pode ser extrapolado para radier estaqueados. Poulos (2017) enumera as vantagens de usar um radier estaqueado

compensado: menores valores de recalques totais, e sendo assim as estacas recebem uma proporção significativamente menor do que a carga de um radier não compensado; e recalques diferenciais entre a fundação e o solo circundante menores do que para radiers estaqueados não compensados.

Sales et al. (2010) também expõem que a distribuição do recalque e o compartilhamento de carga entre as estacas e o radier são dependentes de fatores como: processo de escavação; tempo entre o final da escavação e concretagem do radier; rebaixamento do nível do lençol freático; instrumentos a serem usados para monitorar recalques, tensões e cargas, e tempo de construção. Os autores propõem a divisão do comportamento do radier estaqueado compensando em três diferentes estágios, como mostrado na Figura 2.4 e Tabela 2.1, e descrito a seguir:

- **Estágio 1**, que representa o período em que o solo pode ser considerado pré-adensado, pois a carga efetiva aplicada ainda está abaixo do peso efetivo de escavação, podendo ser dividido, ainda, em duas etapas: etapa 1A para simular a concretagem do radier, com recalque S_0 e carga P_0 ; e etapa 1B representando o carregamento complementar, até que a carga efetiva aplicada atinja o valor da descarga provocada pela escavação, com recalque ΔS_1 e carga ΔP_1 . Se o peso do radier for maior que o peso da escavação não haverá o estágio 1B.
- **Estágio 2**, que inicia quando a carga parcial (até a etapa construída) do edifício ultrapassa o peso da escavação e termina quando ocorre a conclusão da construção, onde foi aplicada toda a carga permanente, sendo que o comportamento geral do solo será próximo ao estado original. Pode-se dizer que o incremento de recalque neste estágio é uma função da carga efetiva que excede o peso efetivo de escavação. Os parâmetros do solo devem ser considerados como valores não drenados, levando em consideração a rapidez de construção assumida.
- **Estágio 3**, que ocorrerá somente em solos sujeitos a adensamento após a conclusão da construção. O recalque final e as cargas compartilhadas são calculados considerando os parâmetros drenados (módulo de solo elástico, E' e coeficiente de Poisson, ν'). A diferença entre o recalque final ($S_0 + \Delta S_3$) e o recalque no final da construção ($S_0 + \Delta S_2$), em condições não drenadas, pode ser considerada uma aproximação do recalque de consolidação da fundação.

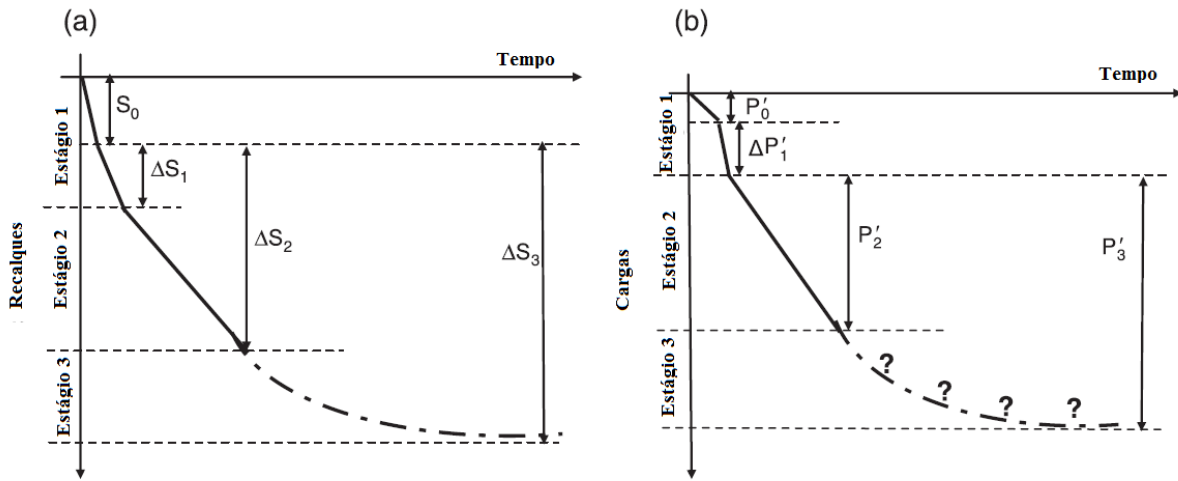


Figura 2.4. Parcelas de recalque (a) e cargas (b) nas estacas (modificado de Sales et al., 2010).

Tabela 2.1. Análise dos estágios para um radier estaqueado compensado (modificado de Sales et al., 2010).

Estágio	Período de construção	Carga total L	Condição do solo	Medidas		
				S	P	R e R'
1A	Construção do radier	$L = R_f$	OC e solo não drenado	S_0	P_0'	R_0'
1B	Começo da superestrutura	$R_f < L < E_x'$	OC e solo não drenado	$S_0 + \Delta S_1$	$P_0' + \Delta P_1' = P_1'$	$R_1' = R_0' + \Delta R_1'$, $R_1 = R_1' + B_F$
2	Até término da superestrutura	$E_x' < L < G$	VS e solo não drenado	$S_0 + \Delta S_2$	$P_1' + P_2'$	$R_2' = R_1' + \Delta R_2'$, $R_2 = R_2' + B_F$
3	Previsão a longo prazo	$L = G + P$	VS e solo em drenagem	$S_0 + \Delta S_3$	$P_1' + P_3'$	$R_3' = R_1' + \Delta R_3'$, $R_3 = R_3' + B_F$

Nota: R_f = peso do radier; S = recalque do radier estaqueado; P' = carga efetiva atuando no grupo de estacas; R = carga total resultante do radier; R' = carga efetiva do radier (sem influência da pressão neutra); OC = solo pré-adensado; VS = solo em estado virgem; E_x' , carga efetiva de solo escavado; $\Delta P'$ = incremento da carga efetiva no grupo de estacas; $\Delta R'$, incremento da carga efetiva na balsa; B_F = força de empuxo atuando na fundação, variando com o tempo t ; G = peso da estrutura (carga permanente), variando com tempo t ; P = carga de utilização (ocupação). Os sub índices 0, 1, 2 e 3 representam o estágio de construção.

Uma outra forma complementar para entender o desenvolvimento dos recalques ao longo do tempo resultantes da escavação e instalação da obra é proposta por Tang & Zhao (2015), conforme mostra a Figura 2.5, nesta pode-se resumir os trechos com os seguintes significados:

- a-b se refere aos recalques recompressão devido ao rebaixamento do lençol freático;
- b-c é o levantamento do fundo devido ao alívio provocado pela escavação;
- c-d é o recalque por recompressão devido ao carregamento inicial da fundação;
- d-e é o levantamento do fundo associado à cessação do rebaixamento;

- e-f é o recalque por recompressão até que as cargas aplicadas atinjam o peso do solo escavado;
- c-f é o recalque total por recompressão devido a recomposição de cargas equivalentes a escavação;
- f-g é o recalque por compressão que acontecem até o término da construção;
- g-h é o recalque após o término da construção, em serviço.

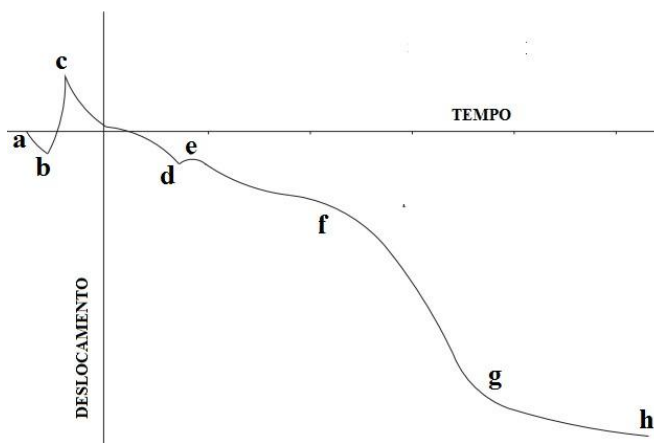


Figura 2.5. Desenvolvimento dos recalques na construção (modificado de Tang & Zhao, 2015).

2.2.2 Principais trabalhos com abordagem de fundações compensadas

Zeevaert (1957) apresentou um dos primeiros trabalhos que abordam o tema de compensação, onde mostra o comportamento de estacas flutuantes em fundações compensadas em depósitos de argila com compressibilidade muito alta na Cidade do México. Para tal utilizou observações de recalques, investigações de subsolo, ensaios de adensamento e cisalhamento que revelaram o comportamento das estacas flutuantes utilizadas na construção. Como conclusão mostrou que o recalque foi muito menor em comparação com as estimativas para o mesmo edifício. Também que as estacas carregavam apenas uma fração da carga total do edifício, restando uma parcela para o radier o que representava uma economia, dentro das concepções de projeto daquela época.

Em alguns trabalhos precursores (Girault, 1965; Golder, 1965, 1966), o termo fundações flutuantes foi utilizado para descrever o fenômeno da compensação de fundações, em especial o ponto de equilíbrio entre o peso do solo escavado e o da estrutura. Esses estudos também abordam aspectos relevantes, como o levantamento do fundo da escavação, que, em solos argilosos de alta compressibilidade, resulta na redução da resistência e em grandes

deslocamentos sob pequenas cargas. Nesse contexto, quando as estacas são executadas antes da escavação, atuam como redutoras da expansão, gerando forças de tração em sua parte superior e antecipando o início da recompressão das camadas de argila durante a construção da obra.

Price & Wardle (1986) demonstrou para o edifício instrumentado Queen Elizabeth II Conference Centre, que o compartilhamento de cargas entre radier e estacas e sua evolução ao longo das etapas construtivas, apresenta redistribuições, que podem ser associadas, dentre outros motivos, também à sequência de escavação, implicando que mesmo projetos concebidos como fundações estaqueadas podem apresentar comportamento compensado.

Terzaghi et al. (1996) consolidam o conceito de pressão líquida de fundação e o raciocínio de fundações compensadas (*floating foundations*): quando a tensão aplicada é calculada pela subtração da tensão devido à construção pelo alívio de tensões provocado pela escavação, assim a tensão líquida transmitida ao subsolo é reduzida, atenuando recalques. Os autores ressaltam que a compensação não elimina a necessidade de verificar estabilidade do fundo de escavações (levantamento de fundo), bem como os limites de recalque admissível, mas que a compensação pode ser uma estratégia de controle de deformações em solos moles.

Bowles & Guo (1996) sistematiza o uso de pressão líquida no dimensionamento, oferecendo critérios práticos para compensação total ou parcial. A formulação da pressão líquida organiza verificações de capacidade de carga e serviço (recalques), reforçando que a compensação visa adequar deformações e não apenas aumentar capacidade última.

As normas para fundações da Cidade do México (GDF, 2004) definem as fundações compensadas como aquelas em que se busca reduzir o incremento líquido de carga aplicado ao subsolo por meio de escavações do terreno e do uso de um radier apoiado a certa profundidade. Dependendo do incremento líquido de carga aplicado ao solo na base do radier resultar positivo, nulo ou negativo, a fundação é classificada como parcialmente compensada, compensada ou sobrecompensada, respectivamente. Para o cálculo do incremento de carga transmitido por esse tipo de fundação e a revisão dos estados limites de serviço, o peso da estrutura a ser considerado será a soma da carga morta, incluindo o peso da subestrutura, mais a carga viva com intensidade média, menos o peso total do solo escavado.

Poulos (2005) descreve uma abordagem simplificada para a análise de radier estaqueados convencionais e fundações de radier estaqueado compensado para o suporte de estruturas em argilas muito moles, para tal propõe duas possibilidades: a primeira em que apenas a carga aplicada atua sobre a fundação, e a segunda em que tanto a carga aplicada quanto os recalques do solo impostos externamente atuam. Também é pontuado que as principais questões a serem abordadas no projeto de radiers estaqueados compensados são: a profundidade

máxima em que uma escavação pode ser realizada; o efeito do pré-adensamento causada pela escavação na rigidez e na capacidade de carga final do radier; o efeito da sobreconsolidação sobre a rigidez e a capacidade de carga final das estacas.

Poulos (2005) aponta que as principais vantagens no uso da solução em radier estaqueado compensado em solos argilosos moles são: a fundação experimenta menores recalques do que uma fundação de radier estaqueado normal (sem escavação); as estacas ocupam uma proporção significativamente menor da carga do que para uma fundação não compensada e, portanto, o radier pode ser mais eficaz; e, o recalque diferencial entre a fundação e o solo circundante é menor do que para radier estaqueados não compensado. A abordagem simplificada foi aplicada no estudo de caso do edifício La Azteca com os dados publicados por Zeevaert (1957) onde foram obtidos resultados concordantes com os resultados de recalques medidos.

Sales et al. (2010), em um dos trabalhos recentes mais citados sobre o tema de fundações compensadas, apresenta um método de análise do comportamento de radiers estaqueados compensados em solos argilosos. Foi mostrado em três estudos de caso (edifício *Hyde Park Cavalry Barracks*, o edifício *Messeturm* e o edifício *Skyper Tower*, o primeiro em Londres e os outros em Frankfurt) em que o fenômeno de compensação, devido a escavação do solo e embutimento do radier, reduziu significativamente os recalques e aumentou a eficácia do radier. Ainda, uma das conclusões do trabalho, ressalta que a sequência de escavação, instalação de estacas e carregamento pela estrutura afeta a distribuição de carga entre o radier e as estacas. Caso as estacas forem instaladas anteriormente à escavação, serão geradas tensões de tração devidas ao desenvolvimento de atrito negativo no fuste dos elementos, que alteram a rigidez da estaca no período inicial de construção. Uma vez que a rigidez da estaca influencia a rigidez total do radier estaqueado, o comportamento geral de um radier estaqueado compensado será afetado quando comparado com uma fundação não compensada.

Mohsenian et al. (2011) para avaliar o ponto de equilíbrio de compensação, no trabalho denominado ponto de flutuação, foram conduzidas avaliações paramétricas usando MEF avaliando tensão imposta pelas estruturas, profundidade de escavação e módulo de elasticidade da camada de solo. Como principal conclusão mostram que o aumento da profundidade de escavação reduz o recalque máximo das fundações, devido à diminuição da pressão líquida no subsolo. No entanto, não discutem sobre as variações de rigidez em torno do ponto de equilíbrio.

O'Brien et al. (2012) discutem que as análises de compartilhamento de carga entre radiers e estacas devem levar em consideração as mudanças na rigidez do solo entre condições de curto e longo prazo e, particularmente para radier estaqueados compensados, onde ocorrem

mudanças nas cargas aplicadas e na força de empuxo com o tempo. Citam como exemplo o estudo de caso da *Stonebridge Park Building*, onde o radier inicialmente absorvia 40% da carga total, e ao longo da construção, com a consolidação da argila de Londres, o percentual foi reduzido para menos de 25%. Como conclusão os autores recomendam em situações em que as proporções da carga absorvida pelo radier e estaca variam ao longo do tempo, cada um deve ser projetado para sua maior porcentagem de carga, e deve-se tomar cuidado para que a solução combinada não termine mais cara do que uma solução estaqueada convencional ou em radier simples.

Tang & Zhao (2014) analisaram a fundação de radier estaqueado na Torre Central de Shanghai como uma fundação totalmente compensada usando um método híbrido de interação superestrutura-fundação. A análise de recalques foi dividida em: levantamento devido ao alívio do peso do solo escavado; recompressão devido ao peso morto da estrutura; recompressão devido as cargas de utilização da estrutura; e recalque devido à carga constante (fluência). A carga atuando no topo do grupo de estacas e a distribuição da carga entre a radier e as estacas também foram consideradas, e os resultados foram comparados em detalhes com os medidos, com razoável concordância, o que levaram a conclusão dos autores que a *Shanghai Center Tower*, que estava em construção, poderia ter mais que os 121 andares constantes no projeto.

Os mesmos autores, Tang & Zhao (2015), apresentaram uma abordagem por métodos empírico-estatístico, de conservação de energia e teoria da interação superestrutura-fundação, com o objetivo estimar os recalques de uma fundação de radier estaqueado compensado. Os autores mostram quatro estudos de caso de edifícios super altos: o *Jinmao Building* de 88 andares, *Henglong Plaza* de 66 andares, o *Shanghai World Financial Center* de 101 andares e o *Shanghai Center Tower* de 121 andares. Os resultados demonstram que os recalques podem ser razoavelmente projetados para uma fundação de radier com embutimento profundo em Shanghai usando os referidos métodos. A estimativa de recalques considerando a compensação para descarga devida à escavação e embutimento profundo deve ser usada para evitar projetos excessivamente conservadores.

Dey & Reddy (2014) mostram uma abordagem para a utilização de radier estaqueado compensado sobre solos muito moles, onde propõe o uso de um aterro de pré-carregamento com a utilização de drenos verticais para acelerar a maior parte dos recalques, seguido da retirada do aterro e construção do radier. Os autores analisam um estudo de caso de uma fundação de um edifício de dez pavimentos, no Instituto Indiano de Tecnologia de Guwahati, na Índia, aplicando uma modelagem por elementos finitos (FEM) usando o PLAXIS 2D. A aplicação de pré-carregamento resultou em uma redução do recalque total na faixa de 45-90%,

e a aplicação de drenos verticais acelerou significativamente o adensamento e dissipação da pressão neutra.

Mora et al. (2014) para analisar a influência da profundidade de escavação no comportamento da fundação em radier estaqueado simularam um estudo de caso com auxílio de simulação numérica do Plaxis 3D, TiefGeotc, folhas de cálculo no MathCad, onde os resultados sugerem que na medida em que se aumenta a profundidade de fundação, esta começa a trabalhar como uma fundação compensada e diminui os recalques totais.

Kog (2016) apresentou um estudo de caso de uma fundação de edifícios de escritórios de 22 andares com subsolo de 2 níveis, construído entre 1997 e 1999 onde foi descontado metade do peso do solo removido nas cargas dos pilares de fundação. Isso resultou em economias significativas no custo, cerca de U\$ 1,5 milhões de dólares. O autor realizou uma análise para considerar todo o peso do solo escavado, onde a redução das cargas nas estacas poderia ser de 31%. O monitoramento dos recalques durante o período construtivo atendeu aos limites permitidos. Por fim o autor conclui que a abordagem permite reduzir os custos da fundação de estacas e do radier, além de diminuir o tempo de construção devido à instalação de um menor número de estacas e à construção de um radier de menor tamanho.

É importante que os projetos geotécnicos em fundações compensadas e raders estaqueados considerem as características específicas de cada local, uma vez que nem sempre as hipóteses são aplicáveis. Por exemplo, na zona lacustre da Cidade do México, as normas para projetos de fundações profundas (GDF, 2004) estabelecem que, para a revisão dos estados limites de ruptura (capacidade de carga) de fundações profundas apoiadas na camada resistente, deve-se desconsiderar a contribuição do solo em contato com o radier, devido à subsidência do subsolo argiloso gerada pelo bombeamento de água dos aquíferos, uma vez que tende a se separar, conforme discutido por Rebolledo (2010), e mostrado na Figura 2.6. É importante ressaltar que esse fenômeno também ocorre em cidades como Bogotá, Kuala Lumpur, Jacarta e Bangkok, entre outras.

Ni et al. (2018) no seu trabalho sobre a previsão de recalque induzido por escavação para sapatas embutidas no estudo de caso da Extensão Oeste da Linha 10 do Metrô de Nanjing, enumeram aspectos relevantes sobre efeito da compensação em fundações, ressaltando que apesar da complexidade envolvida, todos os métodos dependem de uma estimativa precisa do módulo de carga e descarga, sugerindo que o teste oedométrico pode ser o procedimento padrão para determinar o módulo do solo sob compressão unidimensional durante o processo de carga e descarga, mas ressalta que as condições de coleta das amostras de solo pode resultar na discrepância entre as medições de campo e os valores previstos.



Figura 2.6. Emersão aparente de um grupo de estacas de ponta no lago de Texcoco no México (modificado de Rebolledo, 2010).

Cunha et al. (2020) avaliam o efeito da influência do nível de escavação sobre os resultados de recalque de sistemas de fundação de radier estaqueados, a partir da análise de um estudo de caso de um edifício localizado em Gotemburgo, na Suécia. As análises foram realizadas com as ferramentas numéricas DEFPIG (*Deformation Analysis of Pile Groups*, Poulos, 1990). e GARP (*Geotechnical Analysis of Raft with Piles*, Poulos & Small, 1998), considerando uma série de hipóteses simplificadas para o padrão de carregamento, características do radier, da estaca e do perfil do subsolo. Como resultado foi enfatizado a importância da consideração do nível de escavação para a avaliação adequada do padrão de recalque sob a radier.

Hermansson & Söderberg (2020) empregaram o conceito de fundação compensada para considerar a redução da carga efetiva aplicada em profundidade em obras de rodovias em áreas com espessas camadas de argila na Suécia, onde o aumento das deformações pode gerar consequências indesejáveis. O estudo analisou casos envolvendo escavação seguida pela substituição por materiais mais leves (argila expandida, espuma de vidro e plástico), comparando-os com simulações numéricas e análises paramétricas. Os resultados destacam a importância dos valores de tensão de pré-adensamento e do módulo de compressibilidade.

Wang et al. (2021) apresentaram uma discussão sobre modelo de recalque dependente do tempo para prever o recalque da fundação em função da sequência de construção, no qual tanto a rigidez do solo quanto o encurtamento da estaca são considerados. As alterações de rigidez tendem a representar o fenômeno de compensação do solo. O encurtamento elástico da estaca, por retração e fluência contribui para o maior recalque de uma única estaca. A distribuição do recalque de fundação para o sistema de radier estaqueado é em forma de uma

“bacia” com um grande valor no núcleo e pequenos valores nas imediações. O modelo de recalque dependente do tempo proposto e o sistema solo-fundação-estrutura são validados por alguns registros de monitoramento da estrutural da Torre de Shangai.

Yu et al. (2021) demonstraram que a escavação após a instalação da estaca pode afetar significativamente seu comportamento, alterando a resposta de atrito no fuste das estacas existentes durante a escavação profunda. A partir do conceito de tensão normal e deslocamento relativo da interface, foi proposto um padrão de distribuição de cinco segmentos de atrito no fuste da estaca. Sua viabilidade foi verificada em estudos de casos, que podem fornecer uma possível referência ao projeto de estacas que incorpora o efeito de escavação.

Bilal et al. (2022) realizaram uma análise numérica 3D, com o Plaxis, comparando para um caso fictício de uma obra, as seguintes soluções de fundação: radier apoiado no nível do solo, radier compensado com um, dois e três níveis de solos escavados, e radier estaqueado. Como resultado conseguiu verificar que a compensação advinda da escavação de múltiplos solos diminui consideravelmente o nível dos recalques.

Wang et al. (2024) compilaram um banco de dados com 195 registros de campo de recalques de longo prazo de fundações em estacas em argilas moles costeiras de Xangai e propuseram modelos de previsão, baseados em funções potência e exponencial, para estimar o recalque final normalizado e a duração do processo de estabilização. Os resultados oferecem subsídios relevantes para análise fundações compensadas, pois quantificam deslocamentos de longo prazo em solos moles submetidos a recarregamento estrutural após o alívio por escavação, constituindo informação crítica para verificações e calibração numérica em projetos de fundações.

Chang et al. (2025) realizaram um estudo paramétrico em 3D por elementos finitos de radier estaqueado em solos argilosos e arenosos, com foco no estado limite de serviço e em um cenário de carregamento compensado, no qual a carga estrutural foi definida como igual ao peso do solo escavado para o radier simples e 1,5 vez esse valor para o radier estaqueado. Os resultados indicaram que a profundidade de escavação do radier é um fator decisivo em argilas e também relevante em areias, pois altera a distribuição de cargas entre radier e estacas e, conseqüentemente, o desempenho em termos de recalques e eficiência no compartilhamento de cargas.

2.3 INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES

A instrumentação aplicada às fundações de edifícios pode ser entendida como principal forma de monitoramento do seu desempenho, permitindo verificar se o que foi planejado está

efetivamente ocorrendo, entender fenômenos e comprovar comportamentos. A seguir, são discutidos conceitos gerais sobre instrumentação, suas vantagens e aplicações, seguidos de métodos de interpretação, cuidados e dimensionamento de instrumentos. Por fim, são apresentados os principais trabalhos que mostraram estudos de casos com instrumentação de fundações.

2.3.1 Conceitos gerais, vantagens e aplicabilidade de instrumentação de fundações

De acordo com Poulos (2017), o monitoramento do desempenho da fundação de edifícios altos deve ser uma parte essencial para o projeto e construção, devendo ser usado para avaliar a precisão das previsões de desempenho, e se as previsões forem consideradas excessivamente otimistas, o monitoramento pode fornecer o alerta sobre problemas iminentes. Ainda, por outro lado, se o desempenho monitorado exceder as expectativas, os dados podem ser usados para refinar os modelos geotécnicos, e talvez as técnicas de análise, para uso no próprio projeto, se possível, ou para projetos futuros na mesma área ou em solos similares.

Dunnicliff (1988) estabelece uma série de razões para implementar um programa de instrumentação e monitoramento, a saber: avaliar premissas críticas de projeto, minimizar danos a estruturas adjacentes, controle da construção, controle das operações, fornecer dados para ajudar a selecionar métodos corretivos para problemas, documentar o desempenho para avaliar danos; reduzir litígios, revelar incógnitas, indicar falha iminente, fornecer um aviso e avançar o estado do conhecimento.

A instrumentação na engenharia está associada a estudos teóricos e práticos dos instrumentos e seus princípios científicos, utilizados para monitorar de forma contínua ou discreta, o comportamento de variáveis de controle como: pressão, deformação, vazão, temperatura, etc. Tendo em vista que essas variáveis de alguma forma venham gerar interesse de profissionais de diversas áreas do conhecimento humano aplicado. Por meio da instrumentação, principalmente, que um pesquisador pode fazer o acompanhamento do processo e comprovar o comportamento previsto dos materiais.

A instrumentação para fins geotécnicos tem sido largamente utilizada, conforme mostra Dunnicliff (1988), que evidenciou vários tipos de métodos de instrumentação para utilização em geotecnia e exemplos de aplicação de instrumentação. O autor enumerou técnicas de instrumentação para: i) medidas de deslocamentos e deformações, ii) cargas, iii) tensões totais, iv) pressões neutras, v) vazões, vi) vibrações, e vii) para o estudo do mecanismo de transferência de carga de fundações profundas.

Hanna (1985) demonstrou várias técnicas de instrumentação aplicadas à geotecnia, onde destacam-se os principais tipos de instrumentos: os tell-tales, que permitem monitoramento de deslocamentos em estruturas; os sensores de corda vibrante, amplamente empregados para medir deformações e tensões em diferentes materiais; os sistemas baseados em fibra óptica, que oferecem alta precisão e são adequados para monitoramento em grande escala; e a extensometria elétrica, que utiliza extensômetros elétricos para medir variações dimensionais de elementos estruturais por meio da alteração da resistência elétrica. A escolha do tipo de instrumentação depende: da durabilidade, das condições do ambiente, da necessidade de precisão das medições e da viabilidade técnica e econômica da aplicação.

Para várias aplicações de instrumentação na engenharia civil os extensômetros elétricos têm sido utilizados, como por exemplo, para medida das deformações em estruturas de concreto. Tais medidas seguem o princípio de transformar pequenas variações nas dimensões dos elementos estruturais em variações equivalentes a resistência elétrica do extensômetro (Balbinot & Brusamarello, 2013). O extensômetro elétrico apresenta as seguintes vantagens de utilização: grandes precisões nas medições, pequeno tamanho, peso leve, excelente resposta aos fenômenos dinâmicos, excelente linearidade, as medições são possíveis em uma grande faixa de temperatura, aplicáveis submersos à água ou em atmosfera corrosiva com tratamentos adequados, aplicados como transdutor para medida de várias grandezas físicas (força, pressão, torque, aceleração, deslocamento, etc.), e possibilidade de medição à distância (Hoffmann, 1989).

Katzenbach et al. (2017) apresentam que, para uma fundação em radier estaqueado durante sua fase de construção e manutenção, deve existir um programa de monitoramento que deve cumprir as seguintes tarefas: verificação do modelo de cálculo e dos parâmetros utilizados, detecção antecipada de estados críticos, verificação relacionada à construção das deformações previstas, garantia de qualidade e preservação de evidências. Os autores sugerem um conjunto típico de instrumentação conforme mostra a Figura 2.7.

Mandolini et al. (2005) apontaram que o espaçamento entre estacas, a razão entre o espaçamento e o diâmetro da estaca, desempenham um papel importante na divisão de carga entre a radier e as estacas com base em uma revisão das evidências experimentais disponíveis pelo monitoramento de estruturas em escala real (monitoramento de edifícios).

Poulos (2017) afirma que no projeto de fundação, as instrumentações mais relevantes são aquelas relacionadas às medições de recalques e as distribuições das cargas verticais dentro do sistema de fundação, ressaltando os principais aspectos que deveriam ser obtidos:

- O recalque de vários pontos em torno do sistema de fundações, incluindo os pontos críticos de máximo e mínimo recalque.
- A distorção angular em vários pontos ao redor do sistema de fundação.
- A carga aplicada no topo de uma série de estacas.
- As tensões de contato entre o radier e o solo subjacente em vários locais nas proximidades das estacas nas quais a carga está sendo medida.
- A distribuição da carga axial ao longo do fuste da estaca.



Figura 2.7. Programa de monitoramento de radier estaqueado (modificado de Katzenbach et al., 2017).

Poulos (2017) também lista as principais técnicas de medições aplicadas em fundações, sendo: para medição de recalques e movimentos laterais utilizados sistemas de medição por meio de instrumentos de topografia (nível, teodolito, estação total), através da leitura de deslocamentos relativos entre um referencial de nível profundo (RNP), ou “*benchmark*”, e pinos fixados aos pilares das estruturas; células de tensão total para medir as tensões de contato entre o radier e o solo; para medição de forças ao longo da estaca com sensores de força montados com “*Strain gauges*”, ou seja, com extensometria elétrica; para medição de pressões neutras com utilização de piezômetros; e medição de deslocamentos relativos, ou rotações relativas no interior das estruturas com extensômetros e inclinômetros, com uso de hastes telescópicas ou marcos de deslocamentos relativos em tubos/furos previamente executados.

A extensometria elétrica é a mais comumente adotada, em relação a outros tipos de instrumentos (corda vibrante e óticos), e é comum instrumentos utilizados para fins distintos, terem operação com princípios em extensometria elétrica. Tal preferência decorre de sua simplicidade, baixo custo de montagem e elevados níveis de segurança na obtenção de dados (Segalini et al., 2017).

2.3.2 Métodos de interpretação, cuidados e dimensionamentos de instrumentos

De acordo com Lam & Jefferis (2011) a compatibilidade geométrica é uma condição fundamental utilizada na instrumentação de estruturas de concreto armado, assim as deformações registradas pelos extensômetros deveriam ser equivalentes às deformações do concreto e, também às deformações do aço. Todavia esse cenário ideal é influenciado por fatores que alteram os resultados da instrumentação instalada, assim nesta subseção, serão discutidos, alguns deles: métodos de interpretação de estacas instrumentadas, cuidados com deformações acessórias, e dimensionamento, calibração e instalação de células de tensão total.

2.3.2.1 Métodos de interpretação de estacas instrumentadas

Os resultados de instrumentação com extensômetros elétricos de resistência partem da conversão de dados de deformação em cargas, e por isso requerem uma avaliação da rigidez axial da estaca (EA), por meio do uso da lei de Hooke como escrito na Equação 2.1.

$$P_i = (EA)_i \varepsilon_i \quad (2.1)$$

onde: P_i é a carga na estaca em um nível de instrumentação i ; E é o módulo elasticidade unidirecional (Young) da estaca (concreto e qualquer aço); A é a área da seção transversal da estaca; e ε_i é a deformação medida no nível i .

Importante ressaltar que as propriedades do concreto podem variar entre os lotes, mesmo quando a mistura (traço) é a mesma, e ainda é possível encontrar defeitos locais, como lacunas, microfissuras e contaminações. Todavia esta variabilidade pode ser reduzida por intermédio de um rigoroso controle de concretagem dos materiais e dos procedimentos.

Também cabe lembrar que a relação entre tensão e deformação não é linear, e que a escolha de um módulo de Young (secante ou tangente) depende do nível de deformação analisado, conforme mostrado por Kai et al. (2006).

Lam & Jefferis (2011) apresentam uma discussão geral dos métodos disponíveis de determinação do módulo de Young para interpretar cargas ao longo de estacas em provas de carga estática instrumentadas. Os autores dividiram suas discussões em:

- a) Métodos que usam resultados de testes de laboratório.

- Método da área transformada: O módulo de Young da estaca é determinado a partir de uma média ponderada dos módulos dos materiais envolvidos (conhecidos por ensaios de laboratório) em função da área transversal que cada material ocupa numa seção de referência, conforme pode ser escrito pela Equação 2.2, para uma seção de concreto armado. O método não considera imprecisões relacionadas à coleta de amostras e ao processo de cura, que não reproduz as condições reais do campo, e também não leva em conta a variação do módulo de Young do concreto de acordo com diferentes níveis de tensão. Ainda sim é um método citado em manuais técnicos (O’Neil & Reese, 1999) como solução viável.

$$EA = E_c A_c + E_s A_s \quad (2.2)$$

onde: E é o módulo de Young equivalente; A é a área total da seção transversal; E_c, E_s são os módulos de Young do concreto e do aço, respectivamente; e A_c, A_s são as áreas da seção transversal ocupadas pelo concreto e aço, respectivamente.

- Método da área não corrigida: O módulo de Young da estaca é adotado como sendo igual ao módulo de elasticidade do concreto, ignorando a contribuição de rigidez do aço, pode ser usado de modo estimativo, como valor de referência, mas leva a erros grandes e deve ser evitado.
 - Método da estaca Falsa (“*Dummy pile*”): O módulo de Young é obtido a partir de implantação de estacas instrumentadas em escala reduzida, que podem ser removidas e levadas ao laboratório para análise do seu comportamento em relação à tensão e deformação. A principal vantagem reside na capacidade de representar de forma precisa as condições de concretagem e cura da estaca.
- b) Métodos que medem o módulo da estaca in situ com uso de extensômetros perto do topo da estaca, onde as cargas nesse nível de referência são conhecidas.
- Método implícito: é assumida uma rigidez axial (EA) uniforme ao longo de toda a estaca, independentemente do nível de tensão. Consequentemente, não é necessário realizar o cálculo do módulo de Young para determinar os valores de tensão normal que atuam na seção transversal da estaca em diferentes profundidades, assim é admitido uma relação proporcional entre cargas e deformações a partir dos valores medidos no topo.
 - Método linear elástico: permite o cálculo de um módulo de Young utilizando uma relação tensão-deformação linear. O módulo determinado neste método não

se altera em função dos níveis de tensão e deformação, portanto o método é adequado para condições cíclicas em regime elástico.

- Método do módulo secante: considera a variação do módulo de Young em função do nível de deformação obtido numa seção de referência (no topo), permitindo usar módulos de Young maiores ao longo do comprimento da estaca em função dos menores níveis de tensão e deformação. Assim é definida uma equação (linha de ajuste adequada) para representar a variação do módulo em função do nível de deformação, sendo replicada para os outros sensores em profundidade para converter as deformações medidas em cargas. Este método parte do pressuposto de que a relação entre módulo de Young e deformação desenvolvida para o nível de medição próximo ao topo da estaca pode ser aplicada ao restante da estaca.
- Método do módulo tangente (Fellenius, 1989, 2001): A principal vantagem desse método reside na consideração de todos os extensômetros instalados na estaca (e não apenas na seção de referência) para determinar a variação do módulo em relação ao nível de tensão. Assume-se que a relação tensão-deformação é representada por um polinomial de segundo grau, permitindo expressar o módulo tangente (primeira derivada) por meio de uma equação linear. No entanto, a aplicação adequada desse método requer que a resistência ao atrito lateral da estaca instrumentada tenha sido completamente mobilizada durante o ensaio, o que o torna menos adequado para estudos envolvendo o monitoramento de estacas em situações de serviço no limite de resistência

Dentre todos os métodos descritos, os métodos do módulo secante e do módulo tangente são considerados mais precisos, porque consideram a variação do módulo equivalente da estaca em função do nível de tensão. Lam & Jefferis (2011) observaram que o método do módulo tangente resultou em uma pequena superestimação da carga aplicada no topo da estaca, e também que o método é adequado para detectar variações no valor de módulo com a profundidade.

Fellenius (2012) discorre sobre os motivos para a ocorrência de variações de deformações da ordem de até 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ ao longo do tempo de construção das estacas e execução da prova de carga, e conclui que as mudanças são causadas por três processos diferentes: variação de temperatura (aquecimento e resfriamento) devido às reações de hidratação do cimento, expansão do concreto decorrente do processo de endurecimento, e consolidação do solo onde ocorre o equilíbrio das tensões cisalhamento da interface.

2.3.2.2 Obtenção e tratamento de deformações acessórias

As deformações presentes numa estrutura de concreto são compostas de parcelas reversíveis e irreversíveis. As parcelas reversíveis podem ser instantâneas, com base na teoria da elasticidade, ou dependente do tempo quando dita de elástica retardada. Já as deformações irreversíveis podem ser instantâneas, ditas plásticas sem variação volumétrica do material, ou dependente do tempo ditas viscosas (fluência), onde existe proporcionalidade entre a velocidade de deformação e a tensão aplicada. Além das deformações devido à carga aplicada, há deformações inerentes do concreto causadas pela perda de água, chamadas de deformação por retração (Kataoka, 2010).

Portanto em monitoramentos de longo prazo de instrumentações de estruturas é fundamental conhecer as deformações por fluência e retração, ditas acessórias, para que elas possam ser descontadas nas deformações totais medidas, de modo a determinar as deformações elásticas da estrutura (Figura 2.8) e, conseqüentemente, das cargas atuantes.

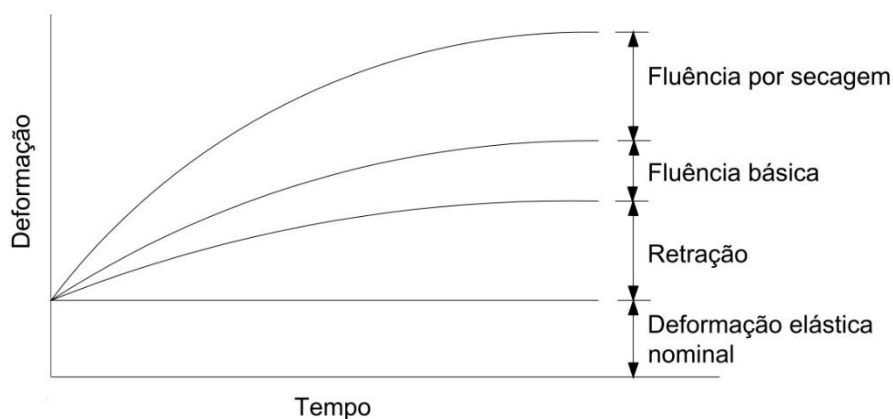


Figura 2.8. Tipos de deformação ao longo do tempo para elementos de concreto simples submetidos a um carregamento constante (modificado de Neville, 1997).

A fluência do concreto refere-se ao aumento da deformação sob tensão constante, sendo influenciada pela migração de água nos microporos do material. É composta por duas componentes: a fluência básica, que ocorre em condições de umidade relativa do ambiente igual a 100%, e a fluência por secagem, que é uma parcela adicional de deformação que ocorre em ambientes com umidade relativa inferior a 100% (Mehta & Monteiro, 1994).

As deformações por retração podem ter duas origens: retração por secagem e retração autógena. A retração por secagem é uma forma de retração que ocorre devido à perda de umidade do concreto para o ambiente. Esse fenômeno está relacionado à formação de fissuras e à durabilidade da estrutura (Kataoka, 2010). Outra forma de retração é a retração autógena,

que ocorre devido à diminuição do volume de material cimentício durante a hidratação, logo após o início do processo de pega. As deformações decorrentes dessa retração autógena são influenciadas por fatores como temperatura, quantidade de cimento utilizado e relação água/cimento, sendo parcialmente restringidas pela rigidez do cimento hidratado e dos agregados (Neville, 1997).

Existem vários métodos de cálculo para determinação das deformações por retração e fluência para estruturas de concreto, desde trabalhos acadêmicos e normas e regulamentos de países e regiões, podendo se enumerar os principais modelos: ACI 209R (ACI, 1997, 2008), B3 Bazant & Baweja (2000), CEB MC-90 (CEB, 1990), EC2 (EUROCODE 2, 2003), GL2000 (Gardner & Lockman, 2001) e NBR 6118 (ABNT, 2014). De forma geral cada modelo considera uma série de parâmetros (concreto fresco, endurecido e condições ambientais) e não há um consenso do melhor a ser empregado.

Um estudo realizado por Fanourakis & Ballim (2003) comparou o desempenho de oito modelos de cálculo diferentes para prever deformações por fluência e retração em concreto. Esses modelos foram baseados em normas e artigos científicos estabelecidos e foram confrontados com dados reais obtidos em seis estudos científicos, incluindo o banco de dados do RILEM ("*Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages*") e concluíram por uma análise estatística que o modelo B3 foi o mais preciso entre os modelos avaliados. Em contraponto, Kataoka (2010) conduziu uma análise paramétrica, com um número menor de amostrar, para investigar a influência de vários fatores, como umidade relativa, tipo de cimento, resistência à compressão e temperatura, no cálculo das deformações por fluência e retração utilizando diferentes modelos, incluindo ACI 209R, EC2, B3, GL2000 e NBR 6118. Os resultados revelaram que, a variação da umidade relativa foi o fator mais significativo na previsão das deformações por fluência, destacando o modelo B3 como o mais sensível e o modelo ACI 209R como o menos sensível.

Apesar de toda a variabilidade possível entre os modelos, podem-se enumerar alguns trabalhos que retratam o modelo B3, como um modelo que mostrou vantagens, podendo citar:

- Al-Manaseer & Lam (2005) executaram análises estatísticas a partir do banco de dados do RILEM para avaliação das deformações por fluência e retração previstas pelos modelos ACI 209R, B3, CEB MC-90 e GL2000, e concluíram que os modelos GL2000 e B3 foram os que apresentaram melhor previsão simultânea da retração e fluência.
- ACI209.2R-08 (ACI, 2008) comenta que apenas os modelos B3 e GL2000 são capazes de simular o fenômeno de recuperação da fluência em situações de

descarregamento (“creep recovery”). O que pode ser útil para simular situações de alívio de tensões em estruturas de concreto.

- Vasatko & Vitek (2018) instrumentaram corpos de prova coletados no mesmo dia da concretagem de dois pilares de um edifício de 8 pavimentos em Praga para o acompanhamento das deformações por fluência, os quais permitiram verificar boa concordância entre os resultados monitorados e as previsões de fluência pelo modelo de Bazant (2015) que foi evolução do modelo B3.

Diferentes métodos estão disponíveis para a análise de fluência sob históricos de tensão variáveis, conforme destacado por Bazant & Baweja (2000). Esses métodos podem ser classificados em três categorias distintas.

- Classe I envolve a modelagem numérica do fenômeno, utilizando modelos viscoelásticos como as cadeias de Kelvin ou de Maxwell. Essa abordagem é adequada para problemas complexos que exigem alta precisão e requer dados experimentais para calibrar adequadamente os modelos constitutivos.
- Classe II compreende métodos simplificados que oferecem uma boa precisão, como o método do módulo efetivo ajustado pelo tempo (AEMM - “*Age-adjusted Effective Modulus Method*”), desenvolvido por Bazant (1972). Esses métodos são amplamente recomendados para a maioria dos casos, sendo aplicáveis em situações em que há variações nas cargas aplicadas aos elementos estruturais. Recomenda-se a aplicação do AEMM para cada incremento de carga, seguido pelo princípio da superposição dos efeitos, considerando as deformações por fluência incrementais no cálculo da fluência total.
- Classe III abrange métodos de baixa precisão, como o método do módulo efetivo (EMM - “*Effective Modulus Method*”) ou o método de Dischinger (RCM - “*Rate of Creep Method*”). De acordo com Gilbert & Ranzi (2011) os métodos são válidos apenas em casos de tensão constante ao longo do tempo, onde o concreto apresenta um envelhecimento no momento da aplicação da carga, ou quando o envelhecimento não é significativo.

É importante ressaltar que o princípio da superposição dos efeitos pode ser adotado em análises de fluência, desde que haja uma relação linear entre tensões e deformações no comportamento do concreto, o que geralmente é válido para tensões até 45% da resistência média à compressão aos 28 dias, conforme apontado por Bazant & Baweja (2000). Portanto, a escolha do método adequado depende da complexidade do problema e da disponibilidade de

dados experimentais para calibração, sendo os métodos da Classe II geralmente os mais recomendados.

Dentre vários modelos teóricos para cálculo da fluência, nesta tese foi utilizado o modelo B3 descrito por Bazant & Baweja (2000) porque mostra uma melhor base teórica com maior aplicação prática, devido ao conjunto de variáveis de entrada necessárias e as condições impostas pelo modelo. O modelo B3 é uma evolução das pesquisas iniciais de (Bazant & Panula, 1978a, 1978b, 1978c), sendo suas principais características: utilização de uma função exponencial dupla para a fluência básica; e consideração de um modelo de difusão, dependente da umidade e do tamanho do elemento estrutural, para representar a parcela de fluência por secagem. Nos parágrafos a seguir são revisadas as equações e a estrutura do modelo B3.

O modelo B3 foi desenvolvido para concretos convencionais, com intervalos de propriedades amplos e compatíveis com condições usuais de aplicação, sendo eles:

- Relação água/cimento entre 0,35 e 0,85;
- Relação agregado/cimento (em massa) entre 2,5 e 13,5;
- Resistência a compressão aos 28 dias entre 17 e 70 MPa;
- Consumo de cimento entre 160 e 720 kg/m³;
- Tensões no concreto uniaxiais, de compressão, de até 0,45fcm28.

O modelo B3 define uma função de fluência específica ($J(t, t_0)$), calculada em um tempo t para uma tensão axial unitária aplicada no tempo t_0 , que incorpora as parcelas referentes a deformação instantânea (q_1), fluência básica ($C_0(t, t_0)$) e fluência por secagem ($C_d(t, t_0, t_c)$), para assim determinar a deformação por fluência do concreto, conforme mostra a Eq. 2.3.

$$J(t, t_0) = q_1 + C_0(t, t_0) + C_d(t, t_0, t_c) \quad (2.3)$$

Onde:

$$q_1 = 0,6/E_{c28} \quad (2.4)$$

$$C_0(t, t_0) = q_2 Q(t, t_0) + q_3 \ln[1 + (t - t_0)^{0,1}] + q_4 \ln(t/t_0) \quad (2.5)$$

$$C_d(t, t_0, t_c) = q_5 \{ \exp[-8H(t)] - \exp[8H(t_0)] \}^{0,5} \quad (2.6)$$

Na Eq. 2.5, $Q(t, t_0)$ é a parcela de fluência relativa ao envelhecimento viscoelástico do concreto, cujo cálculo integral é aproximado pelas Eqs. 2.7 a 2.10 e q_2, q_3 e q_4 são coeficientes empíricos determinados, respectivamente, pelas Eqs. 2.11, 2.12 e 2.13.

$$Q(t, t_0) = Q_f(t_0) \left[1 + \left(\frac{Q_f(t_0)}{Z(t, t_0)} \right)^{r(t_0)} \right]^{-1/r(t_0)} \quad (2.7)$$

$$Q_f(t_0) = \left[0,086(t_0)^{2/9} + 1,21(t_0)^{4/9} \right]^{-1} \quad (2.8)$$

$$Z(t, t_0) = (t_0)^{-0,5} \ln \left[1 + (t - t_0)^{0,1} \right] \quad (2.9)$$

$$r(t_0) = 1,7(t_0)^{0,12} + 8 \quad (2.10)$$

$$q_2 = 185,4 \cdot 10^{-6} c_c^{0,5} f_{c28}^{-0,9} \quad (2.11)$$

$$q_3 = 0,29(a/c)^4 q_2 \quad (2.12)$$

$$q_4 = 20,3 \cdot 10^{-6} (a_g/c)^{-0,7} \quad (2.13)$$

Na Eq. 2.6, a fluência por secagem é determinada como média espacial da umidade relativa dos poros do concreto ($H(t)$), como mostra a Eq. 2.14, e do coeficiente empírico q_5 , da Eq. 2.15. Onde $\varepsilon_{r\infty}$ é a deformação última por retração e $S(t - t_c)$ corresponde a curva de tempo.

$$H(t) = 1 - (1 - RH)S(t - t_c) \quad (2.14)$$

$$q_5 = 0,757 f_{c28}^{-1} \left| \varepsilon_{r\infty} \cdot 10^6 \right|^{-0,6} \quad (2.15)$$

As unidades das equações acima seguem as especificadas na Tabela 2.2. A descrição e os valores adotados para os parâmetros de entrada do modelo B3, utilizados nesta tese nos cálculos das deformações por fluência para as estacas e os pilares constam na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Parâmetros de entrada utilizados nos cálculos do modelo B3.

Parâmetro de Entrada	Pilares	Estacas
Idade do concreto no início da secagem, em dias (t_c)	1	1
Idade do concreto no início do carregamento, em dias (t_0)	Variável	
Idade do concreto, em dias (t)	Variável	
Consumo de água, em kg/m ³ (c_w)	175,5	180,0
Consumo de cimento, em kg/m ³ (c_c)	552	300
Relação água-cimento, em massa (a/c)	0,32	0,60
Relação agregado-cimento, em massa (a_g/c)	2,94	6,16
Tipo de cimento	CPIIF-40	
Resistência à compressão média do concreto aos 28 dias, em MPa (f_{c28})	Tabela 3.10	Tabela 3.11
Módulo de Young secante do concreto aos 28 dias em MPa ($E_{c,28}$)	Tabela 3.10	Tabela 3.11
Umidade relativa do ambiente, em forma decimal (RH)	0,70	0,98
Forma do espécime (k_s)	Variável	1,15
Relação volume-superfície, em mm (V/S)	Variável	175

Uma vez definida as funções que determinam as deformações por fluência, faz se necessário ainda escolher uma estratégia para a aplicação de um módulo de elasticidade que

relacione as deformações as tensões, uma vez que o tempo e o nível de tensão influenciam o valor deste módulo, para tal foi utilizado o Método do Módulo Efetivo Ajustado pelo tempo (AEMM – “*age-adjusted effective modulus method*”) definido por Bazant (1972).

Primeiro é necessário considerar que o cálculo da deformação total ($\varepsilon(t, t_0)$) de um elemento estrutural em concreto, submetido a uma tensão uniaxial de compressão (σ), pode ser calculado a partir das parcelas de deformação elástica ($\varepsilon_e(t, t_0)$), devido a fluência ($\varepsilon_f(t, t_0)$), que é função do coeficiente de fluência: $\phi(t, t_0)$ e devido à retração ($\varepsilon_r(t, t_c)$), e do módulo do concreto ajustado ($E_c(t_0)$), como descrito por Kovler (1997), e mostrado na Eq. 2.16.

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_e(t, t_0) + \varepsilon_f(t, t_0) + \varepsilon_r(t, t_c) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma}{E_c(t_0)} \phi(t, t_0) + \varepsilon_r(t, t_c) \quad (2.16)$$

O cálculo das deformações elástica e por fluência podem ser agrupados reescrevendo a Eq. 2.16, utilizando um módulo de Young efetivo para o concreto (E_{ef}), como mostra a Eq. 2.17.

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] + \varepsilon_r(t, t_c) = \frac{\sigma}{E_{ef}(t_0)} + \varepsilon_r(t, t_c); \quad \text{na qual: } E_{ef}(t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (2.17)$$

Os trabalhos de Trost (1967) e Bazant (1972) consideram o efeito do histórico de tensões e o envelhecimento do concreto, utilizando um coeficiente de envelhecimento ($\chi(t, t_0)$), que reduz o coeficiente de fluência, conforme a Eq. 2.18. Esta solução foi utilizada nesta tese para o cálculo do módulo de Young do concreto, efetivo, ajustado pelo tempo (E_{aj}).

$$E_{aj}(t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)} \quad (2.18)$$

Kovler (1997) e Gilbert & Ranzi (2011), demonstram que o cálculo do coeficiente de envelhecimento depende de uma série de fatores como duração da carga, geometria do elemento estrutural e taxa de aplicação do acréscimo de tensões, e sugerem que os valores típicos variam entre 0,5 e 1,0. Os autores propõem uma função de relaxação ($R(t, t_0)$), para considerar tais fatores, como mostra a Eq. 2.19.

$$\chi(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_0) - R(t, t_0)} - \frac{1}{\phi(t, t_0)} \quad (2.19)$$

O cálculo da função de relaxação envolve as deformações provocadas por um histórico de tensões $\sigma(t)$, expressas a partir da decomposição de uma série de acréscimos de tensão $d\sigma(t')$ e suas respectivas funções de conformidade $J(t, t')$, conforme a Eq. 2.20 (Bazant, 1988).

$$\varepsilon(t) - \varepsilon^0(t) = \int_0^t J(t, t') d\sigma(t') \quad (2.20)$$

A deformação por retração e dilatação térmica, denominada deformação inelástica prescrita, é expressa por $\varepsilon^0(t)$, e t' representa o tempo em dias em que uma tensão unitária foi

aplicada. A Eq. 2.20 pode ser escrita em um formato equivalente, em função de acréscimos de deformação $d\varepsilon(t')$ e da função de relaxação $R(t, t')$, conforme a Eq. 2.21.

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t, t') [d\varepsilon(t') - d\varepsilon^0(t')] \quad (2.21)$$

Bazant (1972) propõe que um histórico de deformações pode ser representado por uma função escalonada unitária (“*unit step function*”), na qual $\varepsilon = 1$ para $t \geq t_0$ e $\varepsilon = 0$ para $t < t_0$, de modo que Eq. 2.21, pode ser rescrita como a Eq. 2.22.

$$\sigma(t) = R(t, t_0) \quad (2.22)$$

Desta forma, considerando $\varepsilon^0(t)$ igual a zero, a relação entre a função de conformidade e a função de relaxação pode ser obtida por intermédio das Eq. 2.20 e 2.22, nos termos da Eq. 2.23, conhecida como uma integral de Volterra, que fornece a solução exata da função de relaxação procurada.

$$\int_{t_0}^t J(t, t') \frac{\partial R(t', t_0)}{\partial t'} dt' = 1 ; \text{ para } t > t_0 \quad (2.23)$$

De modo alternativo, Bazant & Kim (1979) mostram um modo de cálculo aproximado da função de relaxação, pela Eq. 2.24. Os autores discutem que a fórmula tem boa correlação para funções de conformidade típicas do concreto, com erros de até 2% quando comparados com a solução exata da Eq. 2.23.

$$R(t, t') = \frac{0,992}{J(t, t')} - \frac{0,115}{J(\xi + t', \xi + t' - 1)} \left(\frac{J(t' + \xi, t')}{J(t, t - \xi)} - 1 \right); \quad \text{na qual: } \xi = (t - t')/2 \quad (2.24)$$

A aplicação do AEMM depende da função de fluência adotada para representar o comportamento do concreto. Portanto, nesta tese para a determinação dos valores de E_{aj} utilizados no cálculo da fluência segundo o modelo B3, foram utilizados coeficientes de envelhecimento calculados conforme a Eq. 2.24.

Uma vez definido os valores do módulo de Young do concreto, efetivo, ajustado pelo tempo, foi utilizado o modelo de Ziehl et al. (2004), para calcular a deformação elástica inicial e a deformação por fluência da seção transversal de elemento de concreto armado, o modelo considera o coeficiente de fluência do concreto para calcular a tensão remanescente no concreto ao longo do tempo, como descrito na a Eq. 2.25:

$$\varepsilon_e(t, t_0) + \varepsilon_f(t, t_0) = \left[\frac{P}{A \cdot (1 - \rho_g) + \left(\frac{E_s}{E_{aj}(t, t_0)} \right) \cdot \rho_g \cdot A} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_{aj}(t, t_0)} \right) \quad (2.25)$$

Onde P é carga atuante no elemento estrutural, A é a área da seção transversal, ρ_g é a taxa de armadura longitudinal e E_s é o módulo de Young do aço. A deformação total em um dado intervalo de tempo é dada pelo somatório das parcelas de deformação ε_e e ε_f .

Ao longo do período construtivo da obra as cargas foram aplicadas sobre as seções de referência (instrumentadas) de modo acumulativo, assim para a determinação das parcelas de deformação dependentes da tensão (ε_e e ε_f), foi utilizado o princípio da superposição dos efeitos para cada incremento de tensão no concreto ($\Delta\sigma_c$), aplicados à estrutura em cada tempo t_i , como mostrado na Eq. 2.26.

$$\varepsilon_e(t) + \varepsilon_f(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_{aj}(t, t_i)} \quad (2.26)$$

2.3.2.3 Considerações importantes sobre instrumentação com células de tensão total

As Células de Tensão Total (CTT) são instrumentos importantes na engenharia geotécnica para obter as tensões no solo em pontos de interesse em várias estruturas, como barragens, muros de contenção e fundações. Os tipos mais comuns e econômicos de CTT são sensores que quantificam a deflexão de um diafragma por meio de extensômetros elétricos, mas também podem ser ou do tipo hidráulico conectado a transdutores de corda vibrante (Bishnoi et al., 2022).

As CTTs são instrumentos que são utilizados a muito tempo, no mundo e no Brasil, como relatam, respectivamente, os trabalhos de Peattie & Sparrow (1954) e Ribas (1980). No entanto, é frequente encontrar casos em que estruturas geotécnicas instrumentadas descartaram dados relacionados às CTTs devido ao seu funcionamento inadequado, como relatado nas pesquisas de Kakuda (2010) e Mattsson et al. (2013), ou ainda os valores medidos são vistos com ressalvas como na pesquisa de Santos (2011). Assim, é crucial enfatizar a importância de cuidados a serem tomados nas etapas de dimensionamento, calibração e instalação para garantir o funcionamento adequado desses instrumentos.

As CTTs podem ser posicionadas no interior de maciços de solo ou na interface do contato solo e elementos estruturais. De modo geral, sua face sensível deve estar orientada no solo conforme a tensão que se deseja medir. No entanto, a medição das tensões no solo é complexa devido à diferença de rigidez entre o material da CTT e do solo, o que pode resultar numa distribuição de tensões heterogênea sobre o diafragma da CTT. Todavia, em certas configurações de construção das CTTs, essa diferença de rigidez tende a ter menos impacto no comportamento, abaixo são relacionados alguns trabalhos relevantes que analisaram aspectos do dimensionamento adequado de uma CTT:

- Peattie & Sparrow (1954) realizaram variações nas características das CTTs, como a relação entre diâmetro e espessura, a relação entre a área do diafragma e área total da célula, e a compressibilidade da célula. Como resultado obtiveram uma combinação de dimensões que propiciou construir uma célula com precisão de até 3%.
- Tory & Sparrow (1967) desenvolveram um método simplificado para calcular o desvio entre tensões esperadas e reais em CTTs utilizando a teoria da elasticidade. Eles compararam a medição esperada da célula sob carregamento hidrostático com a medição resultante de um carregamento não uniforme, levando em consideração a rigidez da célula no maciço de solo. Para modelar o carregamento não uniforme, tanto a célula quanto o solo foram divididos em fatias em um sistema axissimétrico, permitindo calcular a distribuição de tensões em cada fatia. O método forneceu gráficos de dimensionamento para as células de tensão total, permitindo minimizar os erros de leitura em relação à flexibilidade da célula.
- Weiler Jr & Kulhawy (1982) discutiram os fatores que afetam as medições de CTT. Identificaram quinze fatores principais, dentre eles: relação entre espessura e diâmetro da célula, e relação entre diâmetro do diafragma e diâmetro total da célula. Apresentaram um método para levar em conta cada fator que foi descrito. Como resultado a incorporação desses fatores pode resultar em melhores medições das CTT por meio de uma compreensão mais completa da interação entre a célula e o solo.
- Clayton & Bica (1993) introduziram o conceito do Fator de Ação da Célula (CAF - "*Cell Action Factor*") para avaliar como o módulo de Young do solo afeta o funcionamento da CTT. Foram utilizadas análises numéricas em elementos finitos para validação. Os autores destacam a influência do deslocamento do diafragma na face sensível na distribuição de tensões no solo, especialmente nas proximidades da célula. Eles observam que maiores deslocamentos do diafragma resultam em perturbações mais significativas e, conseqüentemente, em maiores erros. Como resultado desenvolveram gráficos de dimensionamento para células de tensão total de interface, que relacionam a flexibilidade do diafragma da célula aos valores de CAF.

- De acordo com Bhuiyan et al. (2018), discute sobre a relação de rigidez entre o solo e o material da CTT, e mostra que casos onde o solo é mais rígido que a estrutura da célula de tensão total, ocorre uma concentração de tensões nas bordas da CTT, fenômeno conhecido como arqueamento de tensões (“*arching effect*”), resultando em valores de tensão menores no centro. Por outro lado, quando a célula é mais rígida que o solo, ocorre uma concentração de tensões no centro da célula, levando a leituras de tensão maiores que os valores reais, conhecido como efeito de inclusão (“*inclusion effect*”).

Em relação à calibração e instalação das CTT's muitos autores discutiram aspectos relevantes, tratando os dois processos separados, onde a calibração é feita em laboratório, por um aparato hidrostático ou com uso de um solo padronizado (homogêneo), o que de certa forma está longe de retratar as condições reais do solo, todavia aceito devido a dificuldades de calibração em campo. Os trabalhos de Theroux et al. (2000, 2001), Labuz & Theroux (2005) e Pires (2017) mostram a evolução de sistemas de calibração de CTTs em laboratório com utilização de câmaras de calibração e cuidados especiais quanto a rigidez dos materiais envolvidos, como membranas hidráulicas e/ou solos, dimensões e procedimentos de aplicação/manutenção de carga.

Mesmo com todas as discussões e avanços na calibração de CTT laboratório existem relatos como feito por Theroux et al. (2001) que recomendam enfaticamente a calibração da CTT no solo, em condições semelhantes às encontradas no ambiente de aplicação, para obter uma representação mais precisa, os autores identificaram diferenças significativas (até 30%) na sensibilidade de CTT quando calibrada em laboratório com câmara de fluido e com solo pouco perturbado. Em contraponto, Bhuiyan et al. (2018) destaca que a calibração das CTTs em solo pode apresentar não linearidade e histerese nos resultados devido ao atrito e intertravamento entre as partículas do solo. O autor comparou a calibração das CTTs em solo e em fluido, e observou que a sensibilidade da célula calibrada em solo foi 9% menor em relação à calibração com fluido.

2.3.3 Instrumentação aplicada ao monitoramento de obras

Hooper (1973) apresentou em seu trabalho um dos primeiros exemplos de aplicação de instrumentação de fundações, utilizando o edifício Hyde Park Cavalry Barracks em Londres como estudo de caso. O edifício possuía 90 metros de altura e dois subsolos, e a fundação consistia em um radier com 1,52 metros de espessura conectado a 51 estacas de base alargada, construídas sobre argila de Londres. Durante a instrumentação da fundação, foram instaladas

células de carga no topo de três estacas, posicionadas no centro, meio e canto do radier, bem como células de tensão total em diferentes pontos do contato radier-solo. Os resultados mostraram que a estaca central do radier absorvia o dobro da carga da estaca no canto quando a carga da edificação era de 50% da capacidade da fundação. No entanto, as estacas periféricas começaram a absorver mais carga a partir desse ponto, sugerindo uma tendência de uniformização de cargas. A partir dos dados da instrumentação o autor conseguiu estimar a carga suportada pelas estacas e pelo contato radier-solo, como mostra a Figura 2.9. Esses resultados revelaram um aumento significativo nas cargas suportadas pelas estacas assim que a carga total da obra ultrapassou o peso do solo escavado, aproximadamente após 10 meses.

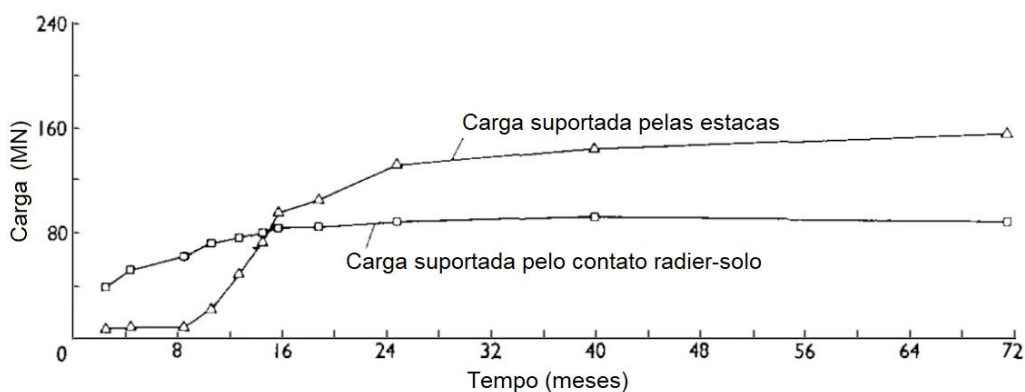


Figura 2.9. Cargas estimadas nas estacas e suportadas pelo contato radier-solo, a partir dos elementos instrumentados (modificado de Hooper, 1973).

Cooke et al. (1981) instrumentaram um edifício de 16 pavimentos construído sobre argila de Londres, com uma fundação composta por um radier de 0,9 metros de espessura, apoiado em 351 estacas de 0,45 metros de diâmetro e 13 metros de comprimento, espaçadas a cada 3,6D, onde observaram uma grande diferença de carga entre as estacas centrais e periféricas (de até 120%), que persistiu desde o início até o término da edificação como mostra a Figura 2.10. As cargas medidas ao longo do fuste das estacas centrais mostraram que o atrito lateral foi aproximadamente um terço do atrito medido nas estacas do canto.

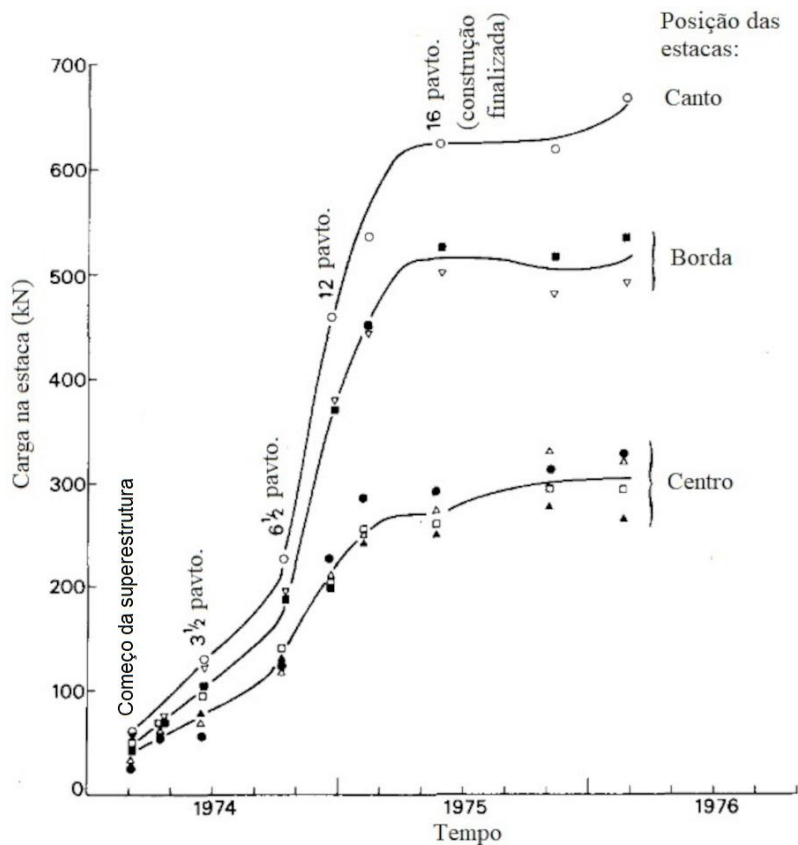


Figura 2.10. Cargas monitoradas em diferentes estacas da fundação, ao longo do tempo (modificado de Cooke et al., 1981)

Price & Wardle (1986) realizaram um monitoramento da carga de uma estaca e tensões em 4 pontos do contato radier-solo de um radier estaqueado projetado para controlar o recalque diferencial, construído como fundação do Centro de Conferências Rainha Elizabeth II, em Londres. As leituras indicaram que a estaca instrumentada sofreu alívio de carga, como mostra a Figura 2.11 (a), com consequente aumento de compressão na célula de tensão total localizada próxima à estaca, a uma distância de 2,1 vezes o diâmetro da estaca; como mostra a Figura 2.11 (b). Esse comportamento foi atribuído à expansão do solo, que foi previamente escavado em 13,5 m para construção dos subsolos e da fundação do edifício.

Em Xangai, Tang et al. (2014) monitoraram as tensões no contato radier-solo de três edifícios residenciais de seis pavimentos com fundações em sapatas corridas estaqueadas, cujo espaçamento entre as estacas foi de 3,1D a 4,35D. Durante a construção, entre 35% e 50% das cargas foram transmitidas pelo contato radier-solo. As Figura 2.12 (a), (b) e (c) indicam essa redução. Após a conclusão das obras, o percentual de carga absorvido pelo contato radier-solo diminuiu para 5% a 15% da carga total em todos os três edifícios. Esse comportamento ocorreu devido à dissipação do excesso de poropressão gerado durante a construção dos edifícios.

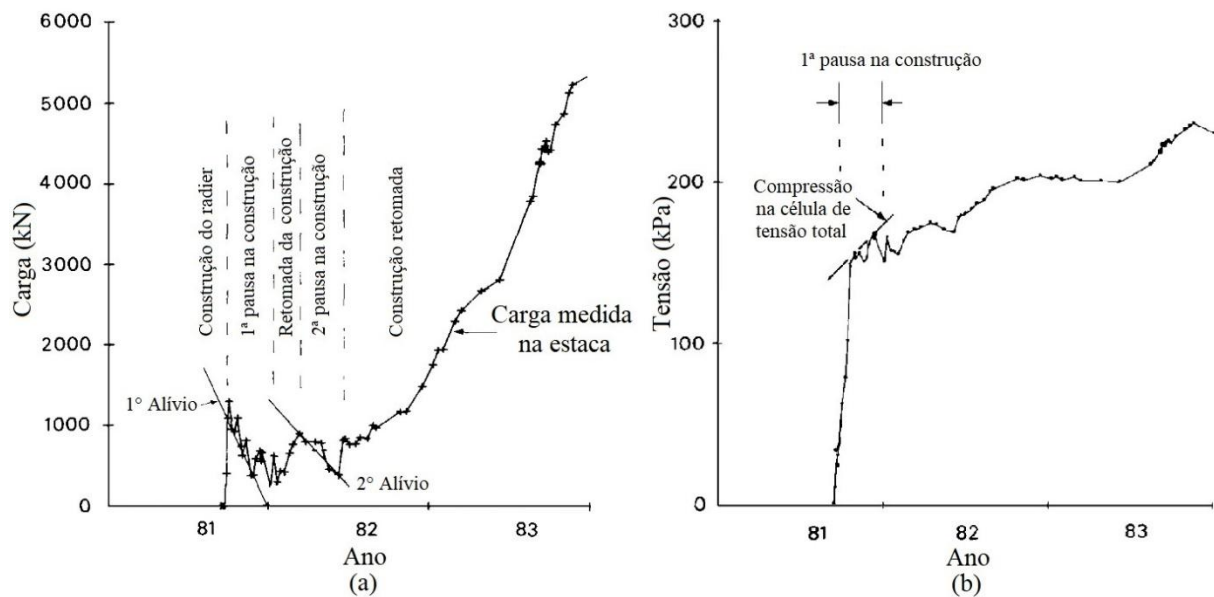


Figura 2.11. Carga monitorada na estaca (a) e tensões medidas no contato radier-solo (b) (modificado de Price & Wardle, 1986)

Cruz Junior (2016) apresenta um breve relato do uso de instrumentações aplicadas a fundações estaqueadas, e propõe uma metodologia de instrumentação para monitoramento de forças, a fim de verificar a distribuição das cargas transmitidas pelos pilares até as pontas das estacas, a partir da confecção de barras instrumentadas na forma de sensores elétricos, portáteis e miniaturizados para a aplicação em provas de carga estática e em pilares para medir cargas em escala real.

Alguns edifícios ao redor do mundo utilizaram instrumentação geotécnica em parte ou em toda a fundação para monitorar o comportamento de cargas e recalques, como evidenciado por Phung (2016) e listados na Tabela 2.3, onde enumera alguns casos de obras com instrumentação para análise de fundações em radier estaqueados e fundações estaqueados convencionais. O autor ressalta a conexão clara entre o recalque e a carga transmitida pelas estacas: quanto maior for o percentual de carga suportada pelas estacas, menor será o recalque. Ainda, o recalque pode ser controlado alterando o número de estacas, seu comprimento, bem como seu layout. Também enumera algumas fundações que foram projetadas de modo convencional com cargas suportadas somente pelas estacas, mas que se comportaram como um radier estaqueado, ou seja, o radier transferiu ao solo alguma parte da carga da edificação.

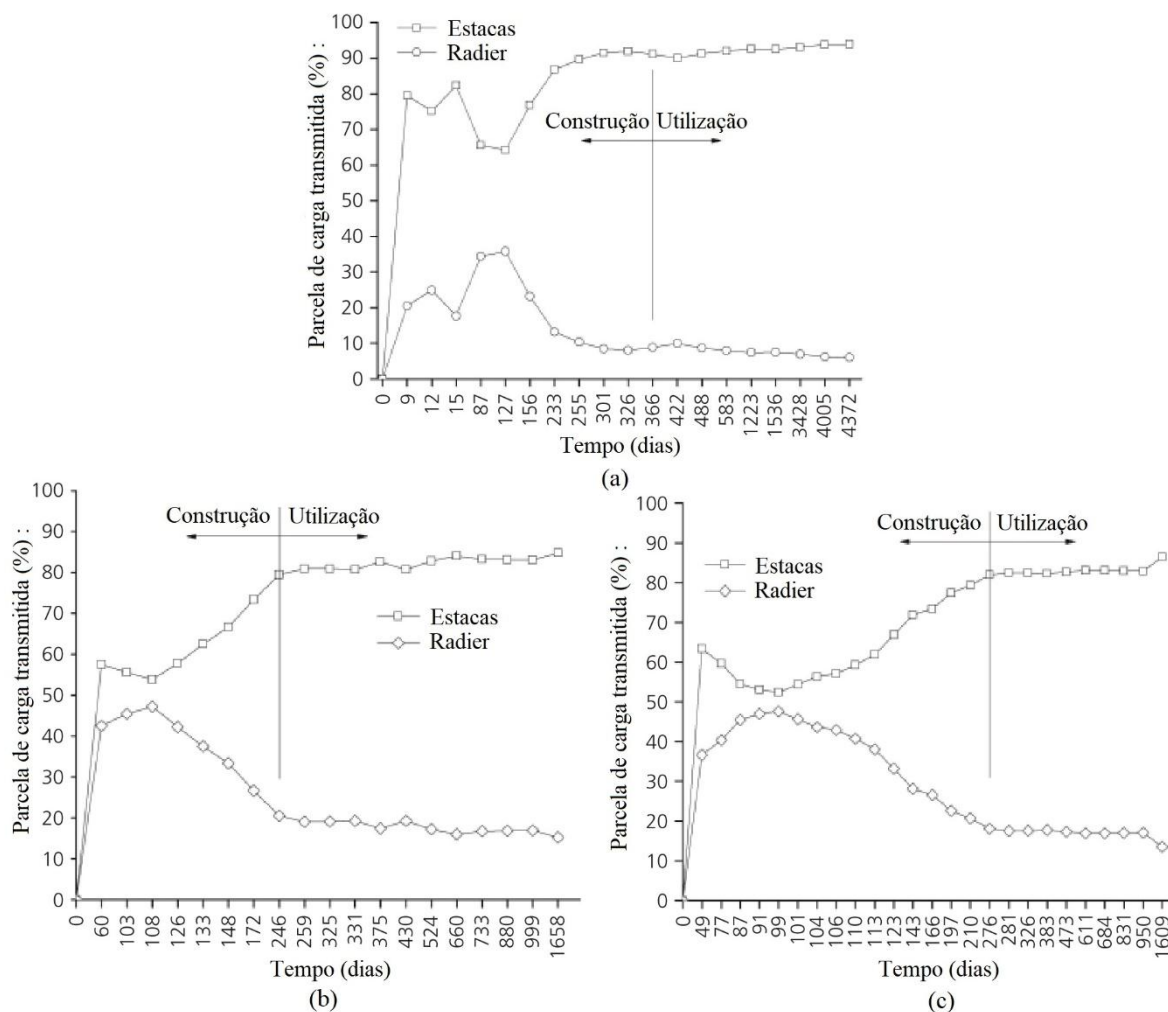


Figura 2.12. Estimativas de parcela de carga transmitida pelas estacas e pelo radier, para as três edificações instrumentadas (a), (b) e (c) (modificado de Tang et al., 2014)

Tabela 2.3. Casos históricos de radiers estaqueados instrumentados de edifícios altos (modificado de Phung, 2016).

Nº	Edifício	Estrutura		Divisão de carga (%)		Recalques (mm)
		Altura(m)	Andares	Estaca	Radier	
1	Messe-Torhaus, Frankfurt	130	30	75	25	N.A.
2	Messturn, Frankfurt	256	60	57	43	144
3	Westendstrasse 1 tower, Frankfurt	208	51	49	51	120
4	Petronas, Kuala Lumpur ^(CPF)	450	88	85	15	40
5	Treptower, Berlin	121	-	55	45	73
6	Sony Center, Berlin	103	-	N.A.	N.A.	30
7	Commerzbank, Frankfurt ^(CPF)	300	56	96	4	19
8	Skyper, Frankfurt	153	38	63	27	55

Nota: CPF – fundação estaqueada convencional, e N.A. – Informação não disponível.

Franke et al. (2000) mostra o estudo de caso do edifício *Westendstrasse 1 Tower*, em Frankfurt, onde foram aplicados: três extensômetros, medindo os recalques relativos com

profundidade; dois deles foram combinados com inclinômetros para medir os movimentos laterais do solo; seis estacas ao longo das quais a distribuição da força axial com a profundidade foi medida; oito células de tensão total no contato radier com o solo; e cinco células de tensão total no contato radier com o solo combinadas com medições de pressão neutra. A Figura 2.13 mostra a distribuição desta instrumentação relatada na obra estudo de caso. Os dados obtidos pela instrumentação permitiram uma avaliação das capacidades de vários métodos de cálculo para previsão do comportamento da fundação em radier estaqueado.

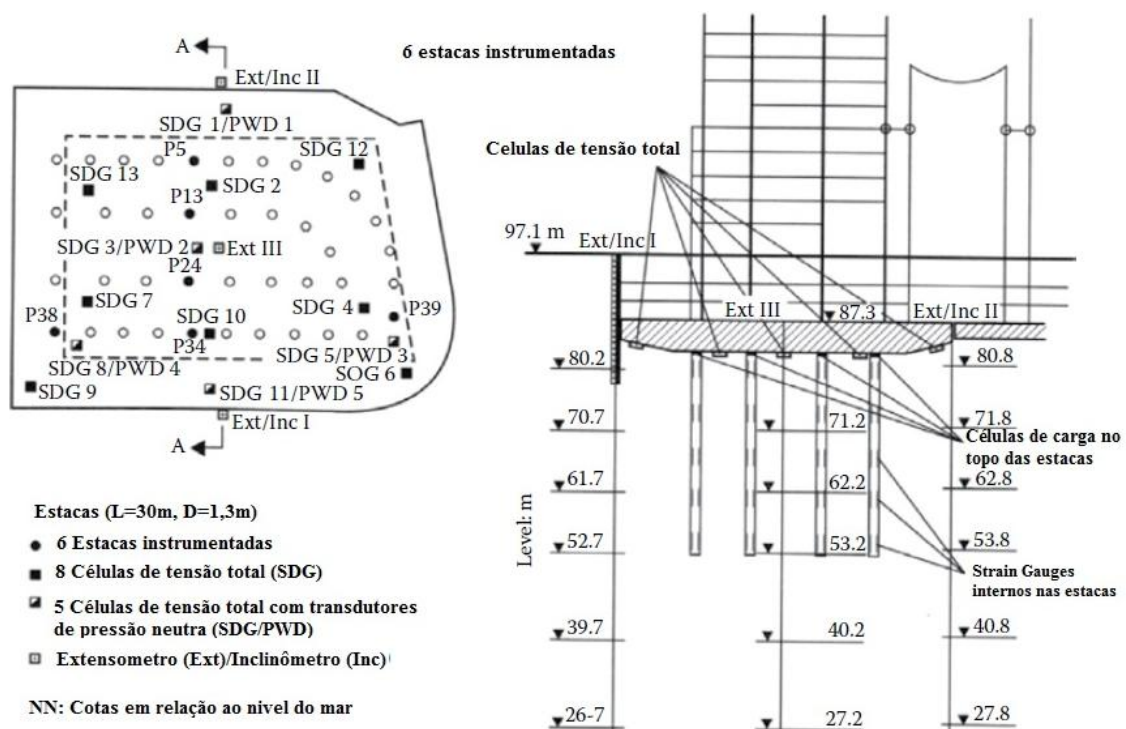


Figura 2.13. Instrumentação de fundação para o edifício *Westendstrasse I*, fundação em planta (esquerda) e Seção A-A (direita), (modificado de Franke et al., 2000).

Poulos (2017) afirma como resultado das instrumentações aplicadas ao edifício *Westendstrasse I Tower* que as comparações entre os vários métodos de previsão demonstraram que em níveis de carga relativamente baixos, típicos de cargas de trabalho, quando as estacas estão se comportando mais ou menos elasticamente, todos os métodos fornecem uma estimativa de ordem de magnitude razoável de recalque e do compartilhamento das cargas entre as estacas e o radier. Isso apesar do fato de que várias das estacas já haviam mobilizado sua capacidade de carga total.

Yamashita et al. (2011) apresentam o monitoramento de cinco estudos de caso em escala real de radiers estaqueados no Japão, os edifícios instrumentados têm de 19 a 162 m de altura, foram concluídos entre 2005 e 2009, as estruturas foram monitoradas desde início da construção

até um prazo que variou entre 17 a 60 meses após o final da construção. Os estudos de caso monitorados foram: um edifício de escritórios com onze pavimentos em areia média; um hospital com treze andares em argila mole; um galpão experimental de dezenove metros em areia média a densa; um edifício residencial de quarenta e sete andares em areia média; edifício residencial de dezenove andares em areia fofa. A instrumentação de modo geral consistiu em: medidas dos recalques com uso de marcos topográficos; medidas de cargas nas estacas, sempre no topo e alguns casos na pontas das estacas e em posições intermediárias; medidas das tensões de contato entre o radier e solo por meio de células de tensão total; medidas das pressões neutras abaixo do radier. De modo geral, apesar de serem casos de instrumentação de obras em verdadeira grandeza as instrumentações foram aplicadas no radier em uma área de contribuição pequena em torno de uma ou duas estacas.

As principais conclusões apontadas por Yamashita et al. (2011), podem ser resumidas:

- A instrumentação aplicada conseguiu obter os recalques de fundação, as cargas nas estacas, as tensões no contato radier-solo, que se mostraram bastante estáveis por um longo período após o término da construção.
- Sugere-se que os radiers sobre estacas funcionam de forma mais eficaz em razões de espaçamento (S/D) entre estacas maiores do que cerca de seis, na suposição de que nenhum recalque de consolidação ocorre no solo abaixo da radier, onde pelo menos 30% da carga efetiva poderia ser transferida ao solo superficial pelo radier.

A combinação dos resultados das pesquisas de Yamashita et al. (2011) com Kakurai et al. (1989), Yamashita & Kakurai (1991), Yamashita et al. (1994), Yamashita & Yamada (2009), Yamashita & Hamada (2011) totalizam dez estudos de casos de instrumentação aplicadas em edifícios em escala real, onde pode-se resumir que a razão de absorção das cargas nas estacas pelas cargas totais efetivas (α_{PR}) geralmente diminui à medida que a razão de espaçamento (S/D) da estaca aumenta. Os autores afirmam que o valor de α_{PR} depende do tipo das estacas abaixo do radier em termos do espaçamento e de como se dá o mecanismo de transferência de carga ao solo (estaca de ponta ou flutuantes).

Roh et al. (2019) monitoraram as deformações em pilares e estacas de um radier apoiado em 5 estacas tubulares metálicas com ponta embutida na rocha de um edifício de 41,4 metros de altura. Mesmo com as estacas tendo ponta embutida, o contato radier-solo absorveu cerca de 25% da carga total da fundação. Com o tempo, a carga absorvida pelo contato radier-solo diminuiu devido aos recalques que ocorreram. Além disso, a distribuição de cargas entre as estacas foi assimétrica, possivelmente devido às vigas de travamento que conectavam a fundação instrumentada com as outras fundações do edifício.

Um dos trabalhos percussores no Brasil que pode ser citado consta em Seixas et al., (2006), apresenta um estudo de caso de instrumentação de uma fundação em Recife, onde foi realizado um controle e monitoramento dos recalques, combinado com o levantamento das cargas permanentes, que foram estimadas com base no levantamento do andamento da obra, para verificação do desempenho das fundações em um edifício de 23 pavimentos, sem subsolos, sob solo arenoso, com fundações em sapatas assentadas em uma camada de sete metros de solo melhorado, devido a compactação de estacas de areia e brita. O objetivo principal dos autores foi discutir conceitos importantes de geodésia nas construções civis relacionadas com fundações diretas.

O monitoramento de recalques tornou-se obrigatório a partir da revisão de 2010 da norma de fundações, atualmente a NBR 6122 (ABNT, 2022a), especifica no seu item 9.1 a obrigatoriedade nos seguintes casos: estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios; estruturas com mais de 55 m de altura do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável; relação altura/largura superior a quatro; e fundações ou estruturas não convencionais. Apesar de reconhecer a possibilidade de monitoramento de outras grandezas, como por exemplo, das cargas e tensões, não especifica a obrigatoriedade dessas últimas.

Todavia muitos trabalhos têm sido desenvolvidos nos campos experimentais das universidades com utilização de instrumentação em sistemas de fundação em modelos reduzidos, ou em protótipos de estudo, onde o monitoramento engloba cargas, tensões e deslocamentos podendo-se citar, por exemplo, os trabalhos do campo experimental da UnB: Sales (2000), Guimarães (2002), Mota (2003), Araújo (2009) e outros mais, e do campo experimental da Unicamp: Freitas Neto (2013), Pérez (2014), Garcia (2015), (Alva, 2017), dentre outros.

Atualmente a instrumentação de Provas de Carga Estática (PCE) tem se mostrado uma ferramenta viável e eficaz para o desenvolvimento de projetos de fundações, uma vez que permite elucidar o comportamento de transferência de carga tanto pela ponta quanto pela lateral de elementos isolados de fundação. Essa capacidade de compreensão detalhada contribui para o dimensionamento de projetos mais seguros e econômicos, conforme demonstrado por Silva et al. (2020).

Diversos estudos vêm empregando a instrumentação em PCE para investigar diferentes aspectos relacionados às fundações profundas. Bernardes et al. (2022; 2024a, 2024b) e Cruz Junior et al. (2023), por exemplo, utilizaram os resultados obtidos por meio de estacas instrumentadas como base para validação de simulações numéricas, em todos esses trabalhos,

demonstraram a viabilidade e o desempenho da instrumentação, com sensores de imersão, de extensômetros elétricos desenvolvidos por Cruz Junior (2016). Também Bernardes et al. (2022) ao realizar um reensaio seis anos após a primeira campanha, com o objetivo de avaliar a variação do atrito lateral ao longo do tempo, efeito conhecido na literatura internacional como envelhecimento (*aging*), demonstraram a viabilidade e a durabilidade da instrumentação.

Ainda nesse contexto, Galvani Junior (2020) e Aguiar et al. (2023) aplicaram a instrumentação de PCE para analisar o comportamento de estacas tubulares em solos tropicais, contribuindo para o entendimento das particularidades geotécnicas desses ambientes. Bernardes et al. (2023), por sua vez, destacaram os efeitos da variação da sucção e do recarregamento em ensaios realizados em períodos distintos, de estações secas e chuvosas, a partir da instrumentação de uma estaca em solo tropical, evidenciando a influência das condições climáticas no desempenho da fundação.

Além disso, Cruz Junior & Sales (2023) organizaram e disponibilizaram um banco de dados com informações de oitenta PCEs instrumentadas em estacas tipo hélice contínua na cidade de Goiânia, visando fomentar sua utilização em pesquisas e novos estudos, como, por exemplo, as análises de comportamento de PCEs instrumentadas realizadas por Cruz Junior et al. (2024a, 2024b, 2025b). A partir de desse banco de dados Cruz Junior et al. (2025a) propõe a análise geral do comportamento de dissipação das cargas por atrito lateral em função do recalque normalizado.

2.4 MODELAGEM NUMERICA DE RADIER ESTAQUEADO

As utilizações de ferramentas numéricas em problemas geotécnicos apresentam vantagens relevantes porque possibilitam uma abordagem de um problema complexo com grande número de variáveis e condições específicas, mesmo que inicialmente devam ser usadas condições simplificadoras nos problemas.

2.4.1 Conceitos gerais e classificações

Modelagem numérica em engenharia geotécnica se referem à utilização de técnicas matemáticas para modelar o comportamento do solo e das estruturas em contato com ele. Essas técnicas podem ser aplicadas para análises de estabilidade de taludes, análises de fundações, dimensionamento de estruturas de contenção, dentre outras, considerando diferentes condições de carregamento, permitindo avaliar seu desempenho e verificar se atendem aos requisitos de segurança e estabilidade. A modelagem numérica é baseada em princípios matemáticos, com aplicação das leis da física, como por exemplo, a teoria da elasticidade. Diversos autores

contribuíram para o desenvolvimento de técnicas de modelagem numérica na engenharia geotécnica, como O. C. Zienkiewicz (Zienkiewicz, 1992) e H. G. Poulos (Poulos, 1989).

Assim, a modelagem numérica é uma ferramenta fundamental para a engenharia geotécnica, permitindo uma análise mais precisa e detalhada do comportamento dos solos e estruturas em diferentes situações, contribuindo para o desenvolvimento de soluções mais seguras e eficientes. As análises numéricas podem ser feitas com diferentes técnicas, como o método das diferenças finitas (MDF), o método dos elementos de contorno (MEC) e o método dos elementos finitos (MEF). Essas técnicas são aplicadas para solucionar as equações diferenciais que descrevem o comportamento do solo e das estruturas em contato com ele, considerando as propriedades mecânicas e geométricas dos materiais envolvidos. Ainda, pode-se proceder uma abordagem híbrida, que combina soluções analíticas e/ou métodos numéricos, que geralmente é utilizada para reduzir a capacidade de processamento necessária sem comprometer a acurácia das análises.

Método das Diferenças Finitas (MDF) é uma técnica numérica utilizada para resolver problemas de equações diferenciais parciais por meio da discretização do domínio do problema em uma grade de pontos aproximando as derivadas em cada ponto por diferenças finitas. Essas diferenças finitas são calculadas usando informações sobre os valores das funções em pontos próximos. É uma das técnicas mais antigas e amplamente utilizadas em engenharia geotécnica, inicialmente aplicadas em problemas de fluxo (Howard, 1960) e estabilidade de taludes (Singh & Saraf, 1972).

O Método dos Elementos de Contorno (MEC) é uma técnica numérica eficiente em problemas de engenharia geotécnica, pois resolve equações diferenciais parciais diretamente na fronteira do domínio, em vez de discretizá-lo em pequenos elementos finitos. A técnica consiste em discretizar a fronteira do domínio em elementos de contorno e aproximar a solução nesses elementos usando funções de forma. As funções de forma são escolhidas para satisfazer as condições de contorno no elemento e garantir a continuidade da solução na fronteira do domínio. Recomenda-se o uso do MEC para problemas com domínios muito extensos, como o meio semi-infinito encontrado em análises geotécnicas (Brebbia et al., 1984).

Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica numérica utilizada para resolver problemas de engenharia em que se deseja determinar o comportamento de um sistema sob condições de carga ou outro tipo de perturbação. O MEF é uma das técnicas numéricas mais empregadas em simulações de obras geotécnicas, devido a capacidade de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos, e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. As análises pelo MEF podem ser

conduzidas em modelos bidimensionais de estado plano (tensões e deformações) e axissimétricos ou tridimensionais rigorosos.

O método dos elementos finitos consiste na divisão do domínio do problema em elementos, cujo comportamento pode ser formulado em função de sua geometria e propriedades, conectadas apenas em alguns pontos (nós) que interagem entre si. A distribuição da variável que se deseja conhecer no interior de cada elemento é aproximada por uma função de interpolação, obtendo-se um sistema de equações de cada elemento, associando as variáveis por algum modelo constitutivo, esse sistema de equações é escrito em forma matricial. Associando-se o sistema de equações do elemento ao sistema dos elementos adjacentes, tem-se o sistema global de equações para o problema que é resolvido com a introdução das condições de contorno do problema, assim, obtêm-se os valores da variável desejada em cada nó da malha (Potts & Zdravkovic, 1999; Wood, 2004; Fish & Belytschko, 2009).

2.4.2 Principais trabalhos em métodos numéricos

A seguir, apresenta-se alguns dos principais trabalhos científicos em radiers estaqueados, com as várias metodologias possíveis como: análises analíticas simplificadas, metodologias híbridas, análises pelo MEC e 3D-MEF

2.4.2.1 Análises analíticas simplificadas

Análises analíticas simplificadas são ferramentas importantes porque permitem que sejam avaliados rapidamente os parâmetros críticos de projeto, tais como o dimensionamento das fundações, a verificação de tensões e a previsão de recalques. Embora modelos numéricos completos forneçam informações detalhadas sobre o comportamento de sistemas de fundações complexos, eles são frequentemente onerosos e consomem muito tempo computacional. As abordagens simplificadas são uma alternativa eficiente e econômica para o pré-projeto, proporcionando estimativas razoáveis para o comportamento estrutural de sistemas de fundação complexos.

Um dos trabalhos pioneiros de análises analíticas foi o de Randolph (1983) que apresentou o método da matriz de flexibilidade, que combina o comportamento carga-recalque de um grupo de estacas ao de um radier isolado. Isso permitiu a obtenção da rigidez equivalente para o sistema e, conseqüentemente, a distribuição de cargas entre o estaqueamento e o radier. A matriz de flexibilidade é uma ferramenta matemática utilizada para calcular as deformações em um sistema estrutural composto por elementos elásticos interconectados. No contexto das

fundações em radier estaqueado, a matriz de flexibilidade permite determinar as deformações e as cargas em cada estaca individualmente, bem como a carga distribuída no radier.

Clancy & Randolph (1996) a partir das abordagens simplificadas dos métodos da matriz de flexibilidade (Randolph, 1983) e do tubulão equivalente (Poulos & Davis, 1980), apresentou um método aproximado para o cálculo da rigidez geral da fundação e distribuição de carga no radier e estacas, partindo de conceitos de interação (Figura 2.14) do seu método híbrido desenvolvido anteriormente (Clancy & Randolph, 1993). O método aproximado foi refinado por comparação com resultados do método híbrido. Estudos paramétricos usando o método híbrido foram usados para desenvolver métodos aproximados para estimar os recalques diferenciais. Os métodos foram validados a partir de análises de caso de fundações de radier estaqueados, mostrando sua aplicação e comparando os resultados com uma análise completa e com medições de campo.

Horikoshi & Randolph (1999) apresentam um método analítico para estimar a rigidez geral de radier com estacas em um solo não homogêneo com profundidade finita, baseado no método de Clancy & Randolph (1996), que combina o método do "tubulão equivalente" (Poulos & Davis, 1980) e o método da "matriz de flexibilidade" (Randolph, 1983). Primeiramente, apresentam um método simples para estimar a rigidez geral das estacas em solo homogêneo ou não homogêneo. Em seguida, a aplicabilidade do método do "tubulão equivalente" foi avaliada para análise de grupo de estacas em condições de solo homogêneo. Por fim, apresentam um exemplo de aplicação do método em um modelo de centrífuga de radier com estacas. Os resultados mostram que o método proposto forneceu uma estimativa da rigidez de grupos de estacas e radier com estacas sem a necessidade de longos cálculos.

Outro método analítico simplificado bastante conhecido é o método PDR (Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1994) combina o modelo tri-linear de previsão do comportamento carga-recalque de radiers estaqueados com a formulação de Randolph para determinação da rigidez do conjunto formado pelo radier e estaqueamento. Tal metodologia considera uma fundação submetida a um carregamento vertical centralizado, cujo comportamento é linear elástico até a ruptura. No entanto, o método PDR tem limitações quanto ao tamanho do radier, sendo indicado para pequenos radiers estaqueados ($B_r / L < 1$, segundo o critério de Russo & Viggiani, 1998).

Ai et al. (2005) propuseram uma abordagem analítica para a análise de um radier circular rígido sobre uma estaca isolada em um perfil de solo estratificado. A solução proposta baseia-se na solução estendida de Sneddon (1992) para meios elásticos em camadas e foi verificada por resultados de provas de carga em um sistema de radier estaqueado. Os resultados indicam

que a solução proposta pode prever razoavelmente o comportamento elástico do sistema de radier estacado. Além disso, o estudo demonstra uma diferença na resistência lateral ao longo da estaca em solos com camadas com ou sem radier rígido.

Mandolini et al. (2017) apresentaram uma maneira para estimar a curva carga-recalque e a distribuição de carga entre as estacas e o radier, levando em conta o comportamento não-linear do solo. Partindo de uma extensão ao método PDR, utilizando uma função hiperbólica para descrever a variação da rigidez do radier e do grupo de estacas, conforme o aumento da carga atuante em tais elementos, melhorando a acurácia do método PDR na previsão do comportamento carga-recalque da fundação e na distribuição de carga entre seus elementos. Os resultados do método proposto foram validados por meio de comparações com dados experimentais e numéricos e aplicados a um estudo de caso de uma fundação da ponte sobre o rio Garigliano na Itália.

2.4.2.2 Metodologias híbridas

Metodologias híbridas combinam diferentes métodos numéricos, tais como o método dos elementos finitos, o método dos elementos de contorno e o método das diferenças finitas, e/ou ainda com soluções analíticas baseadas na teoria da elasticidade. Muitas das vezes desenvolvidas em função de reduzir a capacidade de processamento necessária para as análises, mas ainda com uma precisão aceitável dos resultados. Abaixo são mostrados alguns dos principais trabalhos considerados relevantes e relacionados ao tema desta tese.

Um dos primeiros trabalhos que estudou um radier estaqueado com o uso de uma metodologia híbrida foi de Hain & Lee (1978), onde o sistema foi considerado como uma placa elástica flexível por meio de elementos finitos (placas de Kirchhoff) apoiada por um grupo de estacas de fricção compressíveis, e o solo de suporte foi modelado como um material elástico homogêneo ou não homogêneo, composto por uma matriz cujos elementos apresentam rigidez equivalente ao solo ou à estaca, dependendo do nó correspondente. A capacidade de carga última das estacas foi levada em consideração para avaliar a eficácia do grupo de estacas na redução do recalque do radier, considerando os efeitos da flexibilidade e tamanho do radier, bem como os parâmetros do grupo de estacas. Para validar a metodologia, dois sistemas de fundação com radier e estacas foram reanalisados: o edifício La Azteca, localizado na Cidade do México, e o edifício Hyde Park Cavalry, em Londres. Os resultados obtidos mostraram um razoável acordo entre os recalques e cargas de estacas medidos e previstos.

Clancy & Randolph (1993) apresentam uma abordagem híbrida para análise de fundações mistas que combinam estacas e um radier que transmite cargas diretamente para o

solo. Utiliza elementos finitos de barra, unidimensionais, para representar as estacas e elementos finitos de placas finas para a representação do radier. Funções de transferência são utilizadas para a simulação do comportamento das estacas, que são analisadas por meio de molas conectadas a cada nó dos elementos de barra, como mostra a Figura 2.14. O método utiliza uma combinação de análise numérica e interação elástica entre as estacas, o bloco e o solo para avaliar a resposta geral da fundação. Através do método, é possível estimar a rigidez total da fundação, a proporção de carga suportada pelas estacas e pelo bloco, bem como avaliar possíveis recalques diferenciais.

Horikoshi & Randolph (1998) partindo da solução híbrida de Clancy & Randolph (1993) discutem sobre a utilização de fundações em radier estaqueado, onde a capacidade de carga do radier seja considerada e minimizado os recalques diferenciais. Um estudo paramétrico foi realizado para validar a abordagem híbrida usada nas análises. O estudo mostrou que as fundações com radier podem ser projetadas para ter movimentações diferenciais mínimas, desde que fosse incluído um grupo de estacas sobre a área central do radier. A capacidade total das estacas deve ser de cerca de 40 a 70% da carga total aplicada.

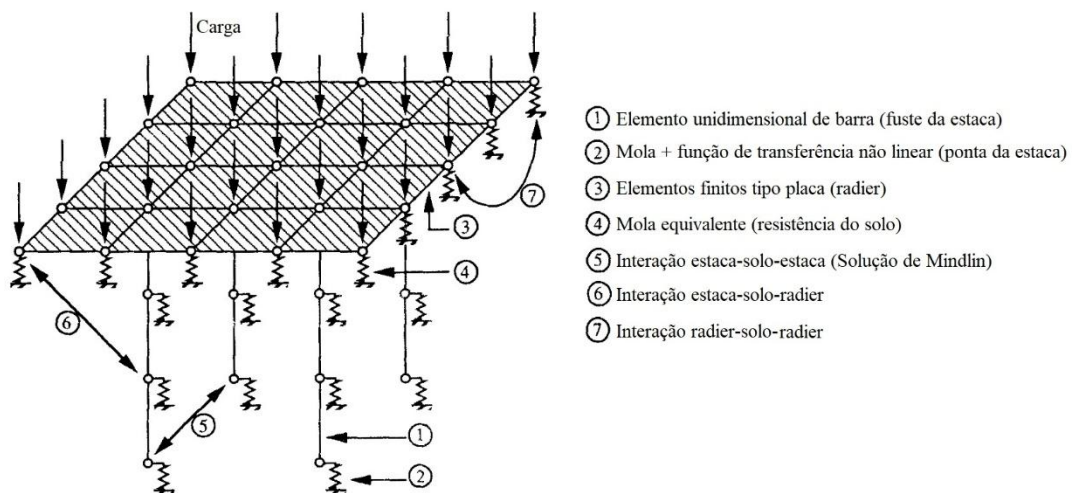


Figura 2.14. Representação do radier estaqueado pela metodologia híbrida de Clancy & Randolph (modificado de Clancy & Randolph, 1993)

Poulos (1994) apresenta a ferramenta numérica GARP (*Geotechnical Analysis of Rafts with Piles*) que utiliza a modelagem do radier com elementos finitos de placa fina apoiados sobre uma base elástica de rigidez equivalente, calculada conforme a rigidez do perfil de solo e das estacas. São considerados o desenvolvimento de pressões limites abaixo do radier e a capacidade de carga axial máxima das estacas. A análise proposta foi comparada com outras soluções existentes, testes de centrifuga e estudo de caso em escala real e apresentou resultados

de precisão adequada para o recalque e distribuição de carga das estacas em uma fundação radier.

Sales et al (2005) adiciona melhorias na ferramenta GARP, com um processo iterativo de redução da rigidez das estacas, baseado em uma equação hiperbólica, que pode ser calibrada para representar a curva carga-recalque da estaca até grandes deslocamentos, e denominam essa nova versão de GARP7. O GARP7 altera o método anterior de carga limite ("*load cut-off*"), no qual a rigidez da estaca é removida da matriz de rigidez do sistema quando a carga última é atingida, limitando-a a um valor definido na entrada de dados. Esse método foi utilizado para simular os resultados de uma prova de carga em uma única estaca, demonstrando sua melhor precisão na previsão do comportamento não linear carga-recalque da fundação, conforme mostra a Figura 2.15. Em trabalho consecutivo Small & Poulos (2007) acrescentam ao GARP7 a possibilidade de modelar a rigidez das estacas por meio de uma função hiperbólica, mantendo as interações entre os elementos da fundação na fase elástica linear.

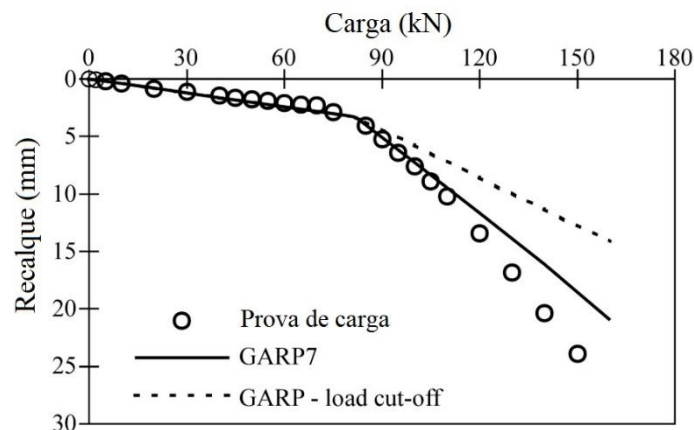


Figura 2.15. Resultado da simulação numérica pelo GARP e GARP7 de uma prova de carga em um radier sobre 1 estaca (modificado de Sales et al., 2005)

Ta & Small (1996) apresentam um método de análise para radiers estaqueados construídos em solos estratificados, que considera as interações entre o radier, as estacas e o solo sem a necessidade de uma análise rigorosa tridimensional completa. O radier é representado por elementos finitos de placas finas, onde as tensões nas interfaces radier-solo e radier-estaca são modeladas como blocos uniformes de tensão normal, atuantes sobre cada elemento do radier. As estacas são modeladas como elementos finitos de barra unidimensionais, transmitindo a carga ao solo através de uma série de cargas em anel posicionadas em cada camada de solo, e a carga da base da estaca é representada por uma região de tensão uniformemente distribuída.

Zhang & Small (2000) alteraram a ferramenta desenvolvida por Ta & Small (1996) para permitir a análise de radiers com estacas sujeitas a cargas horizontais, e renomearam como APPRAF (“*Analysis of Piles and Piled RAft Foundations*”). O radier foi modelado como elementos finitos de placa fina, as estacas como vigas elásticas e o solo foi tratado como composto por camadas horizontais de materiais distintos. Também, sobre a ferramenta híbrida APPRAF, foram conduzidas por Chow & Small (2005), uma a análise de um radier estaqueado hipotético com diferentes diâmetros e comprimentos de estaca e carregamentos externos não uniformes. Os resultados foram comparados com análises 3D-MEF e constatou-se que o APPRAF tende a superestimar os recalques da fundação. Ainda, os autores Cunha & Pando (2013) realizaram diversas análises paramétricas em radiers estaqueados, utilizando a ferramenta APPRAF com o objetivo de avaliar a sensibilidade do comportamento carga-recalque da fundação em relação aos principais parâmetros da modelagem numérica em regime elástico linear.

Um software numérico foi desenvolvido por Mandolini & Viggiani (1997) com o objetivo de analisar radiers estaqueados considerando a não linearidade do comportamento carga-recalque das estacas. O código é baseado na análise do comportamento das estacas isoladas em um meio contínuo elástico. Para obter os fatores de interação entre as estacas, pares de estacas são avaliados em um software auxiliar, formulado com base no método dos elementos de contorno. A análise do radier é simplificada, considerando-o como perfeitamente rígido ou perfeitamente flexível. Essa metodologia foi aplicada em uma variedade de estudos de caso bem documentados, incluindo grupos de estacas pequenos e grandes, estacas moldadas e cravadas e diferentes condições do subsolo.

Russo (1998) desenvolveu uma ferramenta numérica denominada NAPRA (“*Non-linear Analysis of Piled RAfts*”), empregando o método dos elementos finitos para modelar o radier como uma placa fina e molas de comportamento não linear para representar as estacas, cuja rigidez é determinada pela função hiperbólica de Chin (1970). O solo é considerado como um meio elástico semi-infinito e a solução de Boussinesq é aplicada para calcular os fatores de interação entre dois pontos de solo em contato com o radier.

Huang et al. (2017) propõe uma abordagem híbrida não linear simplificada para estudar o comportamento de fundações de radier flexíveis. A análise é feita utilizando método das diferenças finitas, acoplada à função de transferência de carga não linear, para uma única estaca e superposição para grupos de estacas. A interação entre as estacas é determinada considerando a interação entre uma estaca receptora e o solo circundante. Para verificar a validade do método

proposto, os resultados calculados são comparados com resultados numéricos e de estudo de casos da literatura, obtendo uma boa concordância.

Bernardes et al. (2019) apresentou uma ferramenta numérica híbrida para análise não-linear de fundações de radiers estaqueados, chamada de SoFIA (“*Soil-Foundation Interaction Analysis*”), o comportamento não-linear das estacas é representado por uma função hiperbólica, por meio de um processo iterativo que realiza sucessivas reduções em sua rigidez das estacas durante o carregamento, e não fixa a capacidade de carga última da estaca. Como o comportamento não-linear das estacas está restrito a uma zona muito estreita próxima à interface da estaca, somente os efeitos elásticos lineares são considerados nos fatores de interação entre os elementos de fundação. O código mostrou boa concordância quando comparado com outras ferramentas numéricas bem testadas, e com três testes de modelos em fundações de radiers com estacas realizados no Instituto de Tecnologia de Nagoya (NIT), como mostra a Figura 2.16 e também um estudo de caso conhecido de fundação de radiers estaqueado (Cavalry Barracks em Hyde Park, Londres).

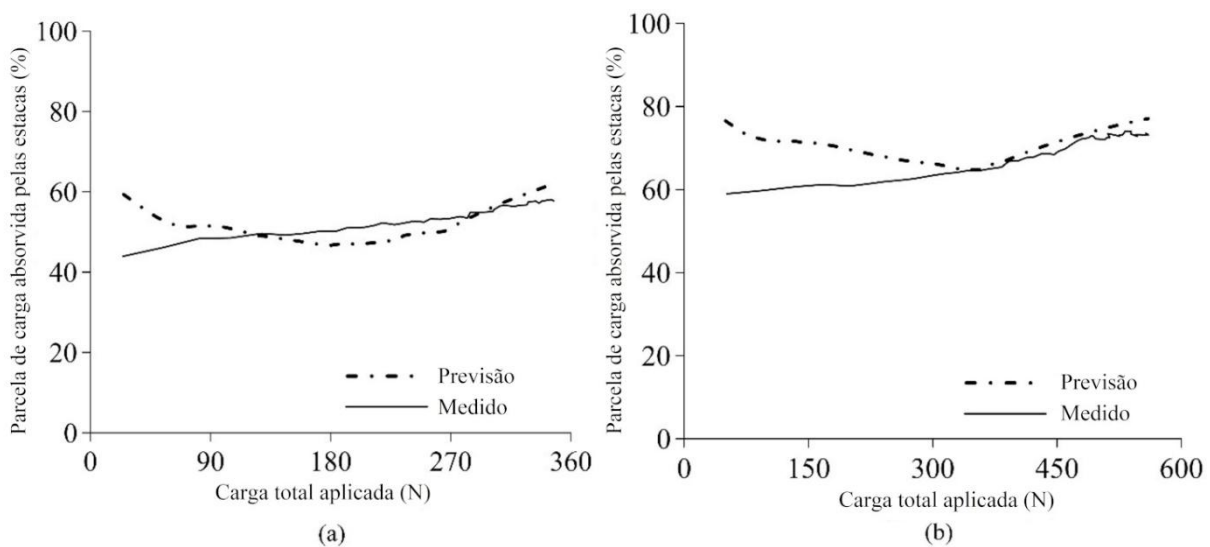


Figura 2.16. Comparação entre resultados previstos e medidos da parcela de carga absorvida pelas estacas para ensaios em escala reduzida 1g de um radier sobre 5 (a) e sobre 9 estacas (b) (modificado de Bernardes et al., 2019)

2.4.2.3 Análises numéricas pelo MEC

O Método dos Elementos de Contorno (MEC) é uma técnica numérica voltada à resolução de problemas de meios contínuos, caracterizando-se por exigir a discretização apenas do contorno do domínio em estudo (Brebbia et al., 1984). De acordo com Brebbia & Dominguez (1977), essa abordagem reduz significativamente o volume de dados necessários e o tempo de processamento, quando comparada a métodos clássicos como o dos elementos finitos e o das

diferenças finitas. Além disso, no MEC, os resultados internos são calculados apenas nos pontos de interesse, evitando processamento desnecessário e diminuindo a probabilidade de erros na preparação de dados, e necessitando de um menor esforço computacional.

Um dos primeiros trabalhos aplicando os princípios do MEC foi proposto por Butterfield & Banerjee (1971b), que analisaram elasticamente a interação entre grupos de estacas e radier de diferentes geometrias em contato com o solo, utilizando uma formulação baseada em equações integrais derivadas da solução de Mindlin (1936, *apud* Poulos & Davis, 1974) para carga pontual em semi-espaço, que permitiu investigar a influência da razão comprimento/diâmetro das estacas, das dimensões do radier e da relação de compressibilidade entre estacas e solo. Os resultados indicaram que a presença de um radier em contato com o solo pode aumentar a rigidez do sistema em até 15%, em comparação com radier flutuante, e que o radier pode absorver de 20% a 60% da carga total, dependendo do número de estacas e do espaçamento adotado, com maior participação em grupos maiores e com maior espaçamento entre estacas.

Outro trabalho pioneiro relevante foi apresentado por Kuwabara (1989) que mostrou um método de análise para radiers estaqueados submetidas a carregamento vertical, com base em uma teoria elástica, sem deslocamento relativo na interface entre a estaca e o solo, e nem plastificação no contato entre o radier e o solo ou entre a base da estaca e o solo. A redução do recalque causado pela presença do radier foi pequena, embora o radier transmita 20-40% da carga aplicada diretamente ao solo. Uma diferença significativa de carga de estacas é reconhecida na parte superior dos fustes, quando comparado grupo de estacas com e sem radier. Também concluiu que as tensões no contato entre o radier e o solo são maiores nas regiões periféricas do radier e menores na região entre as estacas, como mostra, por exemplo, a Figura 2.17 para um radier que contém 9 estacas (3x3) espaçadas a cada 5D.

Uma ferramenta numérica em MEC chamada PRAWN ("*Piled Raft With Negative friction*") foi desenvolvida por Poulos (1993), com uma abordagem semelhante à de Kuwabara (1989), e permitindo representar os deslocamentos relativos do solo devido ao adensamento ou expansão. Essa ferramenta possibilitou a análise de estacas submetidas a atrito negativo ou tração no topo das estacas. Em ambos os casos, foi observado que o movimento do radier estaqueado é maior do que o do grupo de estacas correspondente. O autor conclui que em circunstâncias onde são esperados movimentos verticais externos do solo (expansão ou adensamento), a utilização de uma fundação de radier estaqueada deveria ser evitada.





	151	156	167	198	243	398
	63	60	63	70	104	
		38	37			
	21	22	24	Canto		
	21	19				
		Centro				
				Borda		

Figura 2.17. Valores percentuais da razão entre a tensão calculada em cada elemento e a tensão média no contato radier-solo (modificada de Kuwabara, 1989).

Basile (2015) demonstrou uma ferramenta computacional para realizar análises tridimensionais de radiers estaqueados utilizando o MEC, que permitiu simular cargas verticais, horizontais e momentos fletores em radiers rígidos, levando em conta o comportamento não linear do solo por meio da equação hiperbólica de Duncan & Chang (1970). A validade da análise é demonstrada por meio da comparação com soluções numéricas alternativas (GARP e FLAC) e medidas de campo. Para melhorar a precisão dos resultados, a função hiperbólica foi ajustada com diferentes fatores de calibração para a interface radier-solo, fuste e base da estaca. A ferramenta apresentou bons resultados tanto para radiers estaqueados flexíveis como rígidos, assim podendo ser vantajosa quando comparada com MEF para casos mais simples. Também, foi mostrado que o comportamento não linear do solo impacta as análises, que mostraram uma redistribuição de cargas das estacas periféricas para as centrais, sugerindo uma tendência de uniformização de carregamentos à medida que a parcela mobilizada pelo radier aumenta, como mostrado na Figura 2.18.

Luo et al. (2018) realizaram uma série de análises paramétricas de radiers estaqueados mediante um modelo tridimensional formulado no MEC, também no sentido de considerar que a simplificação do radier como perfeitamente rígido, comum às análises pelo MEC, pode ser adotada sem perda da acurácia em casos em que o índice de rigidez radier-solo (Horikoshi & Randolph, 1997), seja maior que 5. Os autores validaram as análises em comparação com outras soluções numéricas (GARP e Plaxis) e medidas de campo. A análise paramétrica mostrou que a rigidez do solo é um fator crítico que afeta a magnitude do recalque normalizado, que diminui não linearmente com o aumento da rigidez.

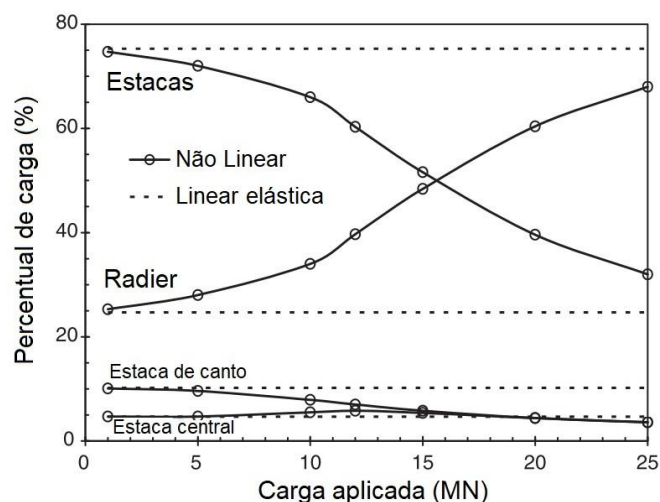


Figura 2.18. Parcela de carga absorvida pelo estaqueamento e pelo radier, para análises não linear e linear elástica, realizadas pela ferramenta numérica de Basile (2015) (modificada de Basile, 2015).

2.4.2.4 Análises numéricas 3D-MEF

Um trabalho pioneiro na área de análises numéricas pelo MEF foi conduzido por Ottaviani (1975). A influência do contato entre radier e solo no comportamento de blocos sobre estacas foi investigada, por meio de simulações de radier sobre 9 e 15 estacas quadradas, em condições de regime elástico linear, utilizando elementos sólidos de 8 nós para modelar o radier, as estacas e o solo. A Figura 2.19 mostra a modelagem desenvolvida para 15 estacas, sendo aproveitado condições de simetria do problema. A presença de solos resistentes na cota de apoio do radier foi confirmada como uma situação favorável à utilização de fundações do tipo radier estaqueado, sendo observado o aumento da parcela de carga transmitida pelo contato do radier à medida que o módulo de Young do solo aumenta. Ao considerar a presença do contato radier-solo foi percebido a tendência de uniformização de cargas nas estacas com relação à distribuição de carga entre elas, resultando em redução da carga nas estacas de canto e borda, e aumento da carga na estaca central.

Trochanis et al. (1991) para investigar o efeito do escorregamento da interface estaca-solo e sua interferência na interação entre estacas altamente mobilizadas, também desenvolveu um modelo numérico em MEF, com auxílio do programa ABACUS. Foram usados elementos isoparamétricos quadráticos com 27 nós (nove nós por face), elementos de interface bidimensionais com 18 nós para transferir forças de cisalhamento entre as superfícies dos elementos sólidos adjacentes, e estaca foi modelada como elementos elásticos, enquanto o solo é idealizado como um material elástico linear ou elasto-plástico de Drucker-Prager, com refinamento de malha em certas regiões do modelo para garantir precisão satisfatória. De acordo

com os autores, ao analisar pares de estacas, o escorregamento da interface estaca-solo reduz a interação entre elas, o que é relevante no cálculo de recalques em radiers estaqueados com presença de estacas altamente mobilizadas. Uma comparação entre as isocurvas de recalque ao redor da ponta das estacas 1 (carregada) e 2 (não carregada) em um espaçamento igual a $2D$ é mostrada na Figura 2.20, para a condição de interface perfeitamente conectada e para a simulação com elementos de interface, permitindo o escorregamento.

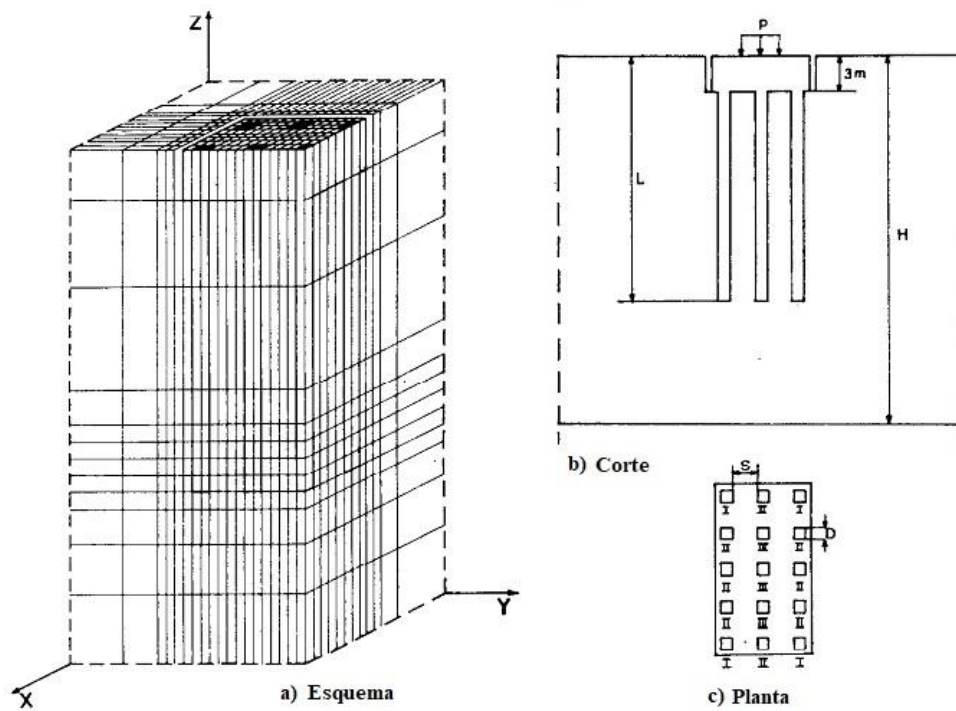


Figura 2.19. Modelagem de proposta por Ottaviani: (a) esquema elementos finitos; (b) Corte; e (c) planta (modificada de Ottaviani, 1975).

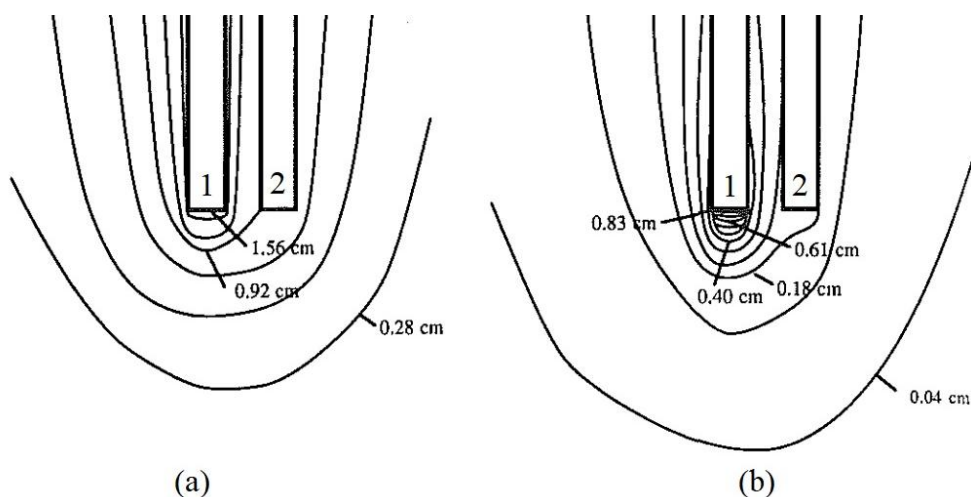


Figura 2.20. Isocurvas de deslocamento ao redor da ponta da estaca carregada (1) e não carregada (2), para a condição de estaca e solo perfeitamente conectados (a) e com a possibilidade de ocorrência de escorregamento na interface estaca-solo (b) (modificado de Trochanis et al., 1991).

Reul & Randolph (2002) realizaram um estudo sobre a influência do refinamento da malha de elementos finitos na acurácia das análises 3D-MEF de radiers estaqueados. Eles investigaram a redução do tamanho dos elementos e o uso de funções polinomiais de maior grau para melhorar a aproximação dos esforços dentro de cada elemento. Também na mesma conferência (8^o. *Conf. Numerical Models in Geomechanics-NUMOG VIII*) Schroeder et al. (2002) discorrem sobre as simplificações mais comuns usadas em análises tridimensionais suando métodos de elementos finitos, ao final concluem que são elas: simetrias em múltiplos planos, redução da distância de fronteiras remotas, e utilização de modelos para o solo linear elástico perfeitamente plásticos.

Reul & Randolph (2004) realizaram um conjunto de análises paramétricas, com 259 configurações diferentes do radier estaqueado, sendo analisadas por meio de análises de elementos finitos elastoplásticos tridimensionais. No estudo a finalidade foi identificar a influência do tipo de carregamento, da espessura do radier, e da configuração, comprimento, espaçamento. a relação de rigidez da radier-solo e diâmetro das estacas no comportamento geotécnico e estrutural de fundações do tipo radier estaqueado. Sanctis & Mandolini (2006) também realizaram análises paramétricas utilizando 3D-MEF, mas com a finalidade de estudar os fatores de redução da capacidade de carga do grupo de estacas e do radier isolado, utilizados para o cálculo da capacidade de carga de radiers estaqueados.

Katzenbach et al. (2005) realizaram simulações numéricas em 3D-MEF, utilizando o programa ABAQUS, considerando retroanálises de fundações vizinhas para ajuste de parâmetros para novos empreendimentos maiores. Também discorrem sobre a necessidade de geração de malha mais detalhada em áreas com construções vizinhas de grande magnitude, o que consequentemente aumenta o esforço computacional. Há época os autores evidenciavam que o desenvolvimento das soluções estava relacionado com os futuros avanços na tecnologia de computação.

Janda et al. (2009) realizam simulações de elementos finitos não-lineares do software Plaxis 3D da resposta mecânica de fundações profundas em um solo tropical colapsível. Os autores apontam que mesmo com informações geotécnicas confiáveis obtidas a partir de ensaio de laboratório e de campo, é difícil obter previsões de alta precisão com a modelagem numérica, no entanto, mostra uma viabilidade razoável de análise pode ser alcançada usando parâmetros de provas de carga de estacas, aliadas a softwares comerciais padrão.

Watcharasawe et al. (2015) apresentaram os resultados de análises numéricas 3D-MEF de radier estaqueado considerando perfil geotécnico do norte de Bangkok, para investigar o efeito do nível de instalação (0 a 10m) e espessura do radier na carga compartilhada entre

estacas e radier e comportamento dos recalques. Foi utilizado a software Plaxis 3D, com modelos constitutivo *Hardening Soil Small* para os solos escavados e abaixo do radier, Mohr Coulomb para solos duros em profundidade, e linear elástico para estacas e radier, que foram modelados, respectivamente como elementos de viga e volume. Os autores mostram que o uso de radiers estaqueados para edifícios de pequeno porte (8 andares) com 2 níveis de subsolo (8m) levam a uma mobilização maior do radier, de cerca de 20% da capacidade de carga das estacas. De modo geral quanto mais profundo for o nível de instalação do radier, mais rígido o solo se torna e maior será a parcela de carga que o radier poderá absorver, como mostra a Figura 2.21.

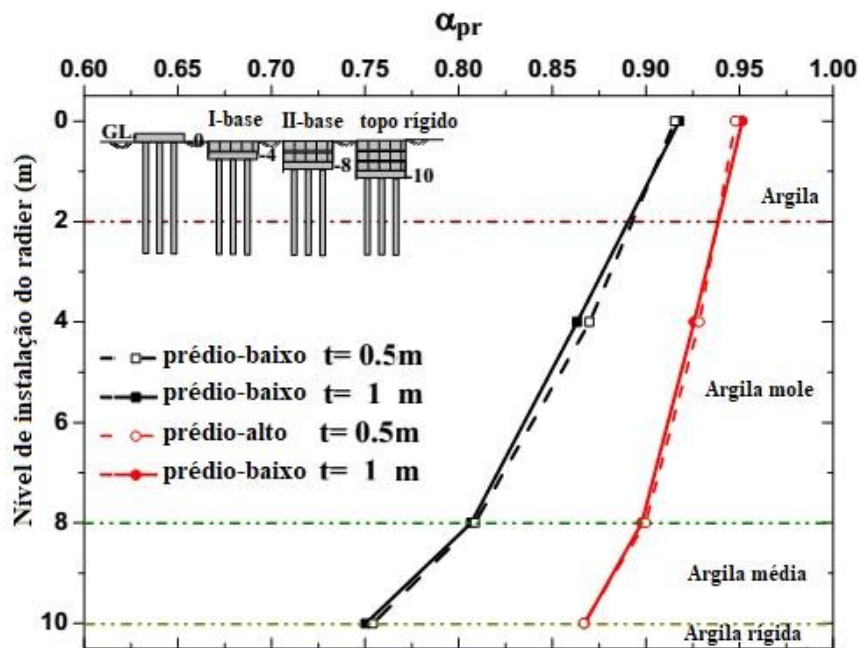


Figura 2.21. Coeficiente de radier estaqueado - α_{PR} (carga absorvida pelas estacas / carga total aplicada) em relação ao nível de instalação do radier para diferentes tipos de edifícios e espessura do radier (modificado de Watcharasawe et al., 2015).

Sheil & McCabe (2015) apresentam um estudo paramétrico partindo de análises numéricas em 3D-MEF dos fatores que influenciam na distorção angular em fundações com estacas, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HSM) no software Plaxis 3D. Foram analisados as influências do modelo constitutivo, do nível de carregamento, do número de estacas, do espaçamento relativo (S/D); configuração das estacas no grupo; comprimento relativo (L/D); relação da rigidez das camadas de solo; e da rigidez da superestrutura. Uma conclusão importante observada foi que o aumento da rigidez da estrutura, medido pelo número de pavimentos, resulta em uma redução significativa na distorção angular, especialmente em blocos de coroamento com menor rigidez, como mostra a Figura 2.22.

Sheil (2017) discutem sobre a necessidade de reutilização de fundações analisando dois efeitos principais: do pré-carregamento e do envelhecimento, para solos argilosos e fundações do tipo radier estaqueado. Foi empregado uma análise numérica 3D-MEF, com o software Plaxis 3D, sendo utilizado um modelo constitutivo de solo elasto-viscoplástico isotrópico, chamado de “*Soft Soil Creep*” (SSC). O estudo é apresentado em duas fases: (1) avaliação apenas dos efeitos de pré-carregamento, utilizando um coeficiente de fluência muito baixo, e (2) avaliação dos efeitos combinados de pré-carregamento e fluência. As variáveis consideradas no estudo paramétrico incluem o número de estacas, espaçamento das estacas, comprimento das estacas e tipo de solo. Os resultados mostram que tanto as fundações sem estacas como as com estacas podem apresentar aumentos significativos de capacidade e rigidez ao serem recarregadas, mesmo para níveis moderados de pré-carregamento.

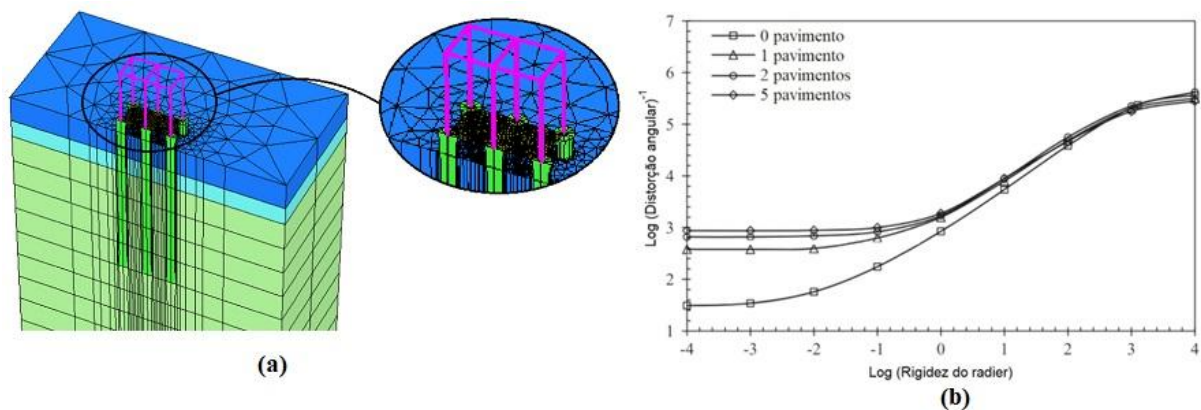


Figura 2.22. Influência da superestrutura na distorção angular do radier estaqueado: (a) Pórtico estrutural considerado para 1 pavimento; (b) relação entre rigidez do radier e distorção angular obtida (modificada de Sheil & McCabe, 2015).

Rebolledo et al. (2019b) realizaram modelagem numérica MEF para avaliar o desempenho de fundações com inclusões rígidas para o controle de recalques em solos típico do centro-oeste brasileiro. Foram utilizados software PLAXIS 2D e 3D, e modelo constitutivo de “*Hardening Soil*” (HSM). A modelagem numérica axissimétrica em 2D foi executada para uma análise paramétrica, onde o espaçamento entre as inclusões, a altura da camada de distribuição e as condições do solo foram avaliados. A modelagem 3D-MEF foi feita para um estudo de caso, comparando desempenho da fundação com inclusão rígida e de uma fundação em radier estaqueado. Os resultados mostram que, para as condições analisadas, as fundações com inclusões rígidas podem ser consideradas soluções viáveis.

A análise numérica MEF axissimétrica proposta por Rebolledo et al. (2019b) pode ser uma simplificação viável nas etapas de pré-projeto ou compreensão inicial do problema, para

capturar a essência dos fenômenos físicos, desde que o radier apresente uma grande extensão. Como mostra a Figura 2.23 (a) considerando um grupo infinito de inclusões rígidas sob uma camada de distribuição e uma placa infinitamente grandes, a área de influência, de cada inclusão interna é hexagonal, mas pode ser idealizada como uma célula unitária circular; e o problema então se torna axialmente simétrico (Figura 2.23 b). O raio R dessa área circular, correspondendo ao raio de uma malha axialmente simétrica de elementos finitos, é aproximadamente igual a metade do espaçamento entre inclusões ($S \approx 2R$).

Bhartiya et al. (2020) realizaram uma série de análises numéricas paramétricas em 3D-MEF, numa condição linear elástica, em diferentes tipos de fundações (radier, grupo de estacas, e radier estaqueado) com a finalidade de propor equações para estimar rapidamente a rigidez do radier estaqueado a partir da rigidez do radier e do grupos de estacas. Essas equações também foram usadas para calcular os deslocamentos médios e máximos. Os resultados foram verificados e validados por meio de outras análises numéricas e dados experimentais, demonstrando que as equações podem ser utilizadas como uma estimativa inicial rápida para o projeto de fundações com estacas. É importante ressaltar que a aplicabilidade dessas equações se limita a fundações com geometrias e tamanhos semelhantes aos considerados no estudo.

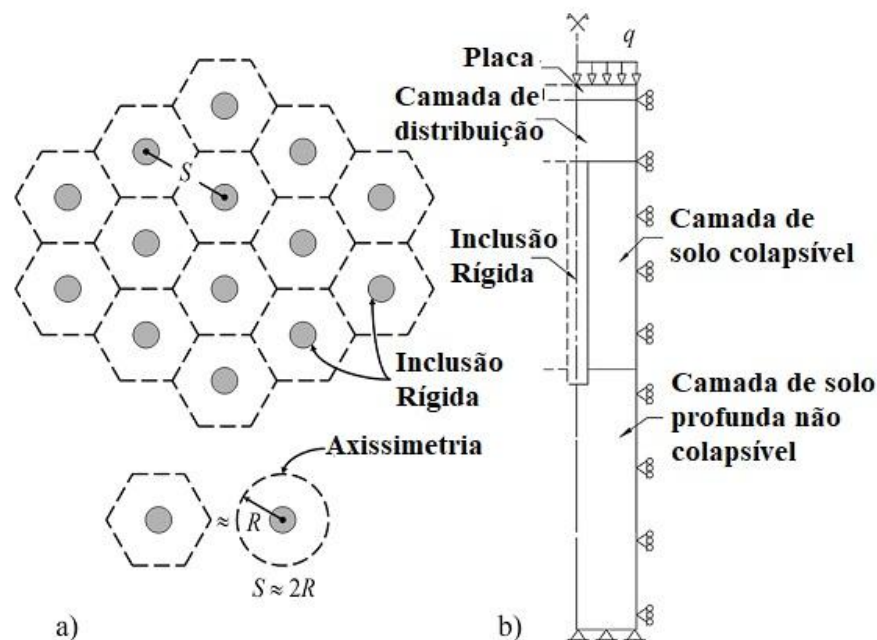


Figura 2.23. Modelagem axissimétrica proposta por Rebolledo et al. (2019b): a) Distribuição de um grupo infinito de inclusões dispostas em grade, e b) modelo axissimétrico representando a área de influência ou célula dentro da grade (modificado de (REBOLLEDO et al., 2019a).

Nguyen et al. (2022) executaram estudos numéricos 3D-MEF, com uso do software Plaxis 3D, sobre o mecanismo de distribuição de carga em radiers estaqueados. Foram feitas

simulações com diferentes números de estacas, espaçamentos, comprimentos, recalques da fundação e profundidades da base do radier. Os resultados mostram que a carga no radier aumenta significativamente quando o espaçamento das estacas, o recalque da fundação e a profundidade da base da laje são aumentados e quando o número de estacas é diminuído. Foram introduzidas também as razões de modificação da rigidez das estacas e do radier, que podem ser relacionadas com o mecanismo de distribuição de carga em uma curva chave em função de um número adimensional que representa a razão da rigidez das estacas e da laje para cada caso de configuração de estacas.

2.4.3 Modelos Constitutivos

O solo é um material complexo, que em geral, tem um comportamento diferente quando solicitado por carregamentos primários, descarregamentos e recarregamentos, demonstrando não linearidade com dependência da rigidez em função das tensões atuantes, além de estar sujeito a deformações plásticas e dilatância (Ti et al., 2009). Os modelos constitutivos servem como o conjunto de regras para transformar as variáveis deste problema. Existem diversos modelos constitutivos, que apresentam vantagens e limitações, e são diretamente dependentes da aplicação aos quais se destinam, podendo citar: Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, modelo Hiperbólico de Duncan & Chang, Matsuoka-Nakai, entre outros.

Yong (2016) faz uma revisão sobre métodos numéricos e propões que os modelos constitutivos orientados para a prática de engenharia geralmente podem ser agrupados nas seguintes categorias:

- a) **Elástico linear:** O modelo de elasticidade isotrópica é baseado na lei de Hooke. O material é caracterizado por um módulo elástico e o coeficiente de Poisson. Devido à sua simplicidade, este método foi amplamente aplicado na mecânica do solo convencional, onde o problema de valor de fronteira deve ser resolvido analiticamente. Foi usado como modelo de solo nos primeiros anos do método dos elementos finitos. No entanto, o modelo elástico não reproduz nenhuma das características importantes do comportamento real do solo e, portanto, a depender do nível de carregamento não é adequado para modelar o solo. No entanto, ele pode ser usado para modelar volumes rígidos no solo, como uma parede de diafragma de concreto ou estacas escavadas.
- b) **Elástico não linear:** Uma melhoria significativa em relação ao modelo linear é o modelo não linear-elástico, que permite capturar a relação não linear entre a tensão e a deformação de cisalhamento. Duncan & Chang (1970) foram os primeiros a implementar este modelo em um código de elementos finitos. Embora esses modelos

possam simular bem as curvas monotônicas de tensão-deformação medidas experimentalmente para caminhos de carga específicos, a sua extrapolação é praticamente impossível, e eles não consideram outros aspectos importantes do comportamento do solo (como dependência de caminho de tensão ou mudança de volume durante a cisalhamento). Além disso, eles compartilham muitas das desvantagens dos modelos elásticos lineares, como falta de comportamento de histerese durante o carregamento cíclico, e não têm um fundamento teórico sólido.

- c) ***Linear elástico perfeitamente plástico:*** relativamente simples, e é considerado o modelo mais amplamente utilizado. Esse modelo é uma combinação da Lei de Hooke e da forma generalizada do critério de ruptura de Coulomb, muitas vezes considerado suficiente para algumas áreas de problemas geotécnicos. No entanto, é preciso ter cuidado porque a trajetória de tensão prevista por esse modelo, por exemplo para argilas moles, pode ser equivocada e resultar em uma superestimação da resistência do solo.
- d) ***Elasto-plástico:*** nesta categoria inclui-se o modelo de plasticidade com endurecimento isotrópico de superfície simples e dupla. O modelo Modified Cam-Clay (MCC) é o principal modelo de solo da categoria de modelos de plasticidade de superfície simples com endurecimento isotrópico, onde é introduzida uma superfície de escoamento elíptica que separa o comportamento elástico do comportamento plástico. A aplicação deste modelo tem sido amplamente aceita, especialmente para casos de modelagem de aterros em argilas moles, onde há um problema de descarregamento, como uma escavação, o caminho de tensão do solo permanece geralmente dentro da superfície de escoamento. Assim, as deformações previstas na escavação são governadas pelo comportamento elástico. Em relação ao modelo de plasticidade de superfície dupla com endurecimento isotrópico, o modelo predominante nesta categoria é o modelo Hardening Soil (Schanz et al., 1999). Este tipo de modelo fornece padrões de deslocamento mais realistas para as condições de carga de trabalho, especialmente no caso de uma escavação.
- e) ***Elástico-plástico com endurecimento cinético:*** estes modelos são capazes de descrever comportamentos mais complexos do solo, tais como amolecimento, pequenas deformações, anisotropia e solos estruturados. Pode-se citar, por exemplo, o modelo de endurecimento cinemático de uma superfície ou "modelo bolha" (Al-Tabbaa & Wood, 1989; Wood, 1995), e o modelo de endurecimento cinemático de três superfícies (3-SKH) (Atkinson & Stallebrass, 1991). Eles são baseados no modelo Cam-Clay e, portanto, compartilham suposições fundamentais de comportamento linear dentro do

estado elástico (recuperável), com a regra de fluxo associada na superfície de ruptura. Por outro lado, existem modelos de solo mais complexos, como o modelo MIT-E3 (Whittle & Kavvadas, 1994), que usam suposições diferentes, como comportamento não linear no estado recuperável e regra de fluxo não associada, assim como também o modelo de estados críticos para solos estruturados proposto por Mendoza & Farias (2020), a partir do modelo MCC, com inclusão de variáveis adicionais para representar adensamento e estruturas dos solos, que também alteram a regra de fluxo não associada. No entanto, esses modelos requerem um grande número de parâmetros de entrada, que não podem ser facilmente determinados por meio de testes convencionais de solo.

Rebolledo et al. (2019) afirmam que o uso de ferramentas numéricas para pesquisas relacionadas a solos tropicais está se tornando cada vez mais comum, e relatam que dentre elas, o Plaxis é uma das mais versáteis para a análise de problemas práticos, o qual é cada vez mais empregado por empresas geotécnicas em todo o mundo. Também relatam que um dos modelos constitutivos mais completos do Plaxis é o modelo *Hardening Soil*. Assim descreve-se a seguir as principais características dos modelos a serem utilizados na presente pesquisa, sendo eles: Elástico Linear (EL), Mohr-Coulomb (MC) e Hardening Soil (HSM).

2.4.3.1 Modelo Elástico Linear (EL)

Em problemas geotécnicos é o modelo mais utilizado para materiais muito mais rígidos que o solo, por exemplo, para estacas e radiers. O modelo Linear Elástico se baseia na lei de Hooke, expressos como uma relação entre incrementos infinitesimais de tensão efetiva e incrementos infinitesimais de deformação, onde o material tem comportamento isotrópico, linear e elástico, onde os parâmetros que definem o comportamento do material são o módulo de Young (E) e a relação de Poisson (ν).

2.4.3.2 Modelo Mohr-Coulomb (MC)

O modelo MC é elástico perfeitamente plástico. A relação tensão-deformação assume comportamento elástico isotrópico durante o regime elástico dado pela lei de Hooke generalizada.

O modelo MC é muito utilizado para modelar o comportamento do solo em geral, amplamente utilizado em projetos rotineiros, por ser simples de usar, e os parâmetros de solo necessários serem obtidos a partir de testes rotineiros in-situ ou laboratoriais ou correlações empíricas. O critério de ruptura (escoamento) é definido pela lei de resistência de Mohr-

Coulomb, através do ângulo de atrito (ϕ') e a coesão (c'), como mostrado na Figura 2.24 (a) e pode ser expresso conforme Equação 2.27.

$$\tau_f = \sigma'_f \tan \phi' + c' \quad (2.27)$$

onde: τ_f e σ'_f são as tensões efetivas de cisalhamento e normal na superfície de ruptura, respectivamente.

A função de escoamento de Mohr-Coulomb, quando formulada em termos das tensões principais efetivas, é dada pela Equação 2.28.

$$f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \quad (2.28)$$

onde, σ'_1 e σ'_3 são as tensões efetivas principais maior e menor, considerando compressão negativa (convenção do Plaxis – ver Figura 2.24 (b)).

Na teoria da plasticidade tradicional, a regra de fluxo é utilizada como uma evolução para as deformações plásticas. A superfície de ruptura de Mohr-Coulomb baseia-se em seis funções de escoamento formuladas em termos de tensões principais, juntamente a essas funções, tem-se a representação de um cone hexagonal no espaço de tensões principais, como mostra a Figura 2.24 (b). Além das seis funções anteriores, seis funções potenciais plásticas são definidas no modelo. Caso as funções de potencial plástico sejam as mesmas que as funções de escoamento, a lei de fluxo é dita associada, caso não sejam as mesmas, a lei de fluxo é não associada (Ti et al., 2009).

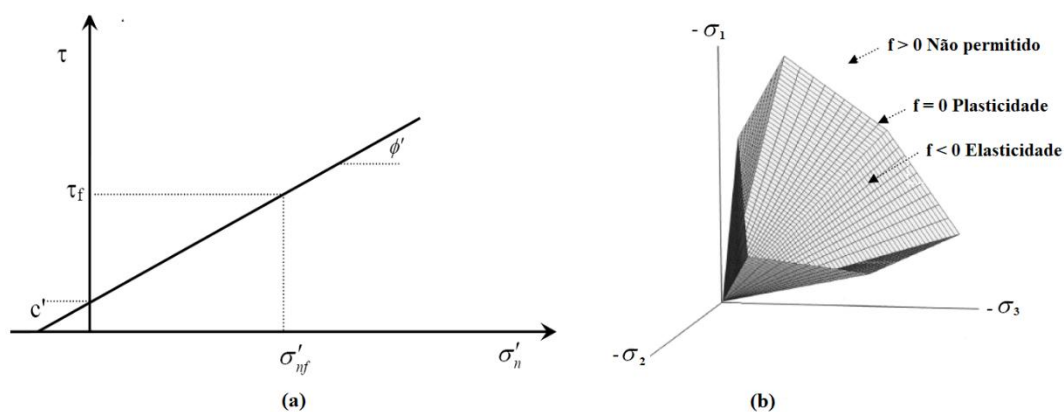


Figura 2.24. Modelo de Mohr Coulomb: (a) critério de ruptura; e (b) função de escoamento no espaço de tensões principais ($c = 0$).

Além da Lei de Hooke e do critério de ruptura de Coulomb, um ângulo de dilatância (ψ) é usado para modelar uma mudança irreversível realista no volume devido ao cisalhamento (regra de fluxo não associada). O modelo MC requer um total de cinco parâmetros, sendo: módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão efetiva (c'), ângulo de atrito efetivo

(ϕ'), ângulo de dilatância (ψ), quando necessário K_0 pode ser estimado pela formula de Jaky ou a partir de OCR/POP.

2.4.3.3 Modelo Hardening Soil (HSM)

A concepção do modelo é atribuída a Schanz et al. (1999), que desenvolveram o modelo constitutivo a partir dos modelos constitutivos hiperbólico (Kondner & Zelasko, 1963; Duncan & Chang, 1970) e Mohr-Coulomb, e da teoria da plasticidade acrescentando a representação do fenômeno de dilatância dos solos.

O HSM utiliza três módulos de rigidez: (i) para o carregamento desviador primário (E_{50}), (ii) para compressão oedométrica primária (E_{oed}) e (iii) para descarregamento/recarregamento (E_{ur}). Esses módulos dependem do nível de tensão via lei potência, enquanto a relação tensão–deformação de carregamento primário é hiperbólica. O HSM utiliza o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e avalia o endurecimento desviador e isotrópico, entendido como a expansão da superfície de plastificação, em duas condições diferentes:

- Endurecimento por cisalhamento (desviador), utilizando uma lei de fluxo não associada. Essa característica significa que a função de potencial plástico, cujo gradiente determina a direção das deformações plásticas, é diferente da função que define a superfície de plastificação. Desta forma, a utilização de uma lei de fluxo não associada permite que o gradiente de deformações plásticas dilatantes seja calculado por meio de uma função de potencial plástico específica, em função do ângulo de dilatância, evitando superestimar a dilatação do material.
- Endurecimento por compressão (isotrópico), em função das deformações plásticas provocadas por compressão primária em um carregamento isotrópico ou oedométrico, utilizando uma lei de fluxo plástico associada.

Schanz et al. (1999) explicaram detalhadamente as formulações do HSM, que possui onze parâmetros que podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais e oedométricos convencionais (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} , c' , ϕ' , ψ , ν_{ur} , m , R_f , P_{ref} , além do estado inicial definido por K_0 ou OCR/POP). No modelo, as deformações totais são calculadas usando a formulação exponencial para rigidez dependente do nível de tensão, semelhante às usadas no modelo hiperbólico de Duncan-Chang. Diferentes módulos de rigidez são usados tanto no carregamento quanto no descarregamento/recarregamento. Brinkgreve et al. (2014, 2015) implementaram o modelo na ferramenta numérica Plaxis 2D e 3D, respectivamente.

Ao contrário do Modelo de Coulomb-Mohr, a relação tensão-deformação devido ao carregamento primário é aproximada por uma curva hiperbólica no HSM. A função hiperbólica, como dada por Kondner & Zelasko (1963), para o teste triaxial drenado pode ser escrita pela Equação 2.29.

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q}, \text{ se: } q < q_f \quad (2.29)$$

onde ε_1 é a deformação axial e q é a tensão desviadora, e q_f é a tensão desviadora limite/ruptura, que é derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb envolvendo os parâmetros de resistência c' e ϕ' , expressa pela Equação 2.30, e q_a que é valor assintótico da resistência ao cisalhamento, calculado a partir da tensão desviadora limite em função de uma razão de ruptura (R_f) como mostrado pela equação 2.31.

Se $q_f = q_a$, logo $R_f = 1$, e o critério de ruptura é satisfeito e ocorre um escoamento perfeitamente plástico. A razão de ruptura R_f no Plaxis é dada como 0,9 para o valor padrão. A Figura 2.25 mostra a relação hiperbólica de tensão e deformação no carregamento primário.

$$q_f = \frac{2\sin\phi'}{1-\sin\phi'} \cdot (\sigma'_3 + c' \cot\phi') \quad (2.30)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.31)$$

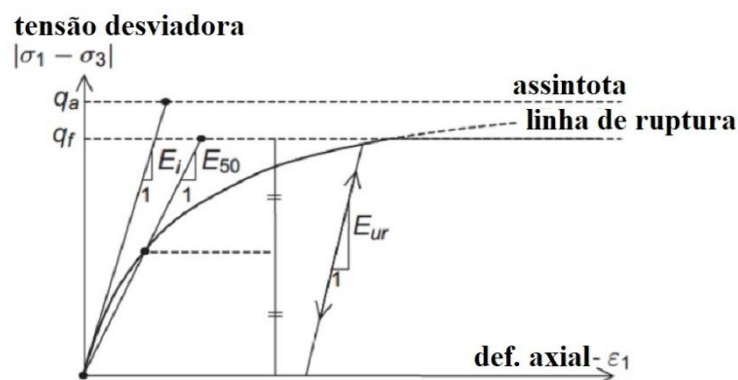


Figura 2.25. Relação de tensão-deformação hiperbólica em carregamento primário para um teste triaxial drenado padrão (modificado de Schanz et al., 1999).

A relação entre a tensão e a deformação durante a carga primária apresenta uma relevante não-linearidade. Nesse cenário, para pequenas deformações, é mais complicado determinar experimentalmente o módulo de elasticidade tangente inicial E_0 . Portanto, é utilizado o parâmetro E_{50} , que é um módulo de elasticidade dependente da tensão confinante (σ_3) para carga primária, e uma alternativa de possível determinação por ensaios de laboratório. Como mostra a Equação 2.32, o parâmetro E_{50} pode ser escrito para qualquer tensão confinante

em função de uma tensão de referência (P^{ref}), usualmente considerada por vários autores e padrão no *software* Plaxis no valor de 100 kPa.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + P^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.32)$$

O parâmetro m , é um expoente que expressa a quantidade de dependência de tensão. Os valores m variam numa faixa de 0,5 a 1 em diferentes tipos de solo, sendo comum para solos argilosos valores de 0,9 a 1. O módulo de elasticidade para o descarregamento e recarregamento (E_{ur}) também é calculado de maneira semelhante em função dos mesmos parâmetros, também para uma tensão de referência, como mostra a Equação 2.33. O Plaxis considera uma estimativa padrão de E_{ur} ser três vezes maior que E_{50} .

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + P^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.33)$$

Os módulos triaxiais (E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}) são parâmetros que controlam as superfícies de escoamento de endurecimento por cisalhamento. Além das superfícies de escoamento de endurecimento por cisalhamento, as superfícies de escoamento por compressão isotrópica também são usadas no HSM. Essas superfícies de escoamento por compressão estão relacionadas à deformação volumétrica plástica medida nas condições de compressão isotrópica. A Figura 2.26 mostra as superfícies de escoamento de endurecimento por cisalhamento e por compressão isotrópica no HSM para solos sem coesão ($c' = 0$).

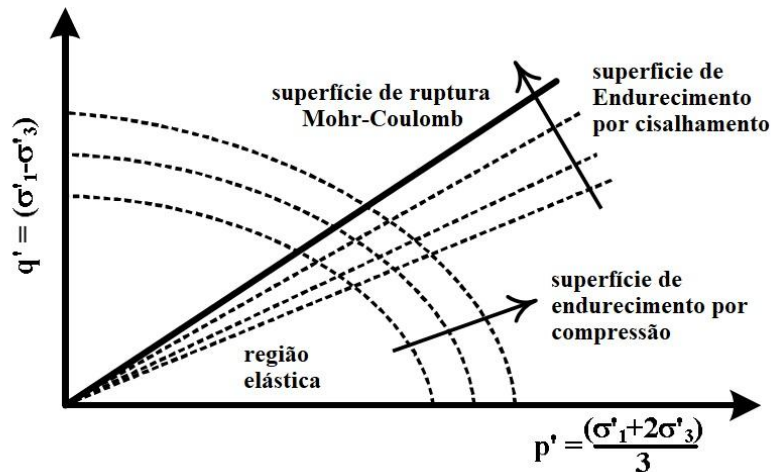


Figura 2.26. Superfícies de escoamento com endurecimento por cisalhamento e de endurecimento por compressão no HSM (modificado de Yong, 2016).

O módulo de elasticidade oedométrico de referência (E_{oed}^{ref}) é usado para controlar a magnitude das deformações plásticas que têm origem na superfície de escoamento por endurecimento por compressão. De maneira semelhante aos módulos triaxiais, o módulo

oedométrico (E_{oed}) é determinado com um coeficiente exponencial (m) para dependência de tensão e também depende de uma tensão referência (p^{ref}), adotada usualmente em 100 kPa, como mostra a Equação 2.34. Vale observar que, e que o módulo oedométrico é dependente da tensão efetiva principal (σ_1).

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma_1' \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.34)$$

As equações 2.32 a 2.34 consideram que compressão é negativa (convenção do Plaxis), como mostrado na Figura 2.27 (b), de modo que o aumento do confinamento aumenta a rigidez.

Como acontece nos modelos de plasticidade, o HSM mantém uma relação entre a deformação plástica volumétrica e plástica cisalhante, da qual é deduzida o ângulo de dilatância determinado conforme a Equação 2.35.

$$\sin \psi'_{mob} = \frac{\sin \phi'_{mob} - \sin \phi'_{cv}}{1 - \sin \phi'_{mob} \sin \phi'_{cv}} \quad (2.35)$$

onde ϕ'_{mob} , é o ângulo de atrito mobilizado, e ϕ'_{cv} é o ângulo de atrito no estado crítico.

Após os extensos cisalhamentos, materiais que dilatam chegam a um estado de densidade crítica onde a dilatância chega ao fim, o HSM permite que seja introduzido um limite de dilatância como indicado na Figura 2.27. Para especificar esse comportamento, a relação de vazios inicial (e_{ini}), e a relação de vazios máxima, (e_{max}), do material devem ser inseridas como parâmetros gerais. Assim que a mudança de volume resulta em um estado de vazio máximo, o ângulo de dilatância mobilizado (ψ'_{mob}), é automaticamente ajustado para zero. Na Figura 2.27 (b) consta união das duas funções de escoamento, endurecimento por cisalhamento e por compressão, no espaço de tensões principais para o HSM.

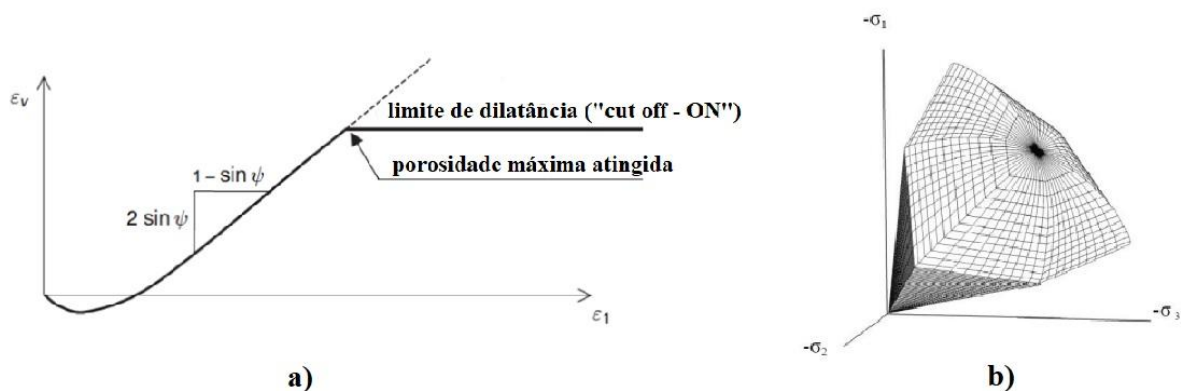


Figura 2.27. HSM: a) curva de deformação resultante para um ensaio triaxial com inclusão de limite de dilatância, e b) ilustração da superfície de escoamento dupla no espaço das tensões principais com coesão igual a 0. (modificado de Schanz et al., 1999)

Rebolledo et al. (2019) enumeram principais características do HSM:

- 1) As deformações totais são calculadas usando uma rigidez dependente da tensão.

2) A rigidez é definida para as condições de carga e descarga / recarga.

3) Modelagem de deformações irreversíveis devido ao carregamento desviador primário (endurecimento por cisalhamento).

4) Modelagem de deformações plásticas irreversíveis devido à compressão primária sob carregamento oedométrico e isotrópico (endurecimento por compressão).

5) Uma regra de fluxo não associada é assumida para o endurecimento por cisalhamento e uma regra de fluxo associada é assumida para o endurecimento por compressão.

6) Considera o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Muitos trabalhos têm utilizado o HSM para modelagens numéricas de problemas geotécnicos de fundações com bons resultados como por exemplo: Surarak et al. (2012), León (2017), Rebolledo et al. (2019), Bernardes et al. (2021), García (2021).

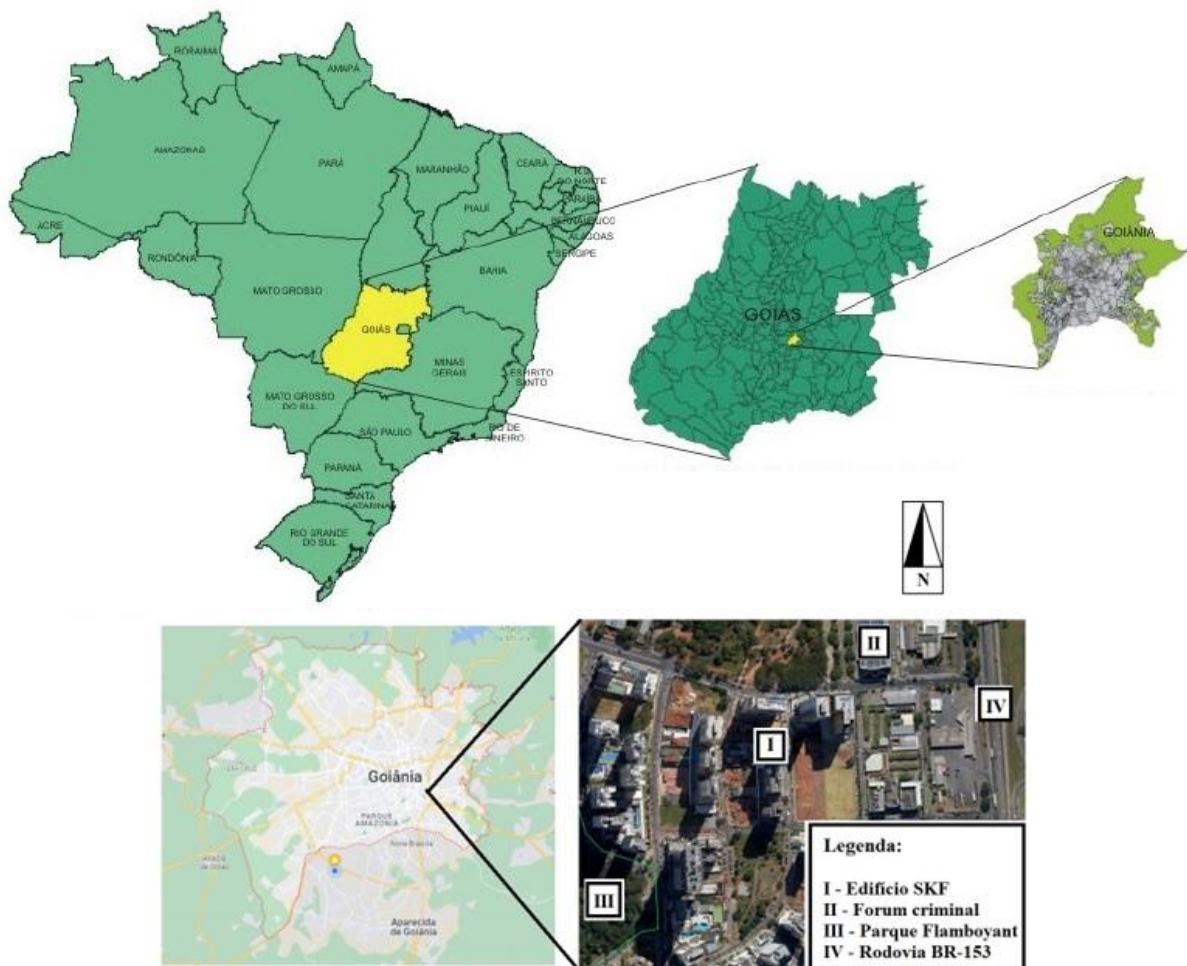
O HSM foi utilizado nesta pesquisa porque permite considerar uma relação tensão deformação hiperbólica, o endurecimento por cisalhamento e o endurecimento por compressão (dois tipos de superfícies de escoamento), o desenvolvimento de plasticidade antes da ruptura, a variação dos parâmetros do solo com o nível de tensões, e o desenvolvimento de dilatância do solo (mobilizada antes de alcançar a ruptura). Também, e principalmente, porque permite uma simulação adequada de problemas de carregamento e descarregamento, que são relevantes para análise de escavações do solo.

3. METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho foi dividida em quatro partes: definição e características do estudo de caso, caracterização geotécnica, instrumentação geotécnica e estrutural e modelagem numérica.

3.1 DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DO ESTUDO DE CASO

A obra definida como estudo de caso foi o edifício residencial de 55 pavimentos, com dois subsolos, denominado de Skygarden Flamboyant (SKF), com 172,4 metros de altura em relação ao nível da rua 70, Setor Jardim Goiás, Goiânia – GO, conforme mostra a Figura 3.1. A obra teve o início das escavações no primeiro semestre de 2019, o término da estrutura de concreto em março de 2022, e a previsão de entrega aos moradores no segundo semestre de 2023.



O terreno tem área aproximada de 1.780 m², sendo escavados dois subsolos com uma profundidade de 6,5 metros, em uma área um pouco menor de 1.594 m². A solução de fundação

adotada para o edifício foi a de um radier recebendo 17 pilares da torre, conectado a 241 estacas tipo hélice contínua de 70 cm de diâmetro (D) com 10,8 m de comprimento abaixo da cota inferior do radier, e espaçamento variável entre $2,5D$ e $2,8D$. O radier tem área de 681 m² e altura regular uniforme de 2,1 m. O edifício tem área do pavimento tipo (acima do 4º pavimento) de 530 m². A fundação dos pilares da periferia foi executada em blocos sobre estacas. A construção tem estrutura em concreto armado, vedações em alvenaria de blocos cerâmicos, com métodos construtivos convencionais de construção civil. A Figura 3.2 mostra uma fotografia aérea da obra em dois momentos distintos, em maio de 2019 no início das escavações, e janeiro 2022 onde a obra estava com percentual construído de 91%.

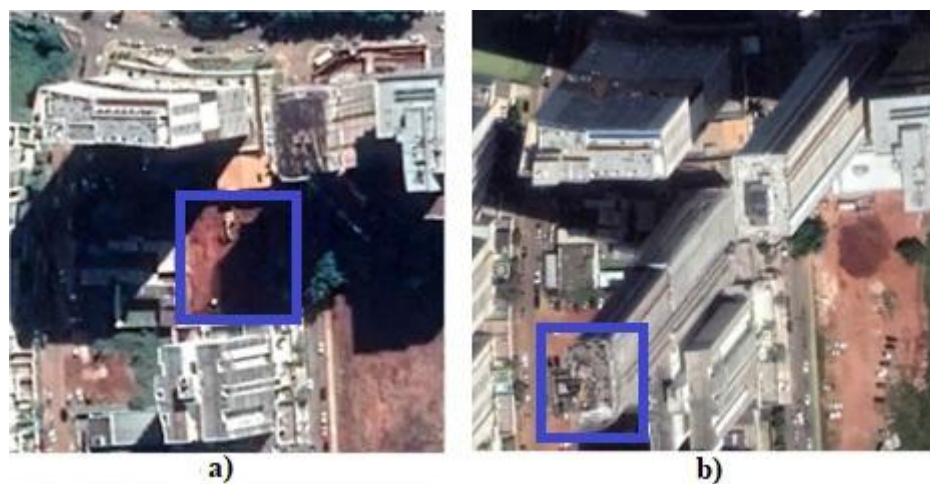


Figura 3.2. Evolução da construção (retângulo em azul) do Edifício SKF: a) maio de 2019, e b) janeiro de 2022 (Fonte: *Google Earth*).

A premissa inicial de projeto de fundações foi uma abordagem convencional (Randolph, 1994), que assumiu que somente as estacas absorvem as cargas da construção. Foram realizadas análises numéricas com o software GARP, sendo identificadas na etapa de projeto, parcelas de carga absorvida pelas estacas entre 90% e 95% da carga total, a depender da combinação de carregamentos externos considerada. Assim, apesar da existência do contato radier-solo, o percentual elevado de carga absorvida pelo estaqueamento torna a concepção próxima a utilizada em projetos de blocos sobre estacas.

A estrutura de contenção do terreno utilizada foi em estacas hélice contínua justapostas com diâmetro de 35 cm na frente (leste) e lateral norte, de 40cm no fundo (oeste), e 50 cm na lateral sul, conforme mostra a Figura 3.3 (a). Foram executados grampos nas contenções leste e norte do terreno. Para execução do radier da fundação do edifício foi necessária uma segunda estrutura de contenção com estacas hélice contínua de 50 cm localizada nas bordas do radier.

Assim foi possível escavar o trecho correspondente ao fosso do elevador entre as profundidades 6,5 e 9,7 m, e o radier entre 9,7 e 11,8 m. A Figura 3.3 (b) mostra uma foto aérea em novembro de 2019 no final da escavação do radier.

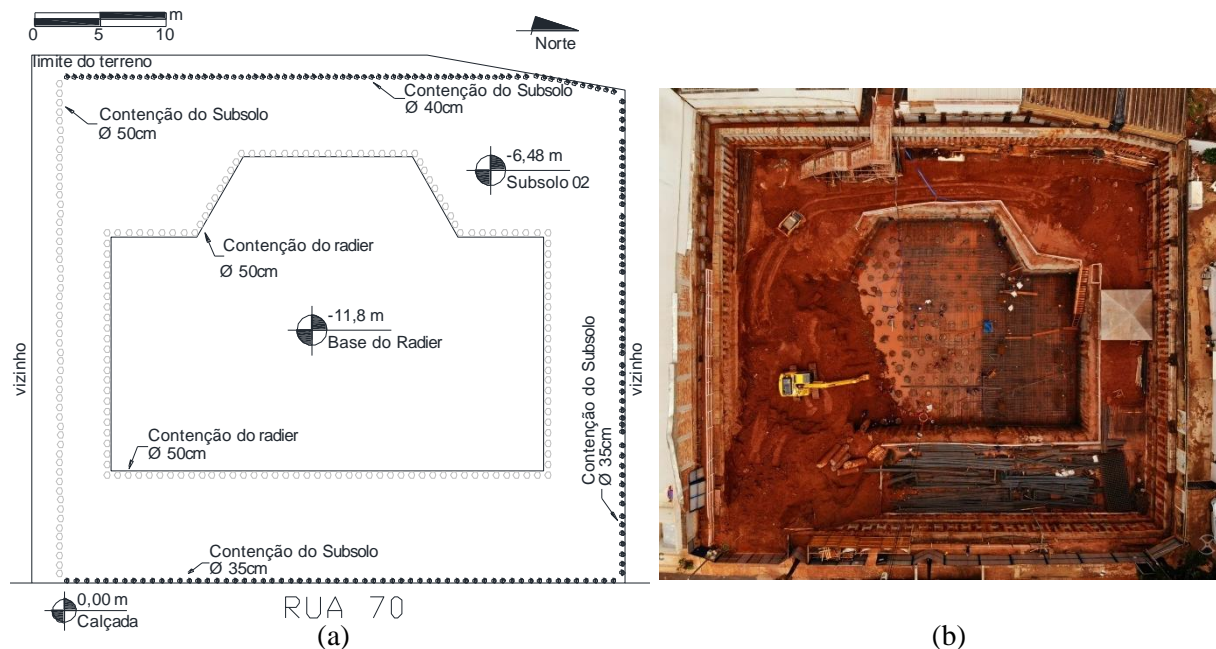


Figura 3.3. Estruturas de contenções da obra SKF: a) detalhe dos níveis do terreno e diâmetro das estacas de contenção, e b) imagem aérea em novembro de 2019.

Em toda a fundação (torre e periferia) foram executadas 274 estacas com diâmetro de 70 cm, somando 3.060 metros lineares com volume de concreto aproximado de 1.177 m³, na contenção da obra foram executadas 113 estacas com diâmetro de 35 cm, 76 estacas com diâmetro de 40 cm e 54 estacas com diâmetro de 50 cm, e na contenção do radier foram executadas 145 estacas de 50 cm, no total nas duas contenções foram perfurados mais de 4.400 metros lineares, com volume de concreto aplicado de 1.043 m³. No radier foi aplicado um volume de 1.430 m³ de concreto executado em duas etapas. A Figura 3.4 mostra em planta baixa a solução de fundação implementada no Edifício SKF, e na Figura 3.5 apresenta o corte AA' com os detalhes das profundidades dos elementos e níveis de execução e escavação.

A escavação do terreno ocorreu durante sete meses, entre maio de 2019 a novembro de 2019, foi mecanizada com uso de escavadeiras hidráulicas. Inicialmente como as estruturas de contenção foram em estacas justapostas tipo hélice contínua, a escavação aguardou até 14 dias após a concretagem das estacas, tempo no qual foi executada a viga de coroamento.

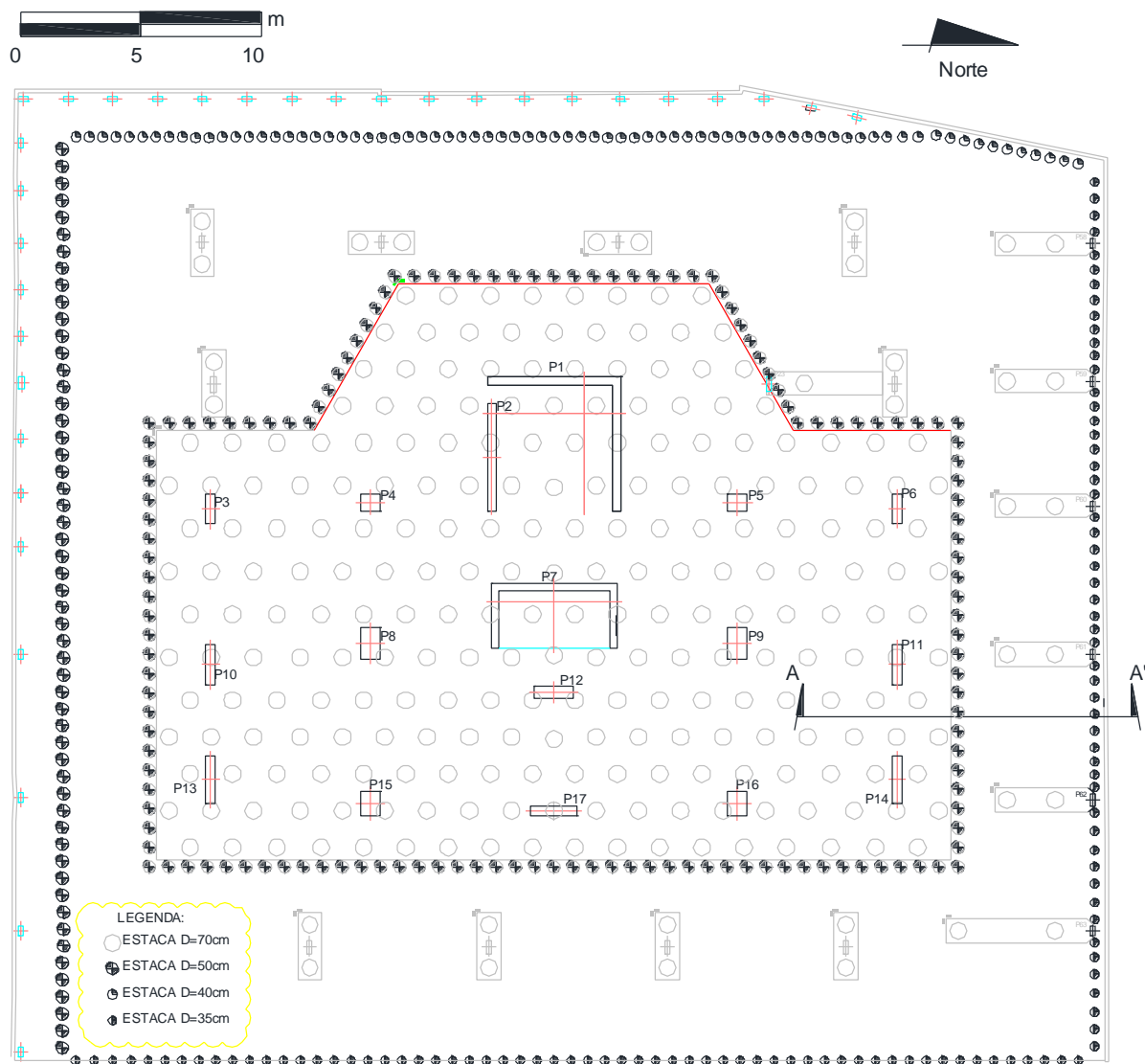


Figura 3.4. Planta baixa da solução de fundação adotada no edifício SKF.

A escavação foi executada em quatro etapas, como mostradas na Figura 3.5, e especificadas a seguir:

- 1ª Etapa: Escavação de 0,0 a 3,0 m, com execução de linhas de grampos de 20/05/19 a 28/05/19, na contenção leste e norte, e concretagem das vigas do subsolo 1 (SS1), de 29/05/19 a 14/06/19.
- 2ª Etapa: Escavação de 3,0 a 6,48 m, nível do subsolo 2 (SS2), e execução da contenção do radier de 17/06/19 a 02/08/19, com manutenção de rampa para acesso de perfuratriz e escavadeira, e escavação completa de 05/08/19 a 06/09/19.
- 3ª Etapa: Escavação de 6,48 a 9,12 m, para a execução de estacas do radier em um nível intermediário (9,12 m) com a possibilidade de acesso da perfuratriz de estacas, de 09/09/19 a 18/10/19.

- 4ª Etapa: Escavação e arrasamento mecanizado das estacas até o fundo do radier, de 9,12 a 11,72 m, de 21/10/19 a 28/11/19.

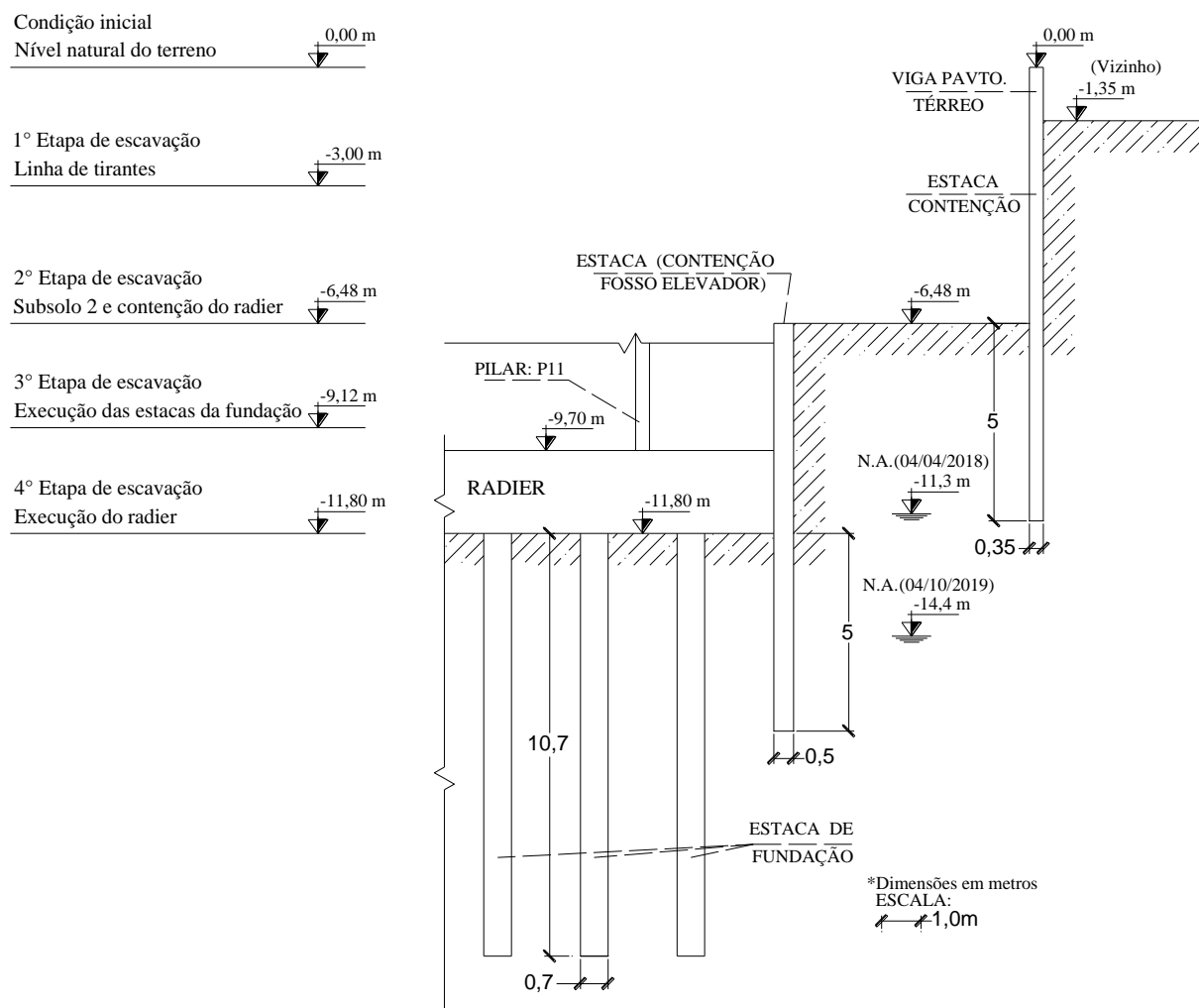


Figura 3.5. Corte AA' com profundidades das fundações e níveis de execução e escavação.

Para uma determinação inicial do nível de alívio de cargas causado pela escavação do terreno, foram calculadas as tensões geostáticas iniciais e o peso do solo escavado por etapa de escavação usando o peso específico natural do solo e os volumes escavados, conforme consta de modo resumido na Tabela 3.1. As tensões geostáticas calculadas foram inferiores aos valores de tensões de pré-adensamento apontados pelos ensaios oedométricos (ver subitem 3.2.2.3), indicando que o solo se encontrava em condição de sobreadensada para a cota de execução dos ensaios (-11,5m).

O valor do peso total acumulado de solo escavado foi de 227 MN, representa um alívio de cargas, que deve ter sido anulado na obra à medida que esta foi construída, sendo

considerados os acréscimos de carga do radier, do reaterro de solo sobre o radier até o nível do 2º subsolo e sequencialmente da estrutura dos pavimentos executados.

Tabela 3.1. Tensões geostáticas iniciais e peso total acumulado de solo escavado.

Etapa de escavação	Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	Tensão (kPa)	W_s (MN)
1ª Etapa	3,00	16	48	76,5
2ª Etapa	6,48	16	103,7	165,8
3ª Etapa	9,12	17,1	151,2	196,1
4ª Etapa	11,80	17,1	199,4	227,5

W_s = Peso total acumulado de solo escavado

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Com o intuito de determinar parâmetros de projeto para as várias análises realizadas nesta pesquisa, foi realizada uma ampla caracterização geológica-geotécnica do terreno com investigações de campo e ensaios de laboratório.

3.2.1 Investigações de campo

As investigações de campo consistiram em sondagens à percussão (SPT) e mista executadas antes do empreendimento para desenvolvimento do projeto e ensaios pressiométricos (PMT) executados durante a execução das fundações com a finalidade de complementar dados para as pesquisas em andamento.

3.2.1.1 Sondagens à Percussão (SPT) e Sondagem Mista (SM)

As sondagens à percussão, também chamadas de simples reconhecimento com SPT (“*Standard Penetration Test*”), foram as únicas informações fornecidas pela obra anteriormente à pesquisa, que subsidiaram o projeto de fundações, sendo executadas em três etapas distintas ao longo dos anos de 2018 e 2019. As sondagens SPT foram executadas conforme NBR 6484 (ABNT, 2020) e no Anexo A constam os resultados de cada furo de sondagem.

A primeira etapa de sondagens SPT (furos denominados SP-01, 02 e 03) foi executada em um período considerado de final de altas incidências de precipitação (final da estação chuvosa), em abril de 2018, o nível d’água medido foi da ordem de 10 metros de profundidade. A segunda etapa corresponde a um furo de sondagem mista (SM-01), executado no início do período de altas incidências de precipitação (após o final da estação seca), em novembro de

2018, o nível d'água medido foi de 12,3 metros. A terceira etapa correspondeu a dois furos de sondagem SPT (SP-04 e 05) executados ainda sobre altas incidências de precipitação (meio da estação chuvosa), em janeiro de 2019, o nível d'água medido foi 11,4 metros de profundidade, na Figura 3.6 consta as campanhas de sondagem SPT para a precipitação acumulada mensal ao longo do tempo. Todos os furos foram executados anteriormente às escavações do terreno. A Figura 3.7 mostra a locação dos furos de sondagem das três campanhas, e a localização das seções geotécnicas construídas utilizando as sondagens.

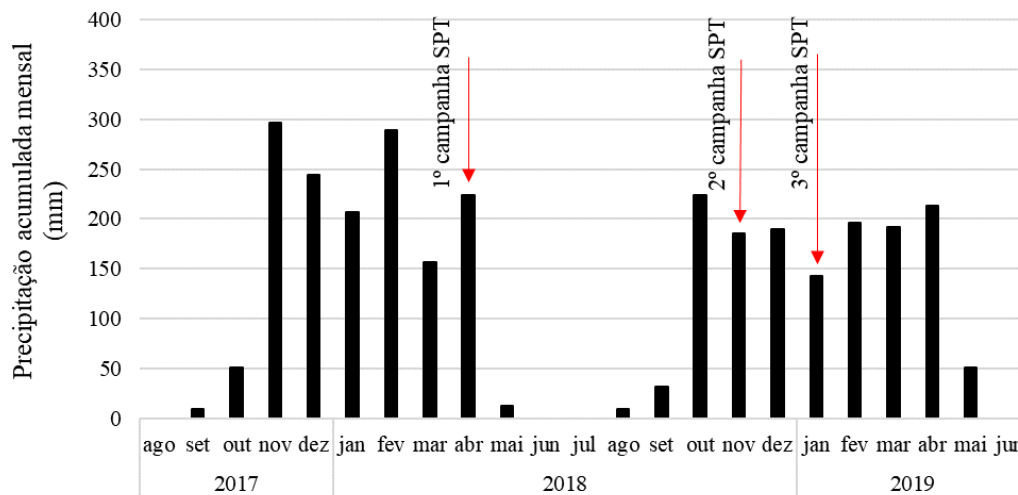


Figura 3.6. Precipitação acumulada mensal em Goiânia ao longo do tempo para as campanhas de sondagem SPT executadas (Fonte: *adaptado* do Instituto Nacional de Meteorologia).

Para as seções construídas (A, B e C) podem ser enumeradas as seguintes características:

- Na seção A (SP-01, SP-02 e SP-03) as três sondagens tem a classificação tátil visual das camadas similares, em uma única camada de argila pouco arenosa. Na sondagem SP-03 mostra camadas mais espessas com valores de N_{spt} mais baixos que SP-01 e SP-02. A Figura 3.8 mostra a seção A;
- Na seção B (SP-04 e SP-05) ocorre uma diferenciação de camadas entre as duas sondagens, sendo SP-04 um perfil com camada silto argilosa, enquanto SP-05 com camadas silto arenosa. Na Figura 3.9 consta a seção B;
- Na seção C (SP-02, SP-05 e SM-01) camadas predominantemente arenosas. Apresenta uma descontinuidade lateral entre os furos. Maciço rochoso foi classificado como micaxisto encontrado no furo SM-01 a partir de 18 metros de profundidade. A Figura 3.10 mostra a seção C.

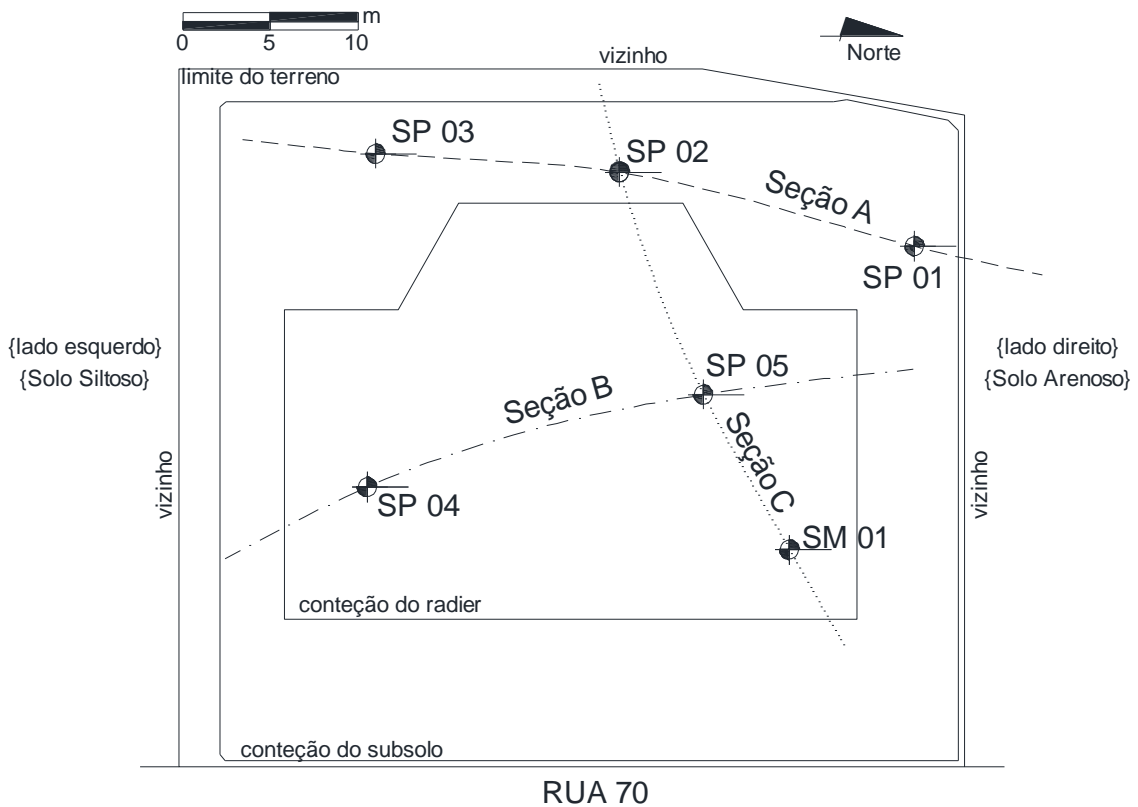


Figura 3.7. Planta de localização dos furos de sondagem e traçado de seções geotécnicas.

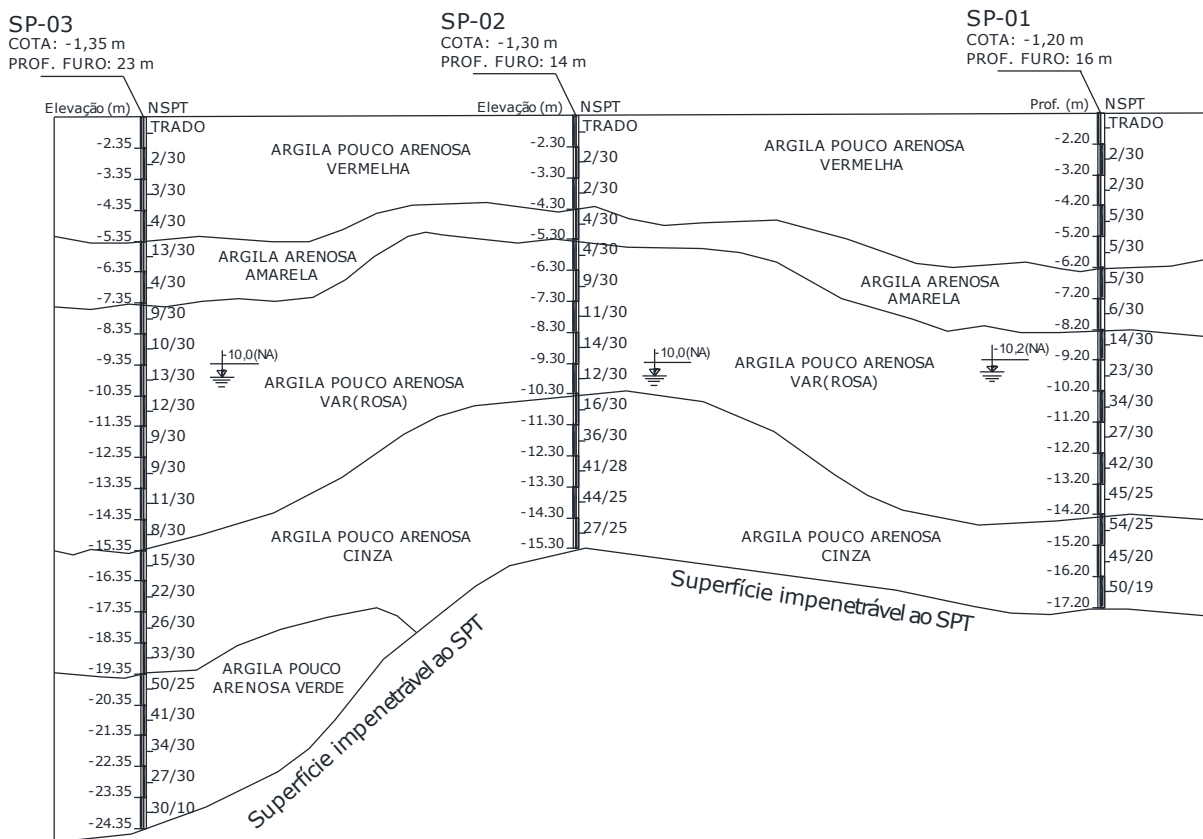


Figura 3.8. Seção geotécnica adotada a partir das análises das sondagens SPT – Seção A.

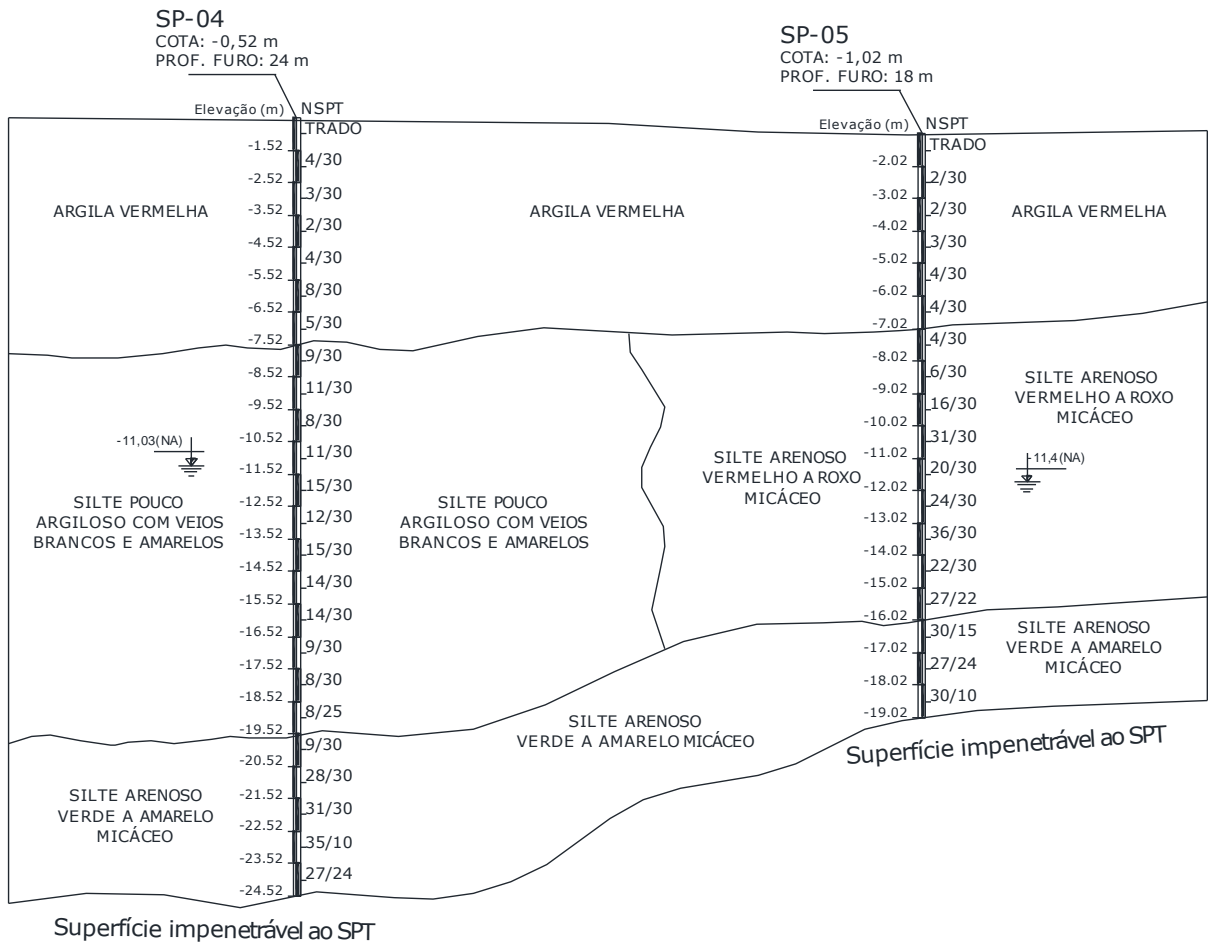


Figura 3.9. Seção geotécnica adotado a partir das análises das sondagens SPT – Seção B.

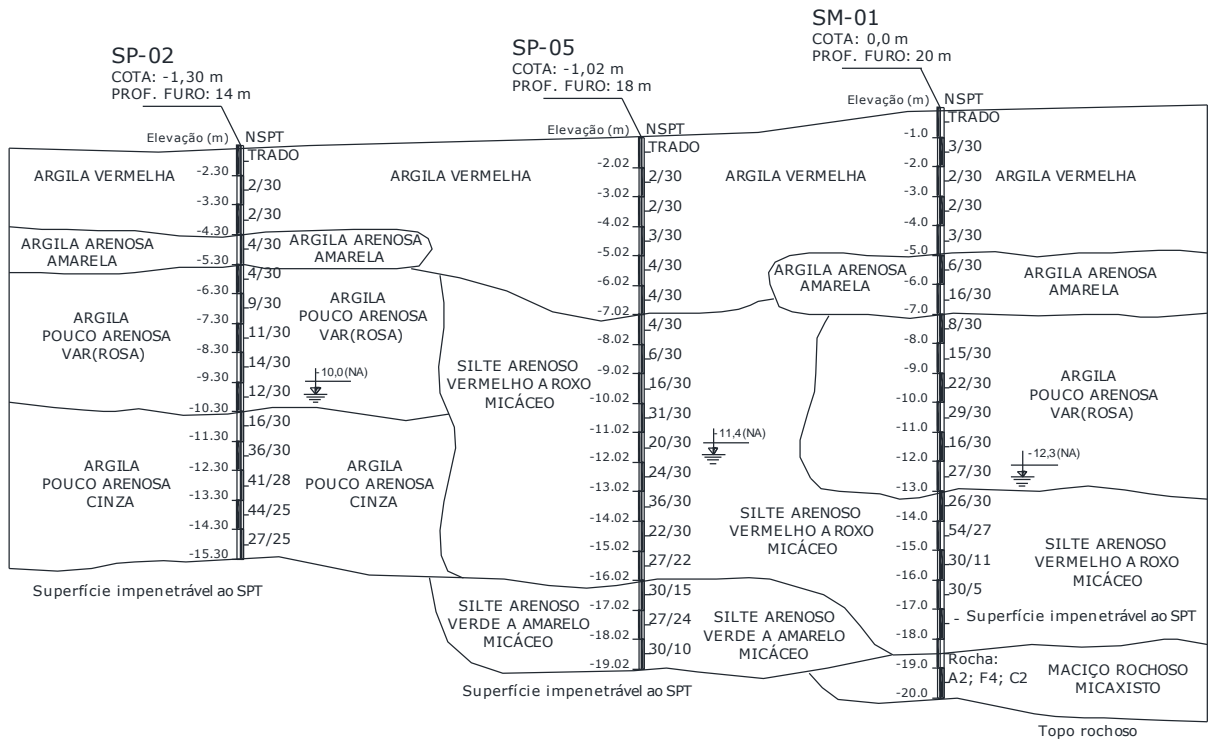


Figura 3.10. Seção geotécnica adotado a partir das análises das sondagens SPT – Seção C.

Durante a execução da escavação do fosso do elevador, do radier e das estacas (entre cotas -6,5 a -11,8m), foi observado nitidamente a existência de camadas de solos distintos, como mostra a Figura 3.11, sendo um solo com matriz silto argilosa no lado sul, e um solo com matriz silto arenosa do lado norte, confirmando que a seção B era representativa para descrever as camadas de solo (seção B é apresentada na Figura 3.9).



Figura 3.11. Tipos de solo percebidos em campo: a) matriz silto argilosa; e b) matriz silto arenosa.

Também foi observado que o saprólito presente sob os dois tipos de solos com matrizes diferentes identificados possui a mesma origem, constituindo-se de um material com textura silto-arenosa derivado de um maciço de micaxisto, conforme identificado na sondagem SM-01. Cabe ressaltar que a classificação de solos nas sondagens foi realizada de forma tátil-visual, apresentando caráter qualitativo, baseada na percepção da textura pelo executor. Assim, a seção B, apresentada na Figura 3.9, embora coerente com as observações de campo, demandou um estudo mais detalhado. A partir dessa provável divisão entre solos de matrizes argilosas e arenosas, foram selecionadas amostras deformadas e indeformadas para caracterização física e mecânica, com o objetivo de confirmar e classificar as camadas segundo metodologia consagrada (sistema SUCS). A Figura 3.12 mostra a divisão, em planta, da base do radier estimada a partir da seção B, para os dois tipos de solo distintos.

Em termos de origem e evolução, o perfil geotécnico definido (seção B) é compatível com estudos anteriores realizados em Goiânia e região metropolitana, como os de Cruz Junior et al. (2025a) e Romão (2006). Esses autores descreveram camadas superficiais constituídas por solos de matriz argilosa, resultantes de processos evolução pedogenética, comumente classificados como argilas arenosas ou siltosas, de coloração vermelha a marrom, porosas e estruturadas; seguidas por camadas intermediárias de solos de matriz siltosa e coloração variegada, denominados residuais maduros por ainda preservarem feições reliquias; e, em

maior profundidade, próximos à superfície impenetrável ao SPT, solos silto-arenosos de coloração amarela a cinza, micáceos, correspondentes a solos residuais jovens derivados do maciço rochoso de micaxistos e granulitos, com feições e estruturas reliquiares bem conservadas.

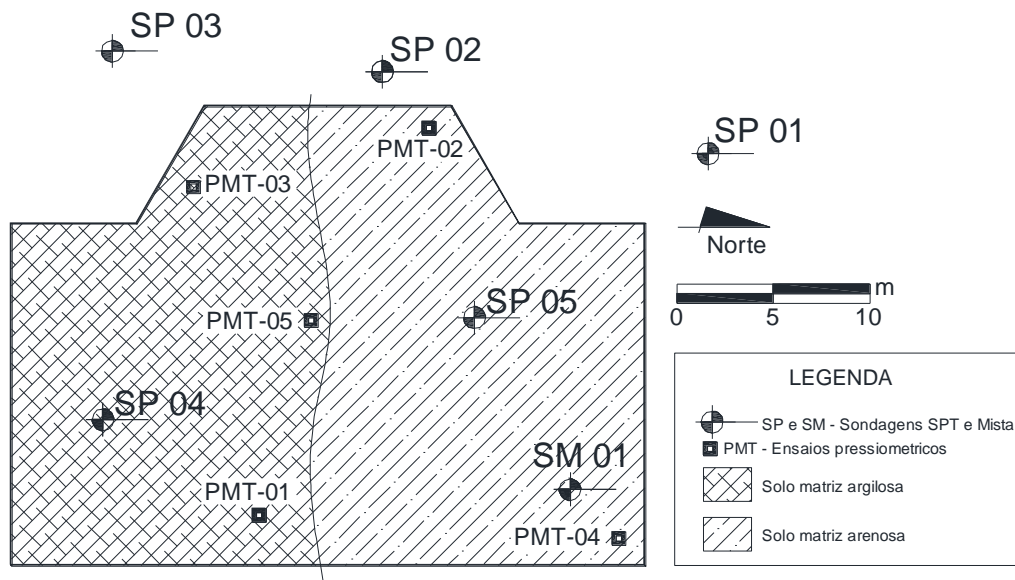


Figura 3.12. Estimativa de divisão dos solos em planta da base do radier pela seção B.

3.2.1.2 informações sobre o perfil Geológico.

A sondagem mista SM-01 foi o único ensaio de investigação geológica in situ que forneceu informações diretas sobre o maciço rochoso (ver Anexo A). As amostras de rocha foram classificadas como Micaxisto medianamente a pouco alterado (A3–A2), extremamente fraturado (F4) e coerente (C2). A análise combinada das demais sondagens SPT e das observações de campo durante a execução das estacas de fundação evidenciou um topo rochoso não linear, inclinado em relação ao solo de matriz argilosa situado à esquerda do radier. Durante a perfuração das estacas hélice contínua, foram registradas ocorrências de matacões e pedras de mão, com dimensões variando, respectivamente, entre 200 mm e 1,0 m e 60 mm e 200 mm, conforme NBR 6502 (ABNT, 2022b).

O perfil geológico esperado para o local foi obtido a partir das informações disponíveis no site do Serviço Geológico do Brasil (<https://geosgb.sgb.gov.br>), com base no relatório técnico da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais relativo a cidade de Goiânia – Folha SE.22-X-B-IV (CPRM, 1994). O mapa geológico obtido a partir desse relatório é apresentado

de forma resumida e adaptada na Figura 3.13, em que os itens da legenda indicam as seguintes unidades litológicas:

- **I** - NParx - Unidade Araxá: Clorita xisto, Granada-biotita xisto, Muscovita quartzito, Muscovita-biotita xisto, Sericita xisto, Xisto;
- **II** - NP1aito - Unidade Anápolis-Itauçu de ortogranulitos: Anfibolito, Charnockito, Enderbita, Gabro, Hornblenda gnaiss, Metagabro, Metanorito, Metapiroxenito, Ortogranulito, Piroxenito, Serpentinito, Talco xisto;
- **III** - NP1aitp - Unidade Anápolis-Itauçu de paraganulitos: Biotita gnaiss, Gnaiss, Gondito, Grafita xisto, Granada gnaiss, Kinzigito, Mármore, Muscovita quartzito, Quartzito, Rocha calcissilicática, Sericita xisto, Xisto
- **IV** - PP2_gamma_1j - Suíte Jurubatuba: Metagranito, Metatonalito
- **V** - NP1aitpqt - Litofácies Anápolis-Itauçu de quartzitos: Gondito, Quartzito

Na Figura 3.13 mostra a localização da obra sobre a litologia I, classificada como Muscovita-Xisto (Micaxisto), coerente com classificação das amostras de rocha observadas na sondagem SM-01 e com a percepção dos solos residuais jovens de silte arenoso em profundidade que apresentam estruturas reliquiares típicas desse tipo de rocha.

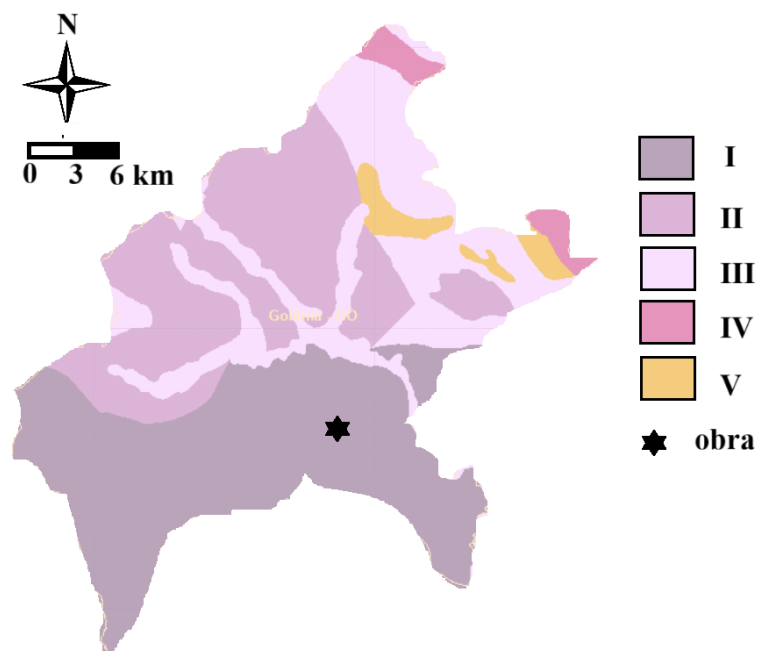


Figura 3.13. Mapa geológico de Goiânia (Fonte: *adaptado* do Serviço Geológico Brasileiro).

3.2.1.3 Ensaios Pressiométricos (PMT)

Foram executados cinco furos para ensaios pressiométricos (PMT), exclusivamente para a pesquisa, um na região central do radier e outros quatro na borda, no total foram executados 26 ensaios. As locações dos furos encontram-se na Figura 3.12, e na Figura 3.14 é mostrada a execução dos ensaios PMT. Foi utilizado o pressiômetro tipo Ménard, o equipamento foi viabilizado através da parceria com o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás (PPGECON/UFG). Antes da realização dos ensaios, a sonda pressiométrica foi calibrada utilizando os métodos de perda de volume e perda de pressão, como proposto por Machado (2020). Essa sonda, estava equipada com uma membrana expansível de borracha com 3 mm de espessura, e possuía um diâmetro de 60 mm. Como fonte de pressão externa, o sistema utilizou um cilindro de nitrogênio pressurizado.

Os ensaios foram executados entre outubro e dezembro de 2019, no final da estação seca, e sua execução foi compatibilizada com as etapas de escavação da obra e execução das estacas e do radier para viabilizar a execução dos ensaios até maiores profundidades (cotas abaixo da base do radier), entre as profundidades de 9 e 18 m, a partir do nível do terreno natural.

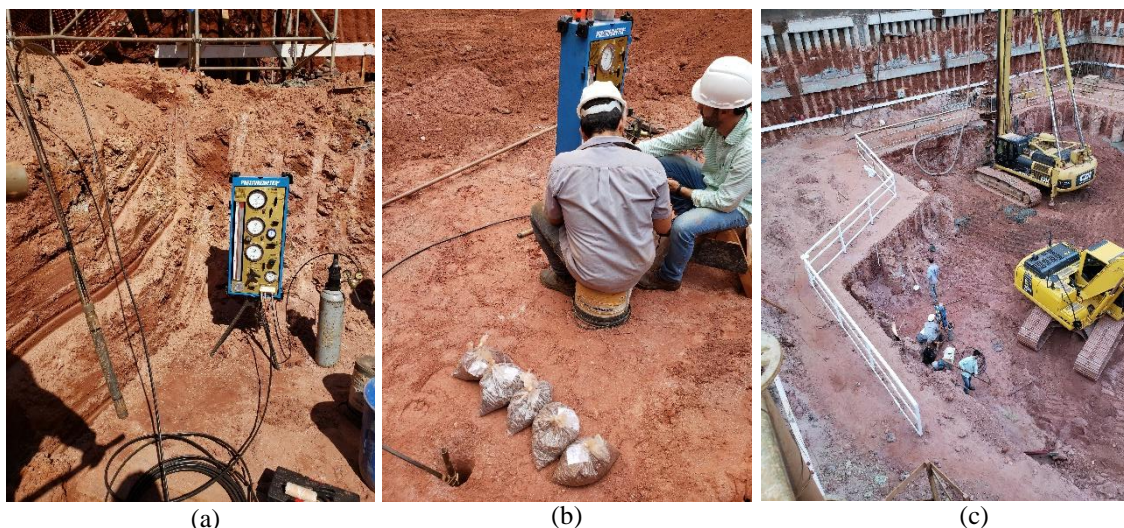


Figura 3.14. Ensaios PMT: (a) vista geral do equipamento; (b) execução do ensaio PMT com coleta de amostras durante a execução do furo, e (c) execução do ensaio na região de borda do radier estaqueado.

Os ensaios PMT foram executados conforme norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) e norma americana D4719 (ASTM, 1987), e seguiram os cuidados prescritos e a experiência acumulada a partir de Angelim (2011). Os ensaios PMT foram executados com pré-furos a trado manual, utilizando trado tipo concha de 63 mm, em cada furo foram executados

entre quatro e seis ensaios, de um em um metro, a partir da 0,5 m. Os furos foram limitados em seis metros devido às dificuldades para avanço do trado e capacidade executiva do equipamento. Ao executar os avanços com trado manual foram coletadas amostras deformadas de solo para posterior ensaios de caracterização, para se confirmar seção geotécnica definida a partir da sondagem SPT.

Nos ensaios PMT, foram aplicados incrementos de pressão de 25 kPa ou 50 kPa, dependendo da deformabilidade do solo, por um período de 60 segundos. Durante esse tempo, foram realizadas leituras no volumímetro em intervalos de 15 segundos, seguindo o procedimento descrito na norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000). Antes de cada ensaio, a pressão diferencial, que é a diferença de pressão entre a célula central e as células de guarda, foi verificada e ajustada de acordo com a profundidade da sonda.

As Figura 3.15 (a) e (b) mostram, respectivamente, os resultados dos ensaios PMT em termos de módulo pressiométrico de Ménard (E_M) e pressão limite (p_L) ao longo da profundidade. Ressalta-se que os furos de PMT 01 a 04 foram executados a partir da -9,0 m e o furo PMT 05 na cota -11,8 m em relação ao nível da rua.

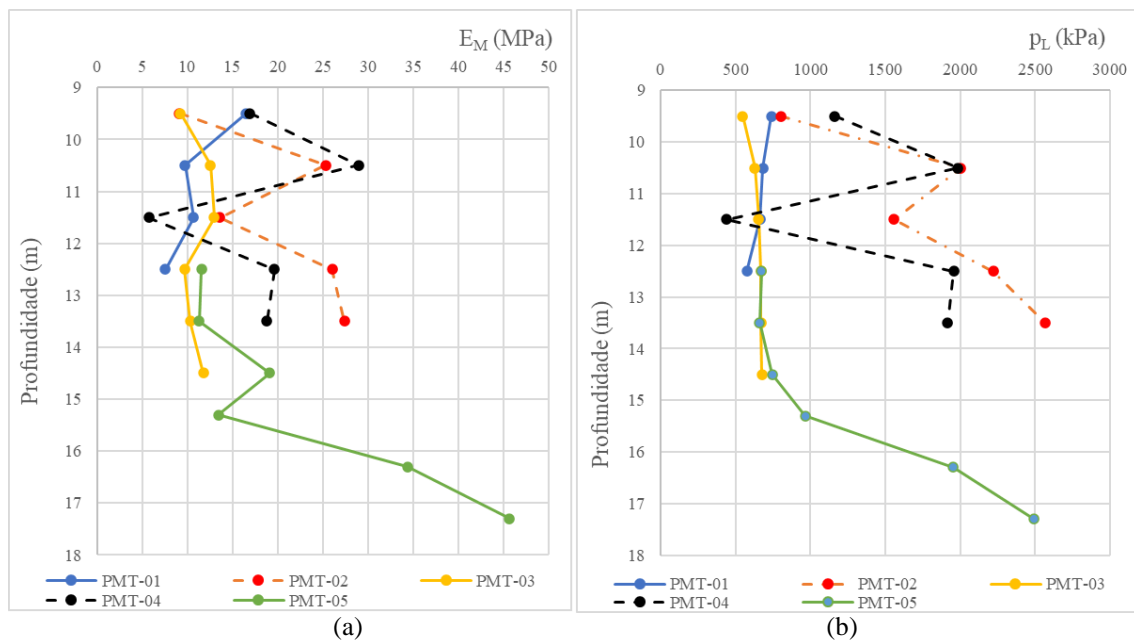


Figura 3.15. Resultados dos ensaios PMT: (a) módulo pressiométrico de Ménard (MPa), e (b) pressão limite (kPa).

Os resultados confirmam a existência de solos diferentes mostrados na seção B (Figura 3.9 Figura 3.8) e os valores obtidos são consistentes com o tipo de solo em cada camada, sendo que os ensaios realizados no solo de matriz siltosa (PMT-01, PMT-03 e PMT-05) apresentaram

valores de E_M e p_L menores em comparação com a o solo de matriz arenosa (PMT-02 e PMT-04).

Os resultados dos ensaios PMT foram utilizados para uma definição inicial de parâmetros geotécnicos utilizando a metodologia prevista por Bernardes et al. (2021), na qual a calibração da rigidez do solo devido ao carregamento primário para simulações utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HSM), é obtida a partir de uma extensão hiperbólica para reconstruir a curva de pressão-expansão PMT em pequenos valores de tensão.

A reconstituição da curva do PMT é necessária em função da recompressão do solo, entre o alívio de tensões do pré-furo e início das aplicações de tensões na sonda, sendo utilizado a extensão hiperbólica de Baud et al. (2013) para a obtenção do módulo cisalhante tangente máximo ($G_{m\acute{a}x}$), determinado para pequenas deformações circunferenciais, da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} , e por consequência definido os valores de módulo de elasticidade tangente máximo ($E_{m\acute{a}x}$), desde que admitida a validade da teoria da elasticidade, como descrito por Bernardes et al. (2021). Assim os valores calculados de $E_{m\acute{a}x}$ para diferentes profundidades são apresentados na Figura 3.16.

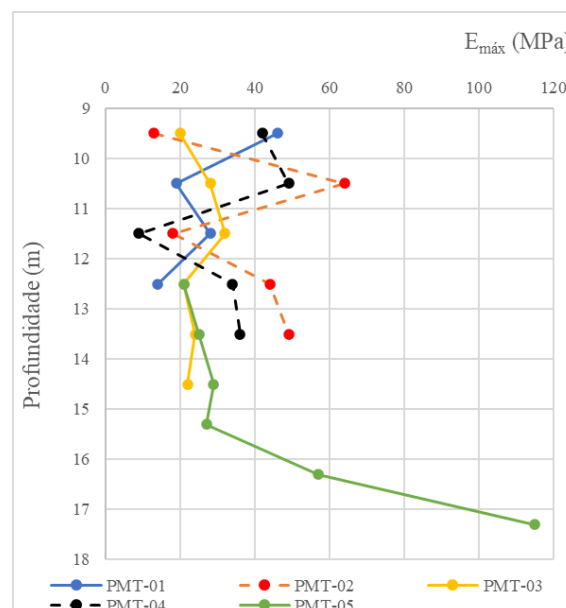


Figura 3.16. Valores de $E_{m\acute{a}x}$ calculados a partir dos ensaios PMT usando a extensão hiperbólica.

Os resultados tratados do ensaio PMT permitiram uma caracterização inicial dos parâmetros de deformabilidade das camadas de solo envolvidas, além das correlações semiempíricas possíveis com resultados de SPT, em especial de camadas profundas (abaixo de 12 m de profundidade), onde devido ao processo executivo da obra e existência de nível de água a retirada de amostras indeformadas de solo se mostrou inviável.

3.2.2 Ensaios de Laboratório

Os ensaios de laboratório foram fundamentais para obter parâmetros importantes do comportamento dos solos, e finalmente definir uma classificação a partir de uma metodologia consagrada. Assim neste subitem são apresentados todo o conjunto de ensaios de laboratório executados para o desenvolvimento da tese, incluindo também ao final os ensaios de concreto das estacas e pilares.

3.2.2.1 Características das amostras de solos coletadas

Próximo a cota final de escavação (entre cotas -9,12 e -11,8 m), do nível da base do radier, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solo. Com as amostras deformadas foram executados ensaios de caracterização física e classificação dos solos, e com as amostras indeformadas foram executados ensaios de caracterização mecânica (resistência e compressibilidade).

As amostras deformadas foram obtidas de várias fontes, sendo elas: nas moldagens dos blocos de amostras indeformadas; durante os avanços dos furos dos ensaios PMT; e no trado da perfuratriz hélice contínua durante a execução das estacas. A Figura 3.17 mostra as posições destas amostras na projeção em planta do radier e Tabela 3.2 mostra os três grupos de amostras definidos por classificação tátil visual, em coerência com a seção geotécnica definida a partir das sondagens SPT. Convém ressaltar que a posição estimada dos limites em planta entre solos de matrizes distintas foi definida com base nas observações de campo e nas amostras de solo recuperadas durante a execução das estacas hélice contínua da fundação.

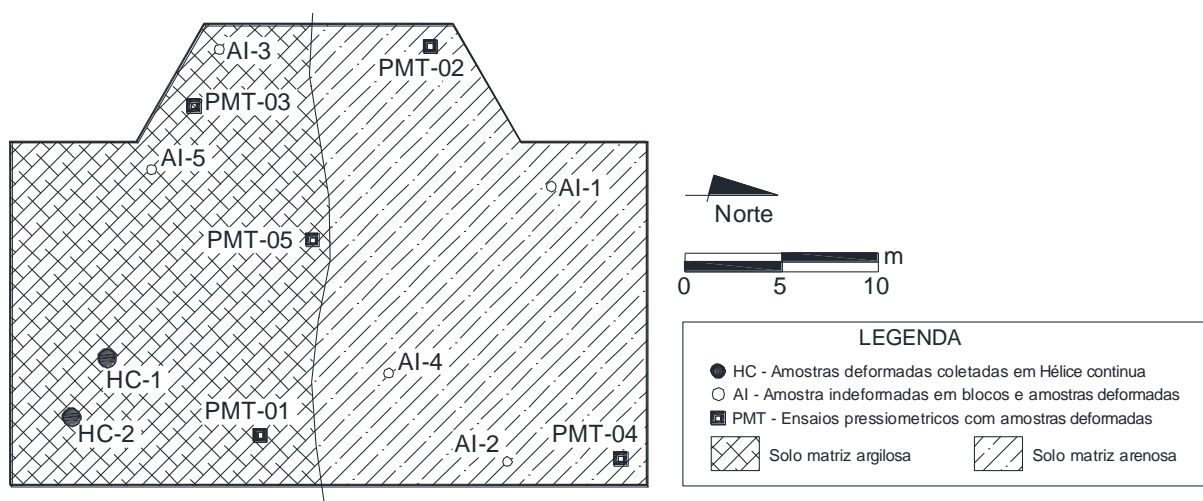


Figura 3.17. Planta de localização dos pontos de coletas de amostras de solo no radier.

A combinação de amostras mostrada na Tabela 3.2 foi tomada como representativa, por admitir a origem de amostras de variadas cotas, pontos em planta e momentos de retirada, e ainda, sim mostrarem alguma uniformidade dentro dos grupos de classificação tátil visual previamente identificados.

Tabela 3.2. Distribuição das amostras deformadas.

Amostra	Classificação tátil visual	Origem	Data da coleta
1	argiloso	PMT-05 - Entre estacas CE-CF-CX – cota: -11,72m a -15,72m	14/11/2019
2	argiloso	AI-5 (Bloco 5) - arrasamento radier - Entre estacas AP – BI. Na cota -11,5m	01/11/2019
3	argiloso	HC-01 (Hélice Continua) - Estaca EV – cota: -10,22m a -13,22m	10/10/2019
4	siltoso	HC-02 (Hélice Continua) - Estaca GF – cota: -13,22m a -19,22m	10/10/2019
5	siltoso	HC-03 (Hélice Continua) - Estaca EV – cota: -18,22m a -20,22m	10/10/2019
6	siltoso	PMT-05 - Entre estacas CE-CF-CX – cota: -15,72m a -16,72m	14/11/2019
7	arenoso	AI-2 (Bloco 2) - arrasamento radier - Entre estacas IE – HL. Na cota -11,5m	15/10/2019
8	arenoso	AI-1 (Bloco 1) - arrasamento radier - Entre estacas BT – BU. Na cota -11,5m	25/10/2019
9	arenoso	PMT-04 - Entre estacas HO - IG – IH – cota: -10,72m a -14,72m	04/10/2019

Foram retiradas cinco amostras de solo indeformadas, seguindo os preceitos constantes na NBR 9604 (ABNT, 2016a), sendo três em solos de matriz arenosa, e duas em solos de matriz siltosa, as dimensões das amostras foram de 30 x 30 cm, nas posições indicadas na Figura 3.17, próxima a cota -11,5 m, no nível correspondente a base do radier. A profundidade do nível de água e o cronograma de obra acelerado, inviabilizou a obtenção de amostras indeformadas em profundidades diferentes. A Figura 3.18 mostra as moldagens dos blocos, ressalta-se que todos os blocos mostraram feições residuais, que resultaram em forte anisotropia, e nos blocos de solos de matriz arenosa são evidentes a orientação de feições reliquiares com direção N 60 E com ângulo de mergulho aproximado de 45° para NO.

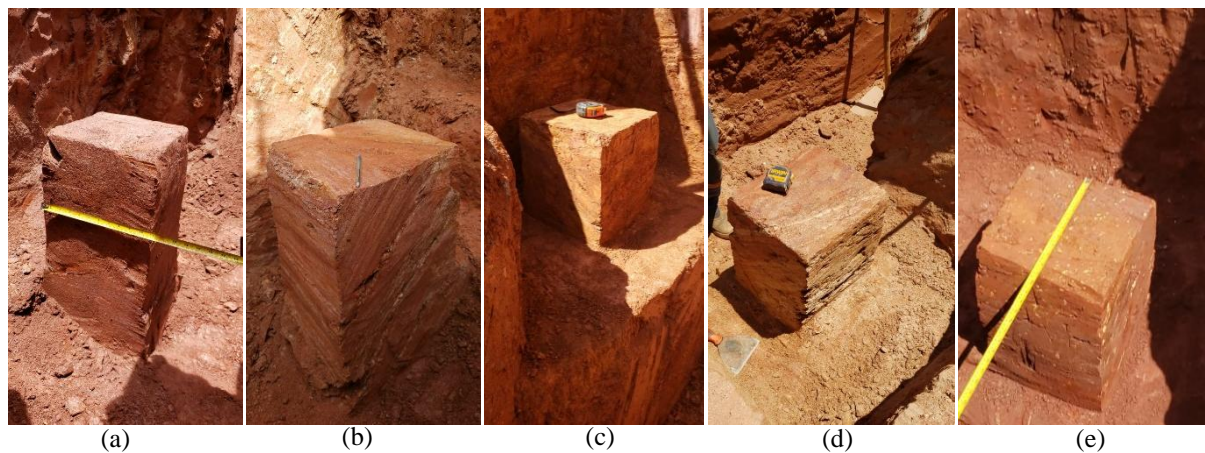


Figura 3.18. Blocos de amostras indeformadas (AI): (a) AI-1; (b) AI-2; (c) AI-3; (d) AI-4; (e) AI-5.

Após a moldagem dos blocos, eles foram envolvidos por múltiplas camadas de talagarça e parafina (Figura 3.19), sendo ao final identificados o topo, a posição do norte, o número do bloco, data, e a localização em relação as estacas de fundação. Foram acondicionados em caixas de madeira com camadas de proteção de serragem (Figura 3.19), e guardados até a data do ensaio em câmara úmida.

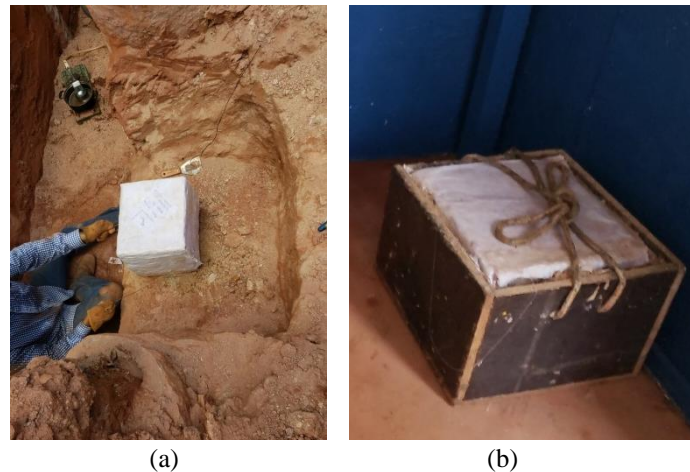


Figura 3.19. Amostras indeformadas: (a) moldagem, e (b) acondicionamento para transporte

As feições residuais percebidas (Figura 3.20 (a)) dificultaram muito a moldagem de corpos de prova indeformados, onde as camadas de quartzo friável provocaram a quebra de sucessivos corpos de prova durante a moldagem, como mostra a Figura 3.20 (b). Assim para viabilizar a caracterização mecânica foi executada uma combinação de ensaios triaxiais, de cisalhamento direto e de adensamento unidimensional, onde os dois últimos possibilitaram a moldagem de corpos de prova de menor dimensão. Para todos os ensaios, os corpos de prova foram moldados considerando a direção vertical de aplicação da carga na obra.

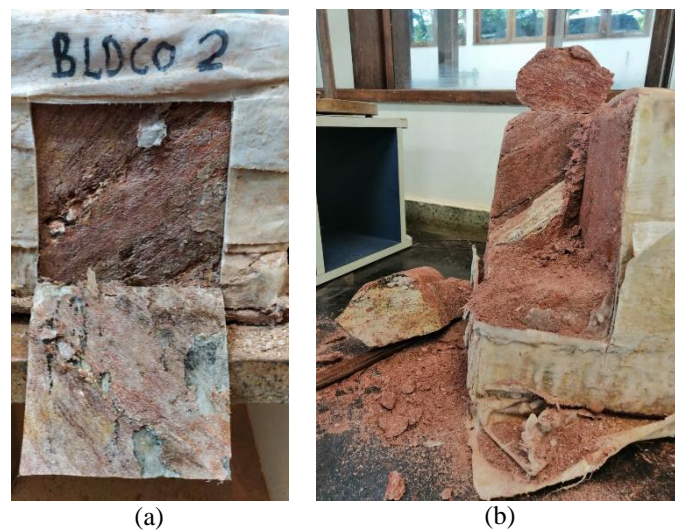


Figura 3.20. Amostras indeformadas: (a) acamamentos e veios de quartzo, e (b) dificuldades na moldagem de corpos de prova.

3.2.2.2 Ensaios de caracterização física dos solos

Os ensaios de caracterização física dos solos foram realizados a partir das nove amostras deformadas selecionadas (Tabela 3.2), obedecendo aos critérios para preparação de amostras constantes na NBR 6457 (ABNT, 2016a), e seguindo os critérios das normas brasileiras correspondentes, sendo realizados: Ensaio de determinação da massa específica real dos grãos de solo finos conforme anexo B da NBR 6458 (ABNT, 2016b); Ensaio de determinação do limite de liquidez seguindo NBR 6459 (ABNT, 2016c); Ensaio de determinação do limite de plasticidade conforme NBR 7180 (ABNT, 2016d); Ensaio de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante seguindo NBR 7181 (ABNT, 2018a). Todos os ensaios de caracterização física foram executados no laboratório de solos do IF Goiano Campus Trindade, durante o primeiro semestre de 2020.

A Tabela 3.3 mostram os resultados encontrados dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP). Os valores encontrados pelos limites confirmam o comportamento dos três tipos de solos percebidos pela classificação tátil visual do perfil construído a partir das sondagens SPT.

Os resultados dos ensaios de granulometria conjunta com defloculante confirmaram a classificação tátil visual inicial de silte-argiloso para amostras 1 a 3, e silte para amostras 4 a 6, e areia siltosa para as amostras 7 a 9. Na maioria dos casos os ensaios de granulometria sem defloculante ocultaram completamente a presença de argila.

Tabela 3.3. Resultados dos ensaios de análise granulométrica sem e com defloculante e dos limites de liquidez e limite de plasticidade.

Amostra	Análise Granulométrica Conjunta sem defloculante				Análise Granulométrica Conjunta com defloculante				Limites de consistência					
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedr. (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedr. (%)	LL*		LP*		IP*	
1	0,0	87,0	11,1	1,9	27,0	60,0	11,3	1,7	62%	68%	38%	40%	24%	28%
2	0,0	87,0	11,4	1,6	17,0	70,0	11,4	1,6	56%		41%		15%	
3	15,0	68,0	13,7	3,3	33,2	48,8	6,4	11,6	86%		40%		46%	
4	3,5	50,5	31,8	14,2	20,0	49,0	22,0	9,0	55%	53%	36%	35%	20%	19%
5	1,0	54,0	43,7	1,3	17,0	46,5	33,7	2,8	53%		36%		17%	
6	0,5	62,5	36,0	1,0	19,5	59,5	19,8	1,2	52%		33%		19%	
7	0,0	39,0	58,1	2,9	1,5	35,5	59,4	3,6	35%	38%	-	-	NP*	NP*
8	0,0	37,0	61,3	1,7	9,0	32,3	57,1	1,6	37%		-		NP*	
9	0,0	37,0	60,9	2,1	5,0	30,5	58,9	5,6	41%		-		NP*	

* Legenda dos símbolos correspondentes: LL – Limite de Liquidez; LP – Limite de Plasticidade; IP – Índice de plasticidade; NP – Não Plástico

As curvas granulométricas obtidas por várias fontes de amostra (PMT, indeformada, hélice), agrupadas no tipo de solo identificado na classificação tátil visual (Tabela 3.2), mostraram coerentes entre si com comportamento convergente. As Figura 3.21 à Figura 3.23 demonstram os resultados das curvas granulométricas das amostras de solos constantes na Tabela 3.3.

Com os resultados dos ensaios de caracterização física utilizando a metodologia das tabelas do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as nove amostras deformadas foram classificadas, e os resultados constam expressos na Tabela 3.4. Assim o solo de matriz silto argiloso logo abaixo do radier do lado sul foi classificado como MH – Silte de alta plasticidade roxo, e o solo de matriz silto arenosa também abaixo do radier, mas do lado norte, como SM – Areia siltosa marrom, e o saprólito em profundidade classificado como MH – Silte de alta plasticidade arenoso amarelo esverdeado comum abaixo de todo o radier.

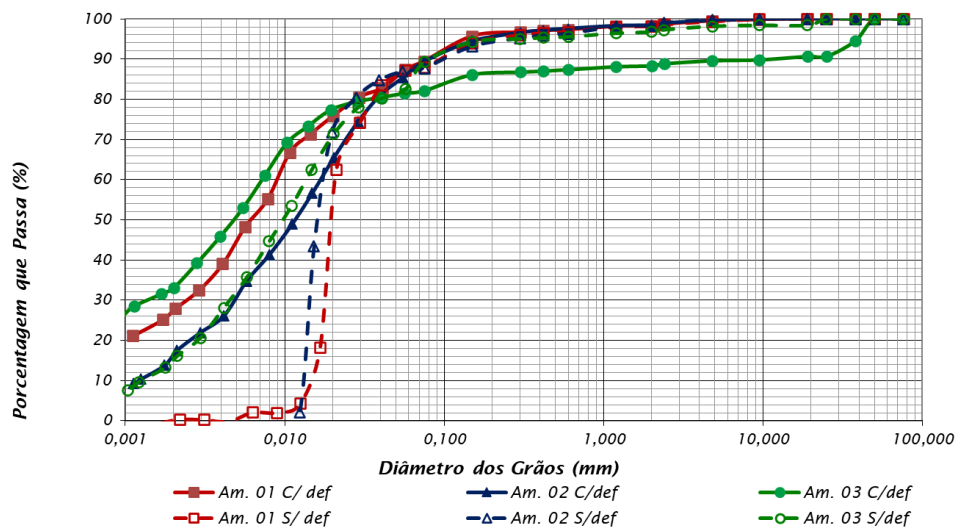


Figura 3.21. Resultados amostras 1 a 3 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.

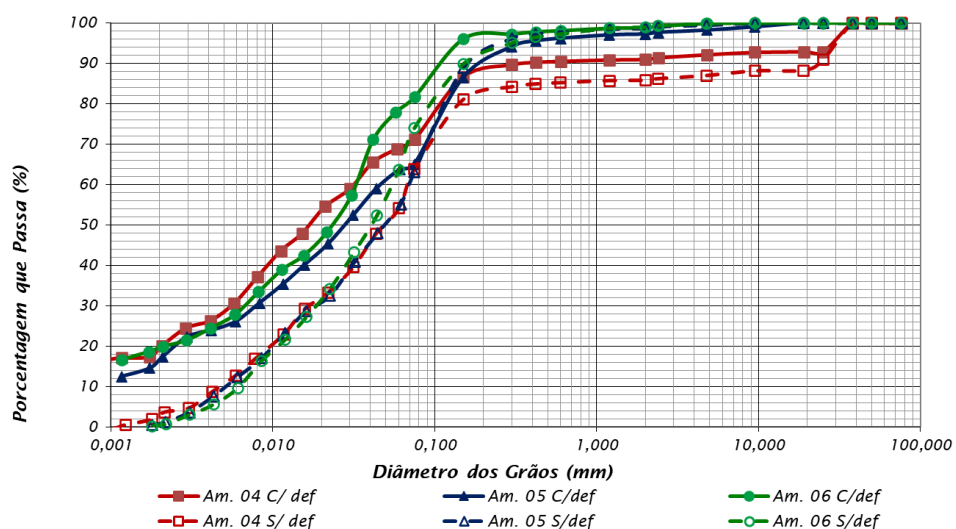


Figura 3.22. Resultados amostras 4 a 6 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.

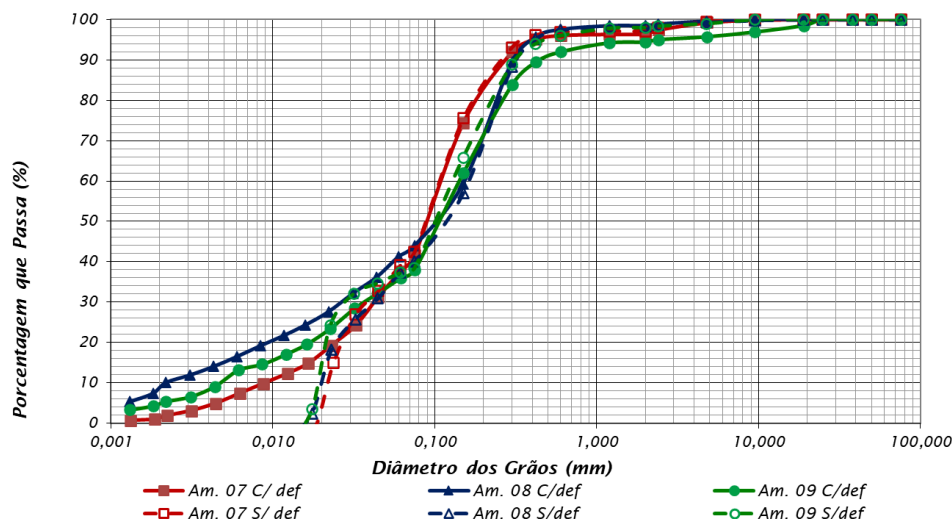


Figura 3.23. Resultados amostras 7 a 9 de análise granulométrica conjunta com e sem defloculante.

Os valores encontrados para a massa específica dos sólidos estiveram entre 27,17 e 28,15 kN/m³. Sendo os menores valores encontrados para o solo SM - Areia Siltosa, devido a predominância de areia (quartzo). Os resultados encontrados para o ensaio de massa específica dos sólidos também constam na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Classificação das amostras deformadas de solo e valores do peso específico dos sólidos.

Amostra	Origem	Descrição do solo (SUCS)	Massa Específica dos Sólidos (kN/m ³)
1	PMT-05	MH - Silte de alta plasticidade de cor roxa, consistência média a rija	27,81
2	Bloco - 05	MH - Silte de alta plasticidade de cor roxa, consistência média a rija	28,15
3	HC-01	MH - Silte de alta plasticidade de cor roxa, consistência média a rija	27,55
4	HC-02	MH - Silte de alta plasticidade arenoso de cor amarela, compacto a muito compacto	28,02
5	HC-01	MH - Silte de alta plasticidade arenoso de cor cinza, muito compacto	27,67
6	PMT-05	MH - Silte de alta plasticidade c/ areia de cor amarela, compacto a muito compacto	27,68
7	Bloco - 02	SM - Areia siltosa de cor marrom, medianamente compacto	27,22
8	Bloco - 01	SM - Areia siltosa de cor marrom, medianamente compacto	27,17
9	PMT-04	SM - Areia siltosa de cor marrom, medianamente compacto	27,32

3.2.2.3 Ensaios de caracterização mecânica dos solos

Os ensaios de caracterização mecânica consistiram em ensaios de cisalhamento direto, adensamento unidimensional e ensaios triaxiais, realizados em amostras indeformadas. Esses ensaios foram executados no Laboratório de Solos do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas em Aparecida de Goiânia, conforme as condições descritas na Tabela 3.5.

Os ensaios de cisalhamento direto e de adensamento unidimensional foram executados em corpos de prova provenientes dos três blocos de amostras indeformadas (AI-1, AI-3 e AI-4). Para cada bloco, foi realizado um ensaio nas condições natural e inundada, exceto para o bloco AI-3, que teve dois ensaios na condição inundada.

Tabela 3.5. Ensaios de caracterização mecânica e condições de execução.

Ensaio	Condição	Blocos de amostras indeformadas
Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado	Natural e Saturada	AI-2, AI-3 e AI-5
Ensaio de adensamento convencional	Natural e Inundada	AI-1, AI-3 e AI-4
Ensaio de cisalhamento direto	Natural e Inundada	AI-1, AI-3 e AI-4

Nos ensaios de cisalhamento direto foram seguidas as diretrizes da norma D3080 (ASTM, 2011), sendo que cada corpo de prova foi adensado durante 24 horas e a inundação aconteceu simultaneamente ao início da aplicação do carregamento normal. A velocidade de ruptura foi de 0,03 mm/min, executado até atingir deslocamento máximo de 10 mm (10% do lado da amostra), e de modo geral, foram aplicadas tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa para cada ensaio, que foram definidas em função da maior tensão média (carga total do edifício dividida pela área do radier) estimada da ordem de 435 kPa.

As Figuras 3.24 a 3.28 mostram os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em termos da tensão cisalhante *versus* tensão normal, tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e o do deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal. Os parâmetros de resistência determinados pelos ensaios de cisalhamento direto constam na Tabela 3.6.

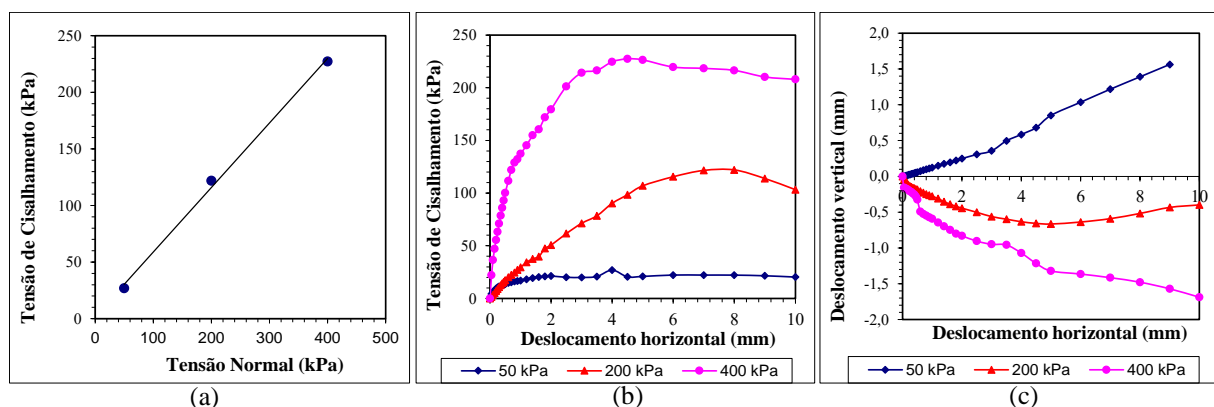


Figura 3.24. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-1 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

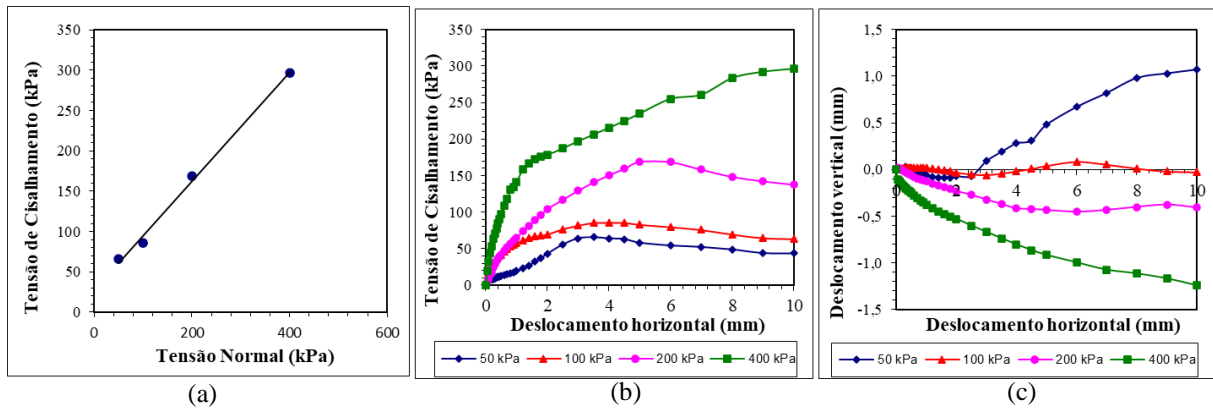


Figura 3.25. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-1 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição natural: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

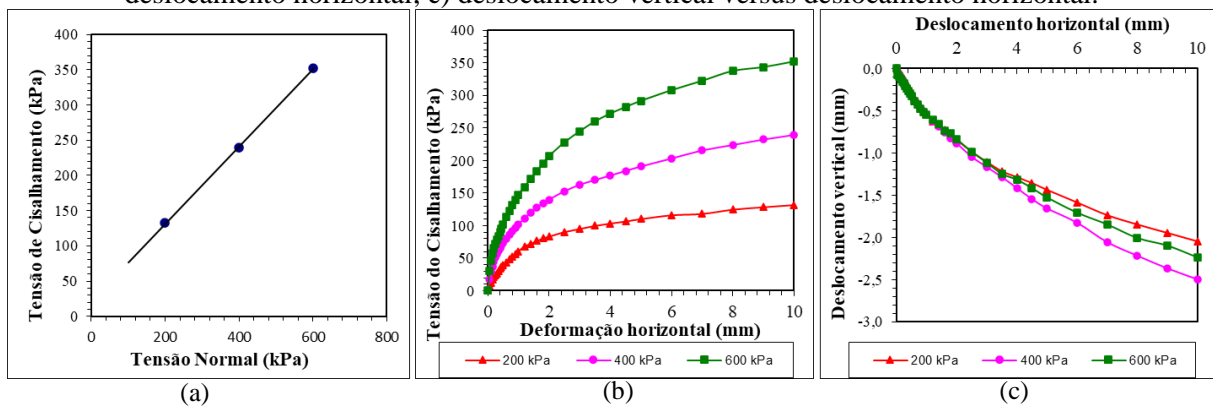


Figura 3.26. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-3 - Solo MH silte de alta plasticidade roxo – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

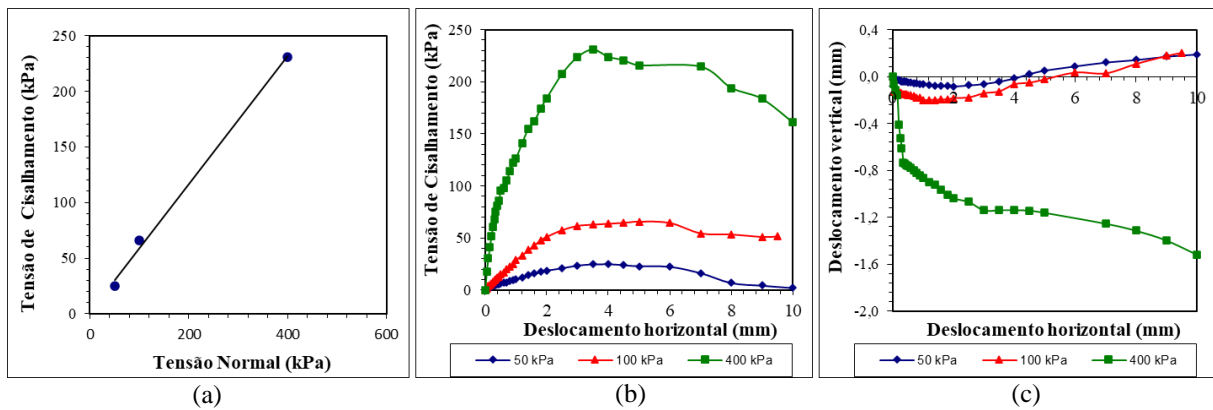


Figura 3.27. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-4 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição inundada: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

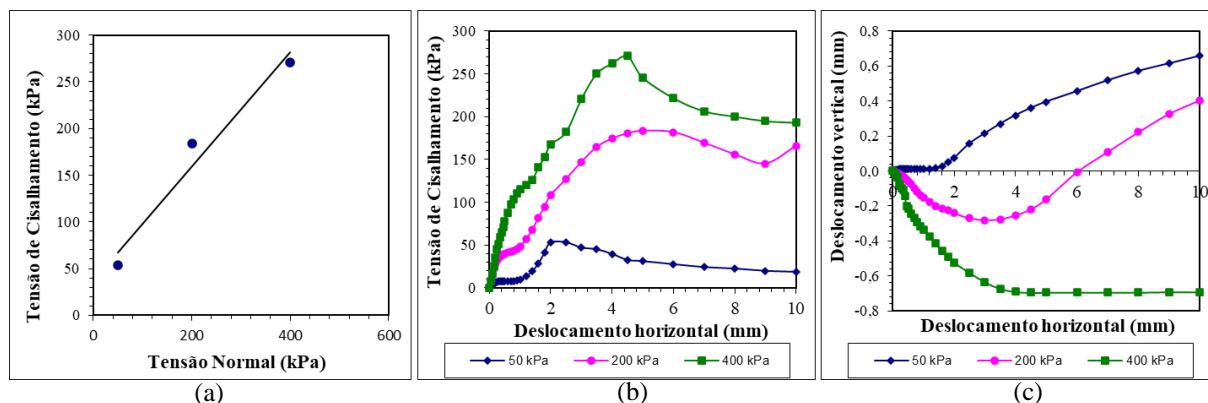


Figura 3.28. Resultados do ensaio cisalhamento direto – Amostra AI-4 - Solo SM Areia siltosa marrom – condição natural: a) tensão cisalhante versus tensão normal; b) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; c) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

Para o solo SM os resultados mostram que a condição natural apresenta um valor de intercepto de coesão (c) em média de 31 kPa, e que na condição inundada o intercepto é quase nulo (1,7 kPa), o que condiz com comportamento teórico previsto, considerando a parcela de coesão devido à sucção. Em termo do ângulo de atrito (ϕ) foi obtido um valor médio de 31° , onde os ensaios na condição inundada apresentaram uma redução (de 1° e 4°) nos valores de ângulo de atrito em relação aos realizados em condição natural. Já para o solo MH mesmo na condição inundada foi obtido uma coesão superior a 21 kPa, e o valor do ângulo de atrito foi de 29° .

Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostra	Tipo de solo	Condição	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
AI-1	SM	Inundada	17,0	2	30
	SM	Natural	17,1	27	34
AI-3	MH	Inundada	15,0	21	29
AI-4	SM	Inundada	18,9	2	30
	SM	Natural	18,9	37	31

Os ensaios de adensamento unidimensional foram executados seguindo as diretrizes da norma NBR 16853 (ABNT, 2020b). Nas amostras AI-1 e AI-4 (blocos 01 e 04), solo SM areia siltosa marrom, foram aplicadas tensões de carregamento de 10, 40, 80, 160, 320, 640, 1200 kPa e descarregamento 640, 160 e 40 kPa, já para os ensaios da amostra AI-3 (bloco 03), solo MH silte de alta plasticidade roxo, foram aplicadas tensões de carregamento adicionais nos valores de 900 kPa, 1250 kPa e 1600 kPa, sendo executados dois ensaios com amostra na condição inundada. Em todos os ensaios com inundação da amostra, a água foi adicionada para

uma tensão aplicada de 10 kPa. As características e os índices físicos dos corpos de prova das amostras antes e depois da execução dos ensaios constam na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Características dos corpos de prova dos ensaios de adensamento unidimensional.

Ensaio	Altura (mm)		Índice de vazios		Saturação (%)		Teor de umidade (%)	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
AI-1 inundada	29,20	28,39	0,692	0,647	27,9	96,3	6,9	22,4
AI-1 natural	29,20	27,28	0,725	0,626	25,2	17,8	6,6	4,0
AI-3 inundada	29,40	25,91	1,585	1,110	28,8	99,9	16,2	40,6
AI-3 inundada	29,20	24,69	1,546	1,092	26,0	99,9	14,2	40,4
AI-4 inundada	29,40	29,02	0,755	0,759	35,5	97,1	9,6	26,5
AI-4 natural	29,90	27,72	0,763	0,743	42,4	36,3	11,6	9,7

A Figura 3.29 mostram os resultados dos ensaios de adensamento unidimensional em termos do logarítmico da tensão vertical *versus* o índice de vazios. Os parâmetros de deformabilidade obtidos a partir do ensaio constam na Tabela 3.8. Para determinação da tensão de pré-adensamento (σ_{pa}) constantes na Tabela 3.8 foram utilizadas as metodologias consagradas de Pacheco Silva (Pinto, 2006) e Casagrande (Das, 2014), também descritas na NBR 16853 (ABNT, 2020b).

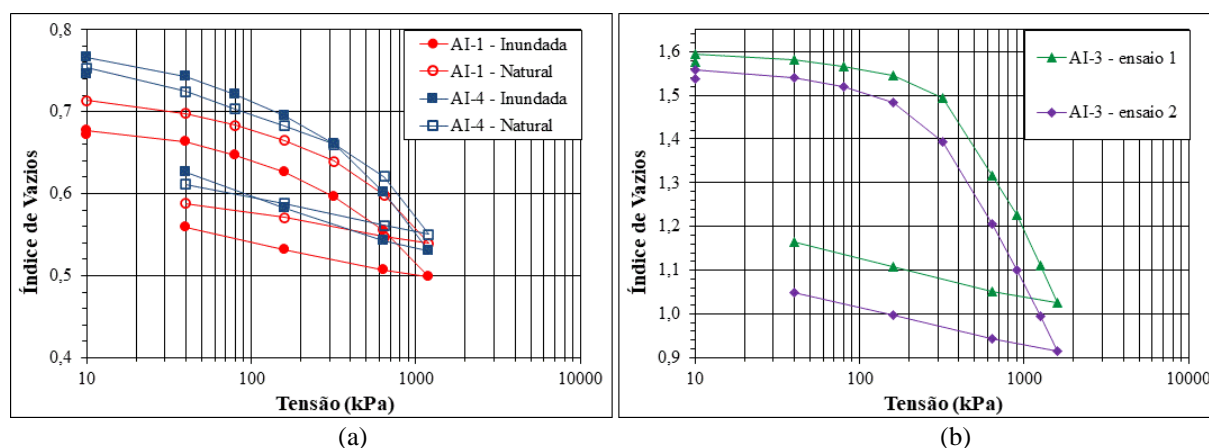


Figura 3.29. Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional: a) Nas amostras SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) Nas amostras MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).

O potencial de expansão dos solos foi classificado como baixo a médio, o que afasta a possibilidade de colapso nas amostras analisadas. Os índices de expansão foram de 0,34%, 0,66% e 1,12%, respectivamente, para as amostras AI-1, AI-3 e AI-4 durante o processo de inundação sob tensão de 10 kPa mantida por 24 horas. Além disso, a pequena expansão medida tem provável relação com a presença de mica nas amostras, devido ao aumento do índice de

vazios do solo causado pela mica, resultando na geração de espaços adicionais entre os agregados argilosos.

Tabela 3.8. Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional.

Amostra	Condição	C_v (m ² /s)	k (m/s)	γ (kN/m ³)	C_c	C_R	σ_{pa} (kPa)
AI-1	Inundada	1,43x10 ⁻⁵	1,33E-08	17,6	0,202	0,026	270
	Natural	1,44x10 ⁻⁵	1,27E-08	17,2	0,217	0,033	310
AI-3	Inundada	1,40x10 ⁻⁵	1,90E-09	15,0	0,713	0,083	300
	Inundada	1,22x10 ⁻⁵	1,89E-09	15,1	0,722	0,011	230
AI-4	Inundada	1,45x10 ⁻⁵	1,55E-08	17,4	0,262	0,020	270
	Natural	1,09x10 ⁻⁵	1,10E-08	17,6	0,260	0,055	360

Foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade do solo (k), partindo do coeficiente de adensamento (C_v) definido pelo método de Taylor, nos ensaios de adensamento unidimensional, considerando o intervalo de tensões normais entre 80 e 900 kPa, os valores de coeficiente de permeabilidade foram de $1,9 \cdot 10^{-9}$ m/s para o solo MH, e entre $1,1 \cdot 10^{-8}$ e $1,3 \cdot 10^{-8}$ m/s para o solo SM. Apesar dos valores calculados deve-se considerar que o valor do coeficiente de permeabilidade no campo pode ser superior ao calculado em ambas as camadas, devido à presença de descontinuidades e veio de quartzo no solo.

Os resultados são coerentes aos respectivos tipos de solos classificados, onde para o solo SM (Figura 3.29a) amostras AI-1 e AI-4, as curvas de adensamento apresentam curvaturas suaves, com maior dificuldade para determinação precisa da σ_{pa} , e para o solo MH (Figura 3.29b), as curvas apresentam curvaturas típicas, evidenciando a reta virgem e o trecho de recompressão, proporcionando uma melhor determinação de σ_{pa} . Os valores calculados da razão de sobre adensamento (OCR) mostram, de modo geral, que o solo é sobreadensado, com valores médios de 1,7 para o solo SM e 1,5 para o solo MH.

Utilizando a metodologia descrita por Rebolledo et al. (2019a) foram verificadas as correlações dos módulos oedométrico de carga (E_{oed}) e de descarregamento / recarregamento ($E_{oed\ ur}$), com o nível de tensão aplicado (σ_1'), que são importantes para obtenção experimental do parâmetro m . Inicialmente foram calculados os módulos tangentes E_{oed} e $E_{oed\ ur}$ a partir dos resultados das curvas tensão-deformação mostrados na Figura 3.30, em seguida foram normalizados em relação a uma tensão de referência (p^{ref}) usual de 100 kPa, como constam na Figura 3.31 e Figura 3.32.

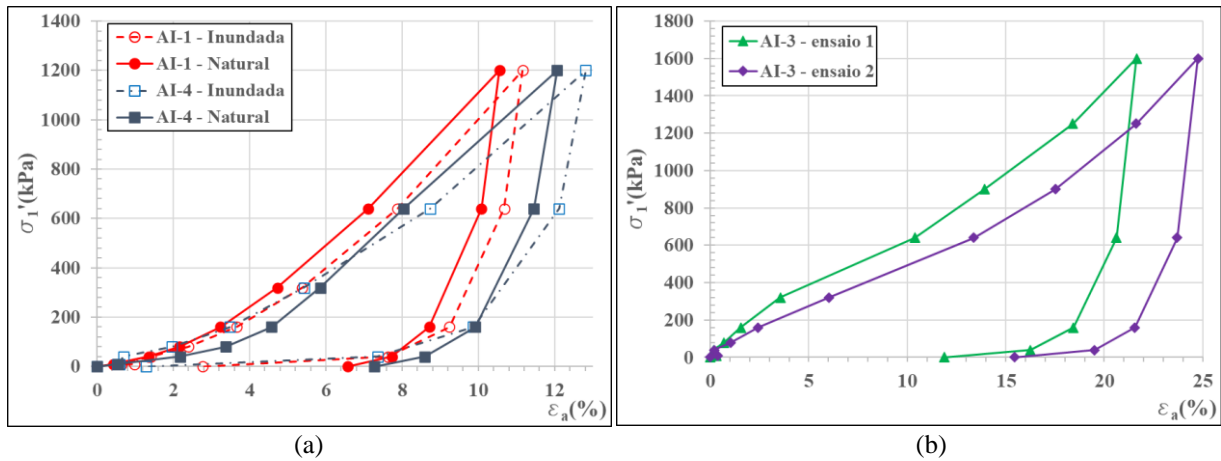


Figura 3.30. Gráfico de tensão vertical versus deformação axial para os ensaios adensamento unidimensional: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).

Para as amostras AI-1 e AI-4, do solo SM, os valores de E_{oed} mostraram valores muito próximos entre si, com leve aumento dos valores na condição natural (Figura 3.31a), o parâmetro m , corresponde ao expoente da função de ajuste dos gráficos E_{oed}/p^{ref} versus σ'_1/p^{ref} , conduziu a valores entre 0,32 e 0,48. Os valores do módulo $E_{oed ur}$ (Figura 3.32a) variam mais que o E_{oed} para um incremento de tensão qualquer, e também são pouco maiores na condição natural do que na inundada. O parâmetro m determinados nos gráficos $E_{oed ur}/p^{ref}$ versus σ'_1/p^{ref} variaram entre 0,86 e 1,18. Esses valores estão próximos aos determinados para solos residuais lateríticos da cidade de Brasília relatado por Rebolledo et al. (2019b), entre 0,45 e 0,57 para E_{oed} e entre 1,22 e 1,70 para $E_{oed ur}$.

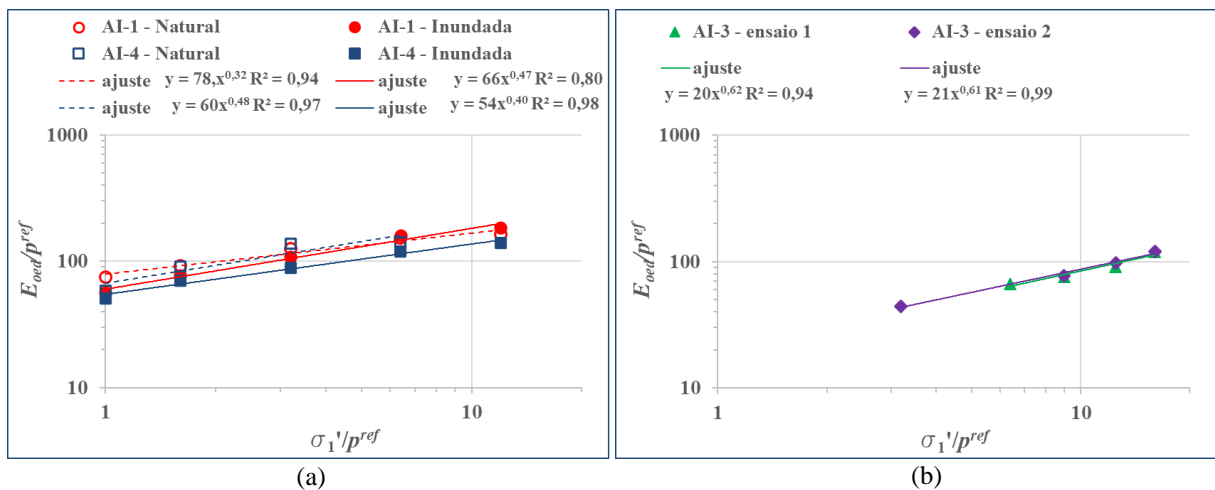


Figura 3.31. Gráficos do módulo oedométrico normalizado em função da tensão axial normalizada: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).

Para a amostra AI-3, solo MH, foram obtidos menores valores de E_{oed} , no entanto, os valores apresentaram maior variação em função do nível de tensão aplicada (σ_1'), conforme indicado pelo parâmetro m , entre 0,94 e 0,99 (Figura 3.31b). Os valores de $E_{oed\ ur}$ determinados nos dois ensaios foram muito próximos, e o parâmetro m foi de 0,99 em ambos os ensaios (Figura 3.32b), próximo aos valores obtidos para as argilas moles a rijas da cidade de Bangkok por Surarak et al. (2012), entre 0,6 e 0,9 para E_{oed} e entre 1,0 e 1,2 para $E_{oed\ ur}$.

Os ensaios de compressão triaxial foram do tipo consolidado drenado (CD). A consolidação foi obtida com a aplicação isotrópica da tensão confinante. Foram seguidas as diretrizes da norma D7181 (ASTM, 2020). A velocidade de ruptura foi definida a partir da curva de adensamento do ensaio a uma tensão confinante intermediária (100 ou 200 kPa), estimando a ruptura a 1% de deformação axial e o tempo de ruptura como igual a 8,5 vezes o tempo correspondente a 100% de dissipação da pressão neutra considerando adensamento completo. A velocidade final adotada para o deslocamento foi igual a 0,008 mm/min.

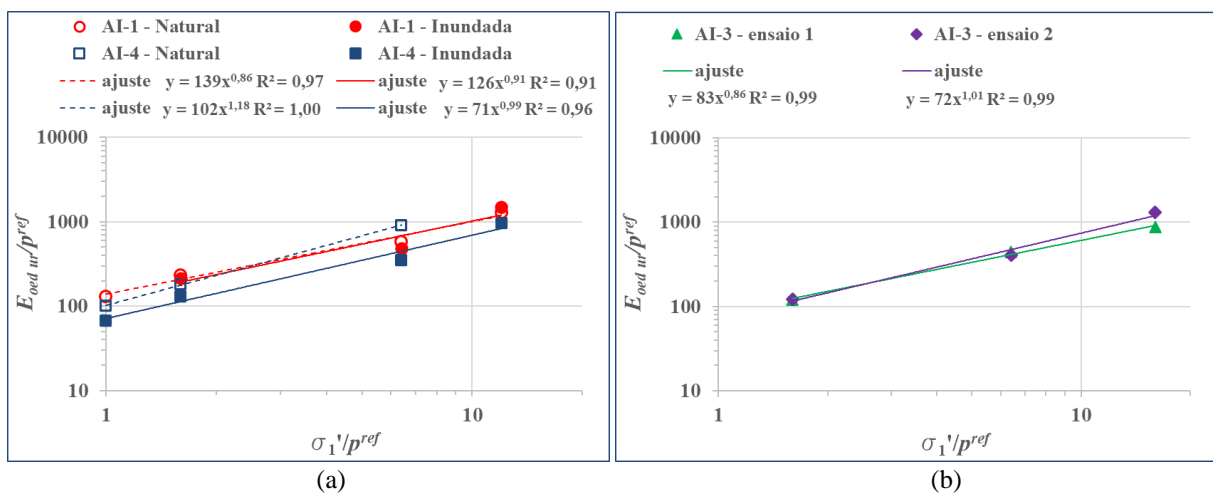


Figura 3.32. Gráficos do módulo oedométrico descarregamento / recarregamento normalizado em função da tensão axial normalizada: a) SM Areia siltosa marrom (AI-1 e AI-4); b) MH Silte alta plasticidade roxo (AI-3).

Foi obtida uma envoltória por bloco de amostra indeformada, sendo duas na condição saturada, nas amostras AI-2 no solo SM e AI-5 no solo MH, e uma na condição natural na amostra AI-3 no solo MH. Cada envoltória foi obtida pela ruptura de quatro CP's a partir das tensões confinantes de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os resultados dos ensaios de compressão triaxial são mostrados nas Figura 3.33 a Figura 3.35, para amostras AI-2, AI-3 e AI-5, respectivamente, em termos dos resultados da tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) versus deformação axial (ϵ_a), deformação volumétrica (ϵ_v) versus deformação axial (ϵ_a) e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, e os parâmetros de resistência constam em resumo na Tabela 3.9.

Os resultados dos parâmetros de resistência obtidos para o bloco 02, referente ao solo SM areia siltosa, nos ensaios triaxiais (Tabela 3.9) podem ter sido afetados pelas descontinuidades presentes nas amostras (Figura 3.20), conduzindo a valores de ângulo de atrito menores devido a existências de planos preferenciais de ruptura. Assim, para representar melhor o comportamento da estaca, recomenda-se a utilização dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, porque definem um plano de ruptura oblíquo às descontinuidades. Todavia, para níveis logo abaixo do radier, o comportamento do solo deve ser melhor representado pelos ensaios triaxiais.

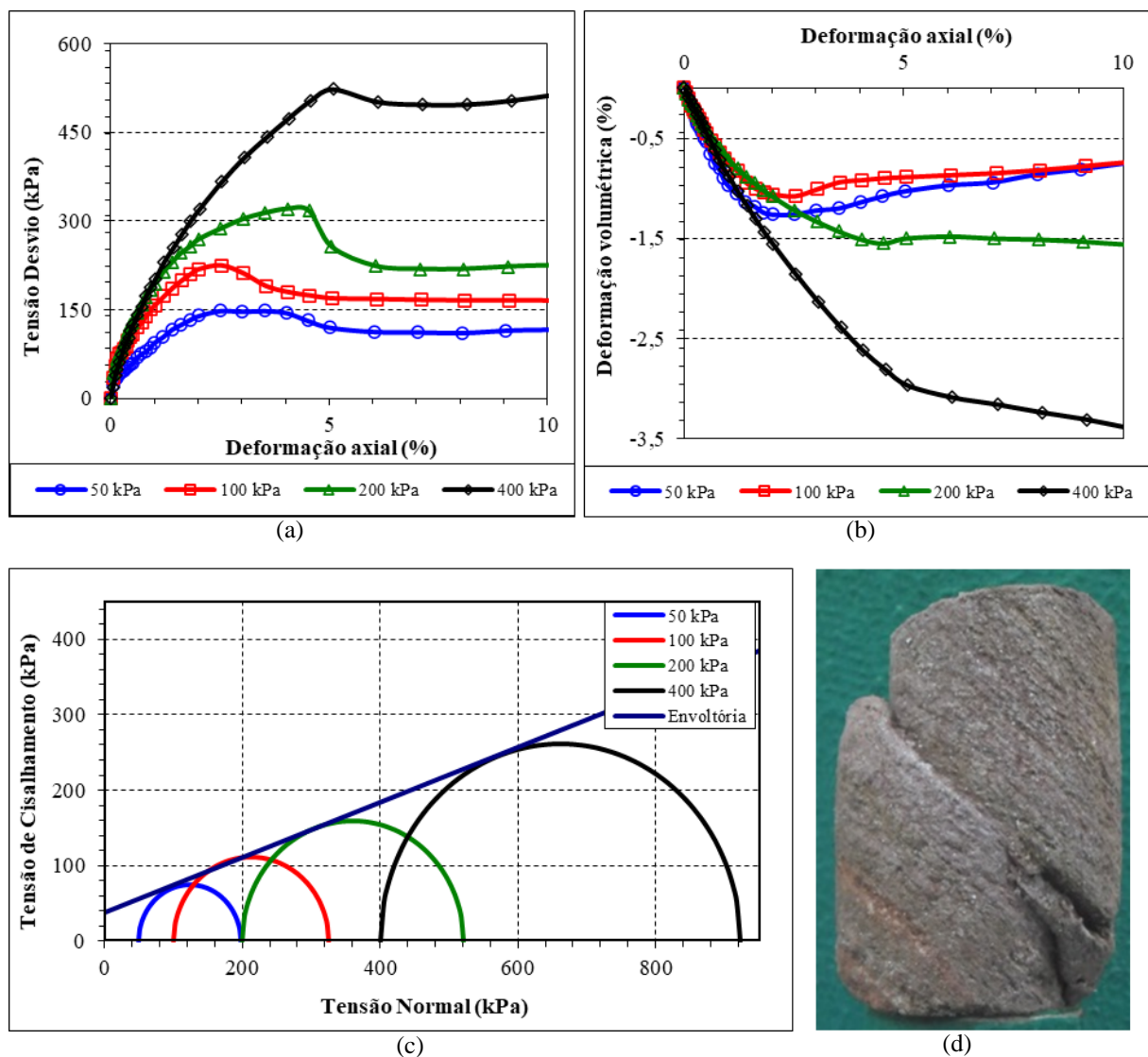


Figura 3.33. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-2, solo SM, na condição saturada: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.

Os resultados para a amostra AI-3 do solo MH na condição natural evidenciam o comportamento de uma matriz siltosa estruturada, uma vez que as tensões confinantes iguais

ou menores que 100 kPa mostram maiores valores de rigidez (Figura 3.34 (a)). Em contraponto, na condição saturada, como mostra os resultados para amostra AI-5 do solo MH, sem a contribuição da sucção do solo, a estrutura da matriz siltosa mostra-se menos representativa, e os valores elevados de rigidez para as tensões confinantes maiores não são mais observados (Figura 3.35 (a)). Também foram observados um aumento de 3° no valor de ângulo de atrito, e uma diminuição de 27 kPa, nos ensaios realizados em condição saturada em relação à condição de umidade natural.

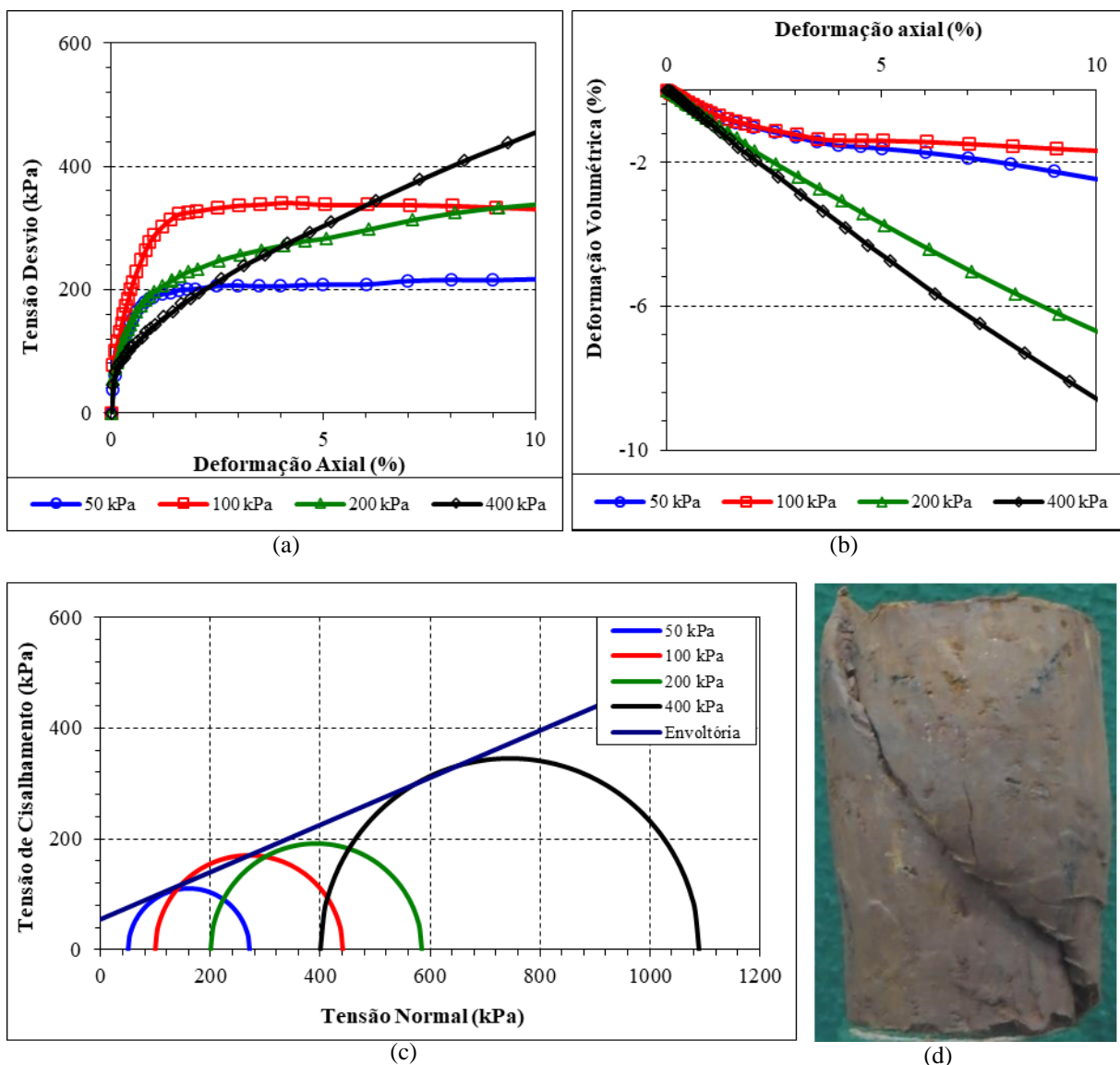


Figura 3.34. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-3, solo MH, na condição natural: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.

A Figura 3.34 (d) e Figura 3.35 (d) mostram que o solo MH tem uma elevada plasticidade e homogeneidade, em comparação com o solo SM (Figura 3.33 (d)) que apresenta

uma orientação de ruptura pré-definida, como demonstra o estado dos corpos de prova de um dos círculos de Mohr para cada envoltória após o término do ensaio.

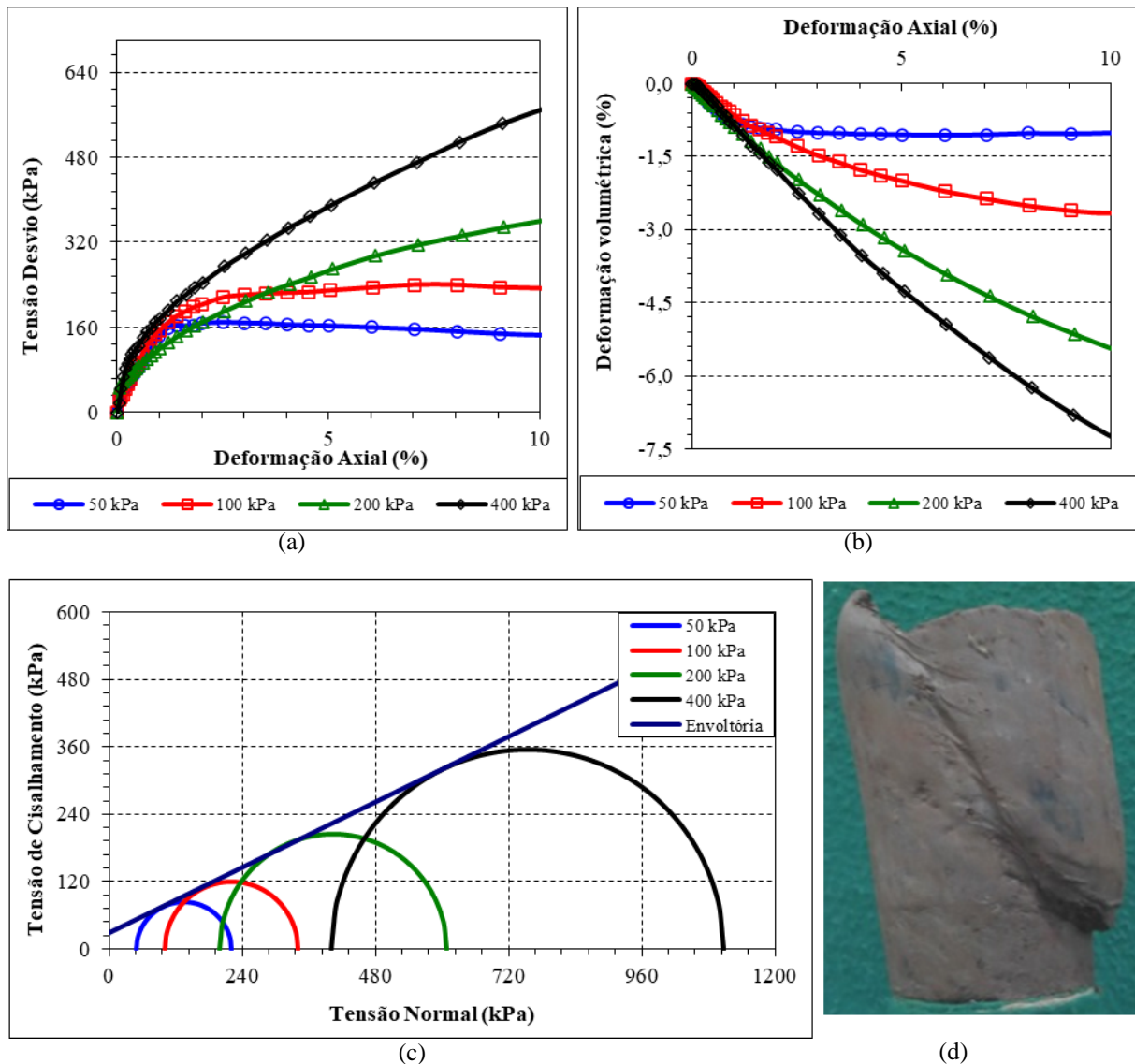


Figura 3.35. Resultado do ensaio triaxial CD para amostra AI-5, solo MH, na condição saturada: a) deformação axial versus tensão desvio; b) deformação axial versus deformação volumétrica; c) círculos de Mohr e envoltória; d) plano de ruptura de um corpo de prova.

Tabela 3.9. Resultados dos ensaios de compressão triaxial CD.

Amostra	Condição	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Ângulo plano de ruptura (°)
AI-2	Saturado	18,2	38	20	50 a 59°
AI-3	Natural	15,8	56	23	44 a 51°
AI-5	Saturado	16,7	29	26	58 a 61°

3.2.2.4 Ensaios com concreto das estacas e pilares

Além de todos os ensaios executados em amostras de solos, também foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura do concreto das estacas e dos pilares, que foram direcionados à execução de ensaios resistência a compressão e de módulo de elasticidade secante, respectivamente, conforme NBR 5739 (ABNT, 2018b) e NBR 8522 (ABNT, 2017). Os ensaios foram executados no Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil (LABITECC-UFG), como mostra a Figura 3.36, os resultados constam na Tabela 3.10 e Tabela 3.11, respectivamente, para os pilares e estacas.

Tabela 3.10. Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência do concreto dos pilares.

PILAR	Módulo de elasticidade secante - EC (GPa)						Resistência à compressão (MPa)
	Nível de tensão σ (MPa)						
	14MPa	21MPa	14MPa	21MPa	14MPa	21MPa	
P1	51,00	44,25	40,56	38,32	36,45	34,71	66,93
P2	50,97	45,98	42,61	40,43	38,38	36,41	52,89
P3	60,68	51,85	46,99	44,24	42,18	40,48	68,76
P4	60,68	51,85	46,99	44,24	42,18	40,48	68,78
P5	52,93	45,27	41,48	38,65	36,40	34,28	72,64
P6	52,93	45,27	41,48	38,65	36,40	34,28	59,08
P7	49,71	44,05	40,70	38,59	36,43	34,52	60,35
P8	60,68	51,85	46,99	44,24	42,18	40,48	56,41
P9	55,92	47,67	43,46	40,54	38,30	36,01	58,16
P10	60,68	51,85	46,99	44,24	42,18	40,48	63,65
P11	52,93	45,27	41,48	38,65	36,40	34,28	63,69
P12	58,02	50,66	46,54	44,49	41,79	37,64	66,36
P13	54,64	46,30	42,02	39,41	36,92	34,06	66,05
P14	52,93	45,27	41,48	38,65	36,40	34,28	70,45
P15	58,92	50,06	45,44	42,43	40,19	39,48	65,86
P16	58,92	50,06	45,44	42,43	40,19	39,48	58,23
P17	54,64	46,30	42,02	39,41	36,92	34,06	66,68

Os resultados dos módulos de elasticidade (Young) dos materiais em função do nível de tensão constam em uma das informações fundamentais para o cálculo do módulo de elasticidade composto, sendo definido a partir de uma média ponderada em função da área que cada material (aço e concreto) ocupa numa seção transversal. Para o aço CA-50 foi adotado o valor teórico de 210 GPa devido a homogeneidade do material.

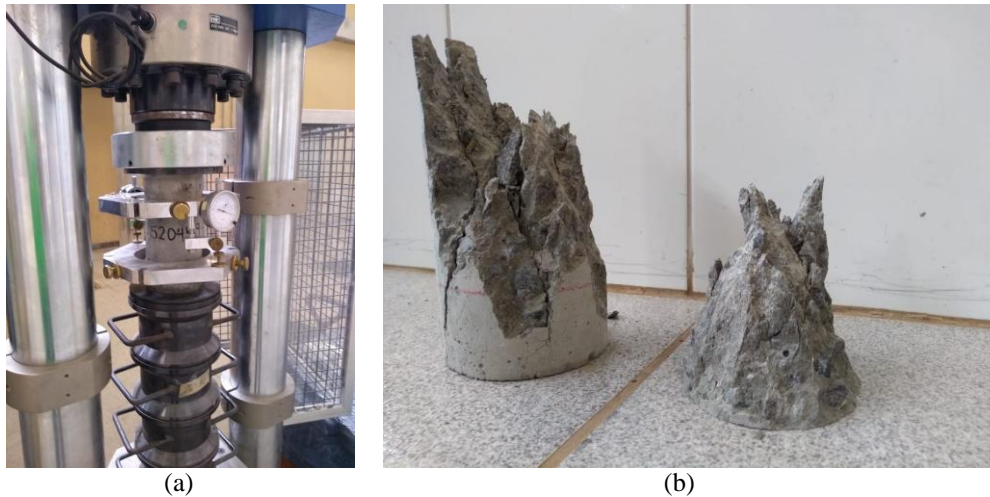


Figura 3.36. Ensaio em corpos de prova de concreto: (a) ensaio de módulo de elasticidade secante; (b) corpos de prova após a ruptura à compressão.

Tabela 3.11. Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade e resistência do concreto das estacas.

Estaca	Módulo de elasticidade secante - EC (GPa)						Resistência à compressão (MPa)
	Nível de tensão σ_c (MPa)						
	4MPa	6MPa	8MPa	10MPa	12MPa	14MPa	
E1	42,04	33,52	30,05	28,37	26,74	24,75	40,24
E2	28,03	25,54	23,38	22,56	21,85	20,56	29,11
E3	26,39	23,58	21,82	20,93	20,13	18,06	28,99
E4	34,47	27,96	25,94	24,33	22,20	21,18	33,08
E5	33,63	26,82	24,54	22,84	21,85	20,72	28,59
E6	51,74	35,76	32,73	29,73	28,06	26,46	32,93
E7	48,29	38,75	36,11	33,61	32,53	30,95	35,00
E8	48,05	35,76	33,47	30,20	29,90	27,27	43,10
E9	42,04	34,60	30,05	27,54	26,12	24,08	33,00
E10	39,57	29,80	26,30	24,97	23,43	22,65	40,04
E11	33,80	28,54	27,30	26,63	25,29	24,65	39,62
E12	56,06	52,14	34,77	31,78	30,72	29,86	32,97
E13	39,57	32,51	28,88	26,38	25,54	24,30	33,37
E14	38,72	33,08	29,50	28,20	27,07	25,96	40,82
E15	37,49	32,03	30,37	28,61	27,45	26,41	33,21
E16	44,85	31,55	27,27	24,32	23,19	22,27	31,91
E17	44,85	34,60	29,45	27,14	24,97	23,86	41,29
E18	50,45	39,65	36,38	33,97	32,07	30,34	37,99
E19	39,57	32,51	28,88	27,54	24,97	23,44	31,89
E20	46,89	38,36	33,86	32,30	31,80	30,92	46,88
E21	48,05	34,60	30,68	28,81	26,74	25,45	35,52
E22	21,90	19,56	17,30	16,36	15,14	13,98	24,01
E23	44,85	38,31	33,47	30,20	28,06	26,20	34,53

3.2.3 Definição do Perfil Geotécnico

Como conclusão do subitem referente à caracterização geotécnica, pode-se definir um perfil geotécnico a ser considerado para abordar o objeto de pesquisa, com base nos diversos resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados, conforme mostrado na Figura 3.37.

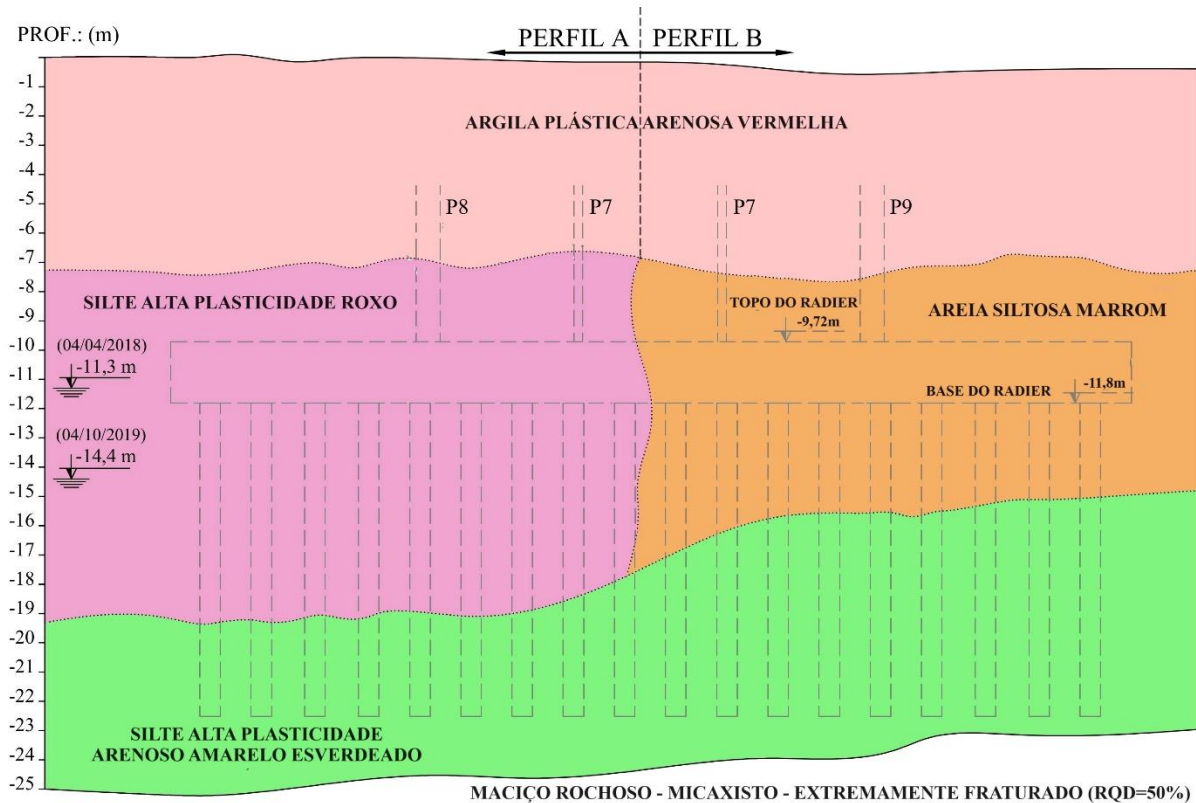


Figura 3.37. Perfil geotécnico definido.

O perfil geotécnico definido, parte em sua base de um maciço rochoso de micaxisto, extremamente fraturado, com seu topo entre 23 e 25 m de profundidade, em uma superfície inclinada para direita. Acima deste maciço rochoso encontra-se uma camada de silte de alta plasticidade arenoso de coloração amarela esverdeada, com presença de fragmentos de rocha, na forma de pedras de mão e matacões, conforme classificação da NBR 6502 (ABNT, 2022), a camada tem seu topo entre 15 a 19 m de profundidade, também com comportamento inclinado. Sequencialmente ocorrem duas porções distintas de solos: do lado sul entre 7 e 19 m de profundidade um silte de alta plasticidade de coloração roxa; e do lado norte entre 7 e 15 m de profundidade uma areia siltosa marrom, ambas camadas com pedregulhos e veios de quartzo, na forma de feições reliquias sub inclinadas que demonstram o aspecto residual dos solos. O nível de água mostrou uma variação sazonal entre 11,3 e 14,4 m de profundidade. E finalmente

uma camada de solo que foi totalmente escavado entre 0 e 7 m, constituído por uma argila muito plástica arenosa vermelha, porosa, estruturada, típica da região metropolitana de Goiânia.

Como mostrado na Figura 3.37, o perfil geotécnico definido pode ser dividido em dois perfis: Perfil A com a camada intermediária de silte de alta plasticidade roxo, e Perfil B com a camada intermediária de areia siltosa marrom. O mapeamento aproximado do limite entre os perfis foi obtido a partir das posições das várias amostras e também durante o acompanhamento da execução das estacas hélice contínua em campo, como mostra a Figura 3.12.

3.3 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTRUTURAL

Foi executada uma ampla campanha de instrumentação para o acompanhamento das cargas e tensões nos pilares, radier e estacas. Os custos dos materiais necessários para a confecção dos instrumentos foram fomentados pela empresa responsável pela incorporação do edifício. Para confecção dos sensores foram utilizados extensômetros elétricos, devido, principalmente, à disponibilidade de mercado (baixo custo, e acessível), e a larga experiência brasileira com este tipo de dispositivo.

A edificação também teve seus recalques monitorados ao longo de um período de três anos, com frequência de medições variando ao longo desse período. Foram utilizados instrumentos topográficos e medidos os recalques a partir de um referencial de nível profundo e dos pinos instalados nos pilares. No entanto, o início das medições de recalques foi impactado pela pandemia de Covid-19, sendo as medições iniciadas em julho de 2020, estando a estrutura de concreto da edificação no segundo pavimento tipo.

3.3.1 Instrumentação utilizada para monitoramento das cargas e tensões

O edifício foi monitorado ao longo do seu tempo de construção com a utilização de sensores para medidas de deformação, utilizando extensometria elétrica, com uso de circuitos em ponte completa de *Wheatstone*, com intuito final de determinar medidas de forças e tensões. Para a instrumentação de pilares e estacas foram utilizados sensores de imersão, partindo do modelo desenvolvido por Cruz Junior (2016), com a finalidade de medir as forças que chegam a estes elementos ao longo do período construtivo da obra. Para a medição das tensões no contato radier-solo foram utilizados sensores do tipo Célula de Tensão Total (CTT). Todos os instrumentos foram confeccionados especificamente para esta pesquisa, e todas as etapas de confecção foram realizadas no laboratório de mecânica dos solos do IF Goiano Campus Trindade, assim como também a calibração dos sensores de imersão.

3.3.1.1 Sensores de Imersão (SI)

No total foram construídas 110 barras instrumentadas (Figura 3.38(a)), chamados de sensores de imersão (SI), para o monitoramento das provas de carga estática, dos pilares e das estacas, seguindo a metodologia de colagem, montagem do circuito, proteção e calibração descritos em Cruz Junior (2016). Os SIs foram confeccionados de forma semelhante a uma célula de carga, de modo miniaturizado para serem inseridos (imersos) nos elementos estruturais (estacas e pilares), e considerando a compatibilidade geométrica, pode-se assumir que as deformações registradas pelo sensor são representativas dos elementos de concreto armado.

Foram utilizados extensômetros elétricos do tipo roseta 90° de 120 ohm de resistência, com circuito montado na configuração em ponte completa. O modelo de extensômetro utilizado foi o PA-13-125TG-120-L, da fabricante nacional Excel Sensores, onde a nomenclatura em resumo, corresponde as seguintes características: PA - base do extensômetro em poliamida, 13 - autocompensado para material da peça em alumínio, 125TG - dimensões da base e da grelha, 120 - resistência elétrica, e L - forma de acabamento dos terminais. Na Figura 3.38(b) mostra o extensômetro utilizado. Os extensômetros possuíam fator de sensibilidade (*gage factor*) de 2,09 e 2,14. A ponte foi montada com seis fios, conforme orientações do manual do sistema de aquisição MX840A da HBM (HBM, 2011), visando minimizar imprecisões provocadas pela resistência originada do comprimento dos cabos.

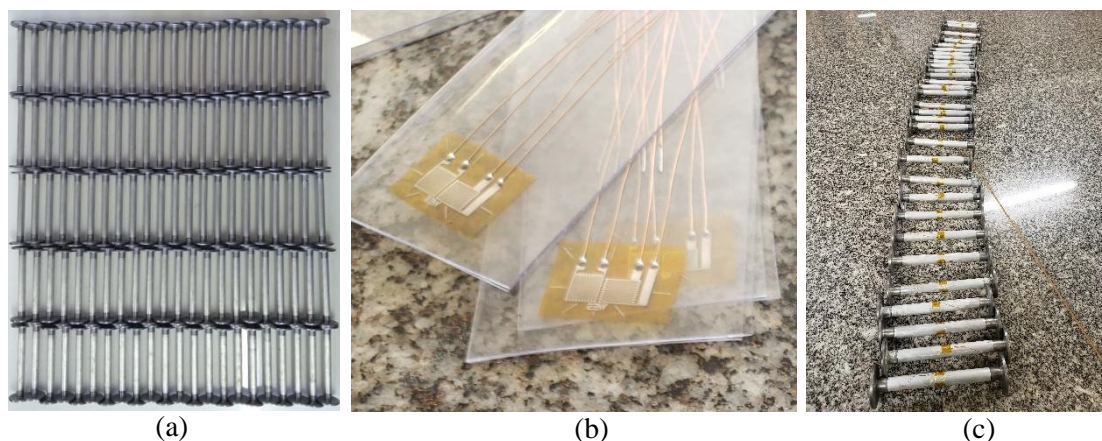


Figura 3.38. Sensores de imersão: (a) 110 peças adquiridas para confecção dos sensores, (b) Extensômetros utilizados, e (c) primeiro lote de extensômetros colados.

O circuito com os extensômetros foram montados sobre barras, em protótipos miniaturizados de 135 mm de altura e diâmetro de 12,85 mm, sendo o material da base do

sensor de composição uma liga de duroalúminio classificado como Liga 6351-T6, tendo como composição química um percentual de alumínio maior que 96,1% e somatória de outros elementos como cobre, ferro, magnésio, manganês, silício, titânio e zinco de no máximo 3,9%. As propriedades mecânicas do material cilindro de alumínio foram: tensão limite resistente de 310 MPa, tensão limite de escoamento de 289 MPa e deformação de alongamento de 11,91%. Os sensores contavam com porcas rosqueáveis, de 40 mm de diâmetro, confeccionadas em aço, nas duas extremidades, com a finalidade de propiciar que a tensão percebida na barra fosse representativa das tensões no concreto.

As barras receberam uma preparação da superfície para a colagem dos extensômetros, seguindo metodologia utilizada por Cruz Junior (2016), na seguinte sequência: limpeza da barra com água e sabão para retirada de sujeiras; seguida por um lixamento com lixa d'água nº 80 para criar uma rugosidade mínima de aderência para o adesivo; nova lavagem somente com água corrente; aplicação de álcool isopropílico para retirada de resquícios de substâncias e detritos da lixamento; aplicação de condicionador de superfície que é uma solução levemente ácida, com o intuito de remover impurezas ainda aderidas à barra; e por último a aplicação de um neutralizador para anular a ação ácida do condicionador sobre a superfície.

O adesivo utilizado para colagem dos extensômetros foi o modelo KBR-610, bicomponente, de base epóxi, recomendado para a utilização em ensaios de grande precisão e de longa duração, resistente a variações de temperatura. Após a aplicação foi feita cura a aproximadamente 120 °C, por duas horas, com o extensômetro sob pressão de grampos de 1 a 5 kg/cm². Na Figura 3.38(c) mostra o primeiro lote de sensores com extensômetros colados. A configuração definida para a colagem dos extensômetros e montagem do circuito da ponte seguiu um arranjo para tornar significativas as deformações advindas de esforços axiais ao sensor, assim minimizando efeitos de deformação por temperatura, flexão e torção, definindo um fator de ponte de 2,66, conforme resumi a Figura 3.39.

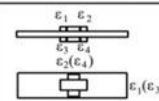
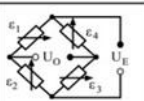
CIRCUITO	ESQUEMA DE COLAGEM	ESQUEMA ELÉTRICO	EQUAÇÕES	CONSIDERAÇÕES								
12 -			$\varepsilon = \varepsilon_N = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{4}{K} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>M_b</td> <td>M_t</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>2(1+ν)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	M _b	M _t	0	2(1+ν)	0	0
t	N	M _b	M _t									
0	2(1+ν)	0	0									

Figura 3.39. Configurações de montagem da ponte de *Wheatstone* (modificado de Cruz Junior, 2016).

Uma vez colados os extensômetros e montado o circuito da ponte (Figura 3.40(a)) foi verificado o funcionamento adequado do circuito da ponte, como devido isolamento dos terminais em relação base do sensor e valores típicos de resistência entre braços da ponte. Na

sequência foram executadas as etapas de proteção e isolamento sobre o sensor, seguindo metodologia utilizada por Cruz Junior (2016), podendo resumir as seguintes: aplicação de uma camada dupla de resina de silicone para proteção dos extensômetros formando uma primeira camada de resistência mecânica; aplicação de uma camada de 2 a 3 mm de cera de proteção hidrofugante para cobrir toda a região dos extensômetros e circuito com a finalidade de não permitir a entrada de água (umidade) (Figura 3.40(b)); aplicação de película de borracha de silicone com o intuito de confinar a camada de cera e impermeabilizar o conjunto (Figura 3.40(c)); e aplicação de uma camada tripla de fita isolante simples e de alta fusão com intuito de aumentar o confinamento do conjunto e aumentar a resistência mecânica (Figura 3.40(d)).

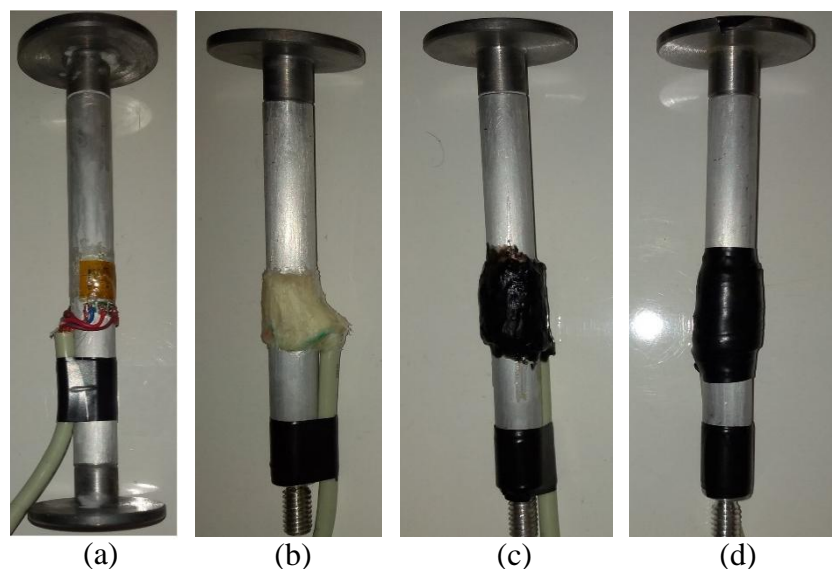


Figura 3.40. Confeção dos sensores de imersão: (a) montagem do circuito, (b) aplicação de cera de proteção, (c) aplicação de borracha de proteção, e (d) aplicação de camadas de fitas isolantes.

Cada sensor de imersão foi calibrado através da aplicação de três ciclos de carga e descarga, utilizando uma prensa da marca Humboldt do laboratório de solos do IF Goiano Campus Trindade, sendo que cada ciclo constou de cinco patamares de força constante, onde foram medidas as deformações pelo sistema de aquisição. Foi aplicada a carga máxima de cerca de 9 kN, que resultou em cerca de 70 MPa de tensão sobre os sensores. A Figura 3.41 mostra a calibração em laboratório dos sensores. O equipamento de aquisição de dados empregado foi o modelo MX840A, fabricado pela empresa HBM, pertencente ao PPGGECON-UFG. Detalhes sobre os programas computacionais (softwares) para aquisição e tratamento dos dados, como QuantumX e Catman Easy, constam em manuais do fabricante (HBM, 2011).

Para cada sensor de imersão foram construídas três retas de calibração para condição de laboratório, sem confinamento, como mostra a Figura 3.42, por exemplo, para o sensor nº 56.

Todos os sensores de imersão foram calibrados e apresentaram comportamento linear elástico, sem sinais de histerese, com boa repetibilidade devido as retas apresentarem o mesmo comportamento, quase sobrepostas, e acurácia por serem determinados coeficientes angulares da relação tensão deformação que equivalem aos valores teóricos típicos esperados para o modulo de elasticidade unidirecional do material base (70 GPa para o alumínio).



Figura 3.41. Procedimento de calibração dos sensores de imersão em laboratório.

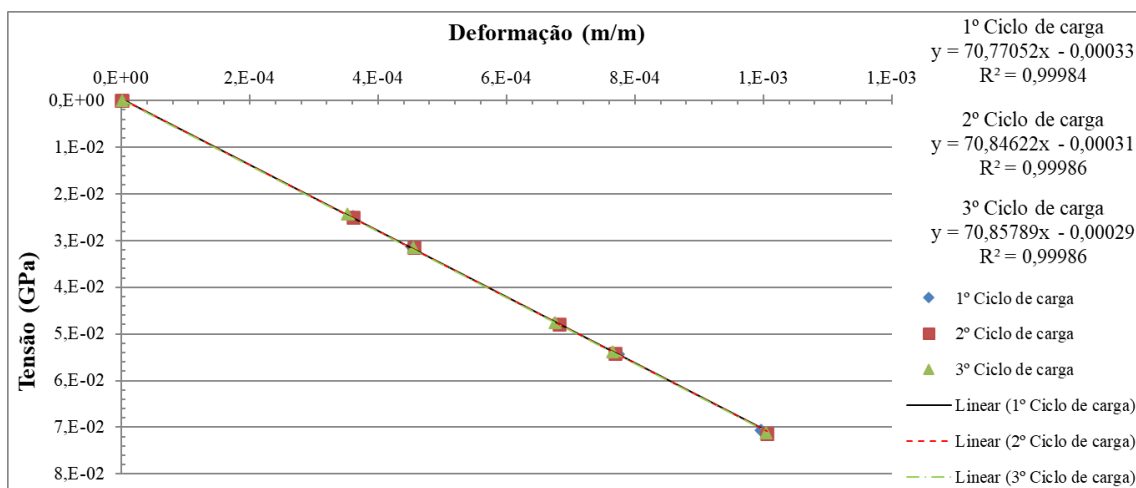


Figura 3.42. Resultados típico de calibração: sensor de imersão n°56.

3.3.1.2 Células de Tensão Total (CTT)

Para a instrumentação do contato radier solo foram construídas dez (10) células de tensão total, em peças de alumínio, foram utilizados extensômetros elétricos simples de 350

Ohm, montados em ponte completa, modelo PA-13-125BA-350-L, da fabricante nacional Excel Sensores, onde a nomenclatura segue o mesmo critério descrito para os SI's. Para definição dos critérios de confecção das CTT foram considerados os detalhes prescritos nos trabalhos de Tory & Sparrow (1967), Palmeira (1987) e Clayton & Bica (1993), com valores de CAF permanecendo entre 0,9 e 1,05. Foi definido um diâmetro total da célula de 228 mm e altura de 23mm, possuindo diafragma de diâmetro de 150mm com espessura de 7mm (para faixas de tensão de 100 a 300 kPa - CTT-03, CTT-05, CTT-06, CTT-08 e CTT-10) e 8mm (para faixas de tensão de 200 a 500 kPa - CTT-01, CTT-02, CTT-04, CTT-07 e CTT-09). A Figura 3.43 mostra o projeto desenvolvido para a fabricação das CTT's.

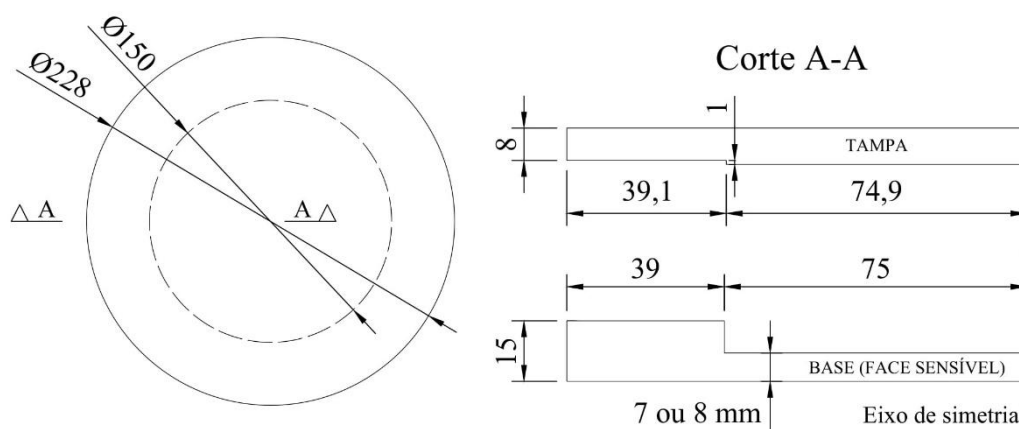


Figura 3.43. Geometria das células de tensão total (dimensões em mm).

As sugestões de Weiler Jr & Kulhawy (1982) também foram atendidas, como a relação entre espessura e diâmetro da célula, e relação entre diâmetro do diafragma e diâmetro total da célula, e ainda, as recomendações de Hanna (1985) para a razão entre o diâmetro e o deslocamento vertical máximo no centro do diafragma entre 2000 e 5000.

As etapas de preparação do material base e colagem do extensômetros seguiram os mesmos passos descritos para os SI, sendo utilizados os mesmos insumos. A disposição de colagem dos extensômetros e montagem do circuito seguiu as mesmas configurações descritas por Pires (2017, 2021). Em laboratório na confecção da célula de tensão total foi garantido o funcionamento típico do circuito, como mostra a Figura 3.44.

O circuito foi inicialmente protegido com camadas sub milimétricas de resina de silicone sobre a região dos extensômetros colados, seguido da aplicação de uma camada mais espessa (2mm) de cera hidrofugante (Figura 3.45(a)) sobre toda a região dos extensômetros e terminais dos circuitos, e revestido com camadas de borracha de silicone (Figura 3.45(b)) sub milimétricas para confinar a camada de cera e formar um filme de vedação. A vedação entre

tampa e base das CTTs foi feita com aplicação de adesivo à base de silicone de alta resistência (Figura 3.45(c)).

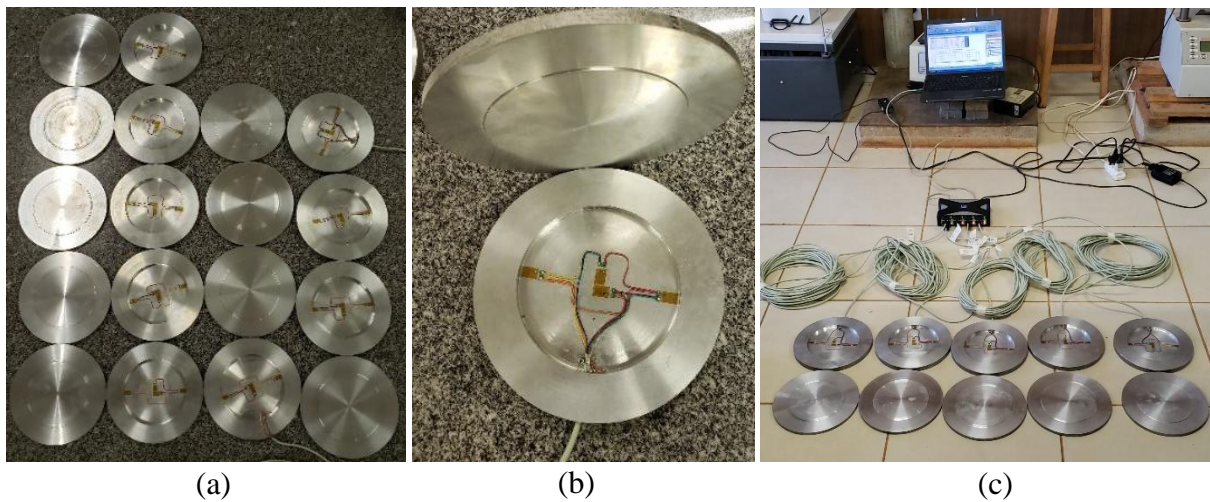


Figura 3.44. Confeção das células de tensão total: (a) células de tensão total construídas, (b) circuito construído, e (c) teste de funcionamento das CTT.

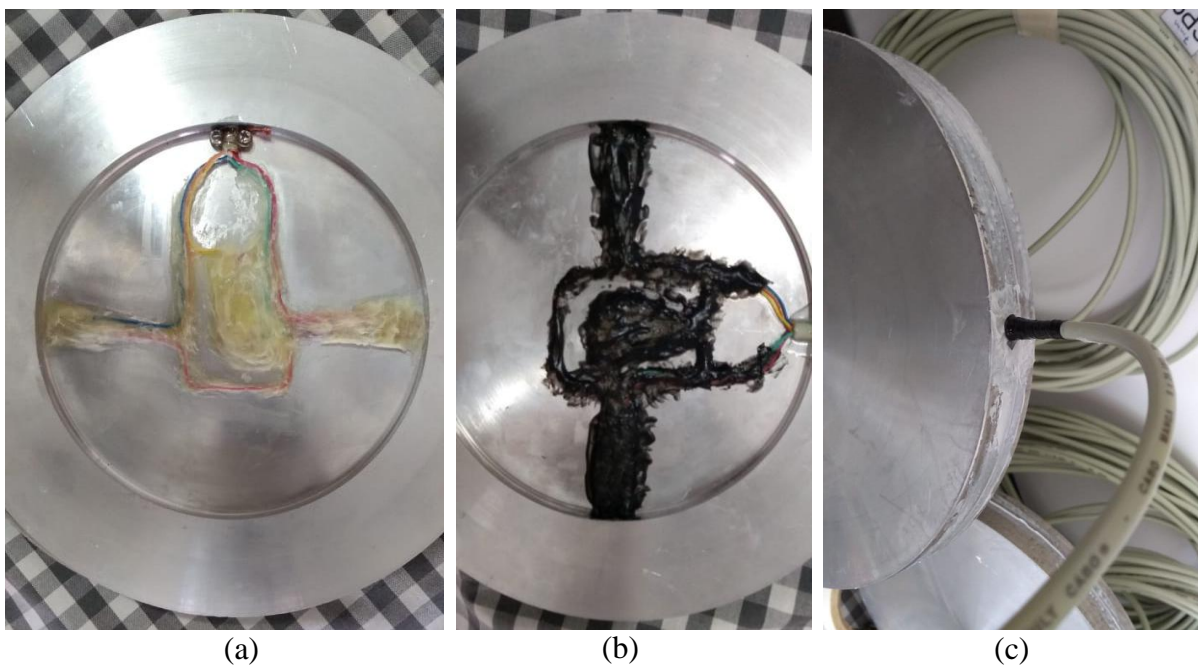


Figura 3.45. Proteção das células de tensão total: (a) cera hidrofugante, (b) borracha de silicone, e (c) vedação com silicone entre tampa e base.

Inicialmente foram feitos testes para calibração das CTTs no campo experimental da UFG utilizando sistemas de reação de ensaios de prova de carga, e também na obra em níveis intermediários de escavação utilizando peso de equipamentos (escavadeira hidráulica) como sistema de reação, sendo observados dispersão nos dados em função da variação da rigidez dos solos entre os locais dos testes de calibração realizados. Em função disto, a calibração final foi

realizada no exato local de instalação de cada CTT abaixo do radier, o que exigiu que as atividades de calibração fossem realizadas em concordância com o cronograma de obra, durante o início do mês de novembro de 2019, como mostra a Figura 3.46. As CTTs foram dispostas com a face sensível sobre o solo, e posicionada 10 cm abaixo do nível definido para o fundo do radier (abaixo do lastro de concreto magro).



Figura 3.46. Instalação das CTTs: (a) CTT, Célula de carga e cargueira, (b) aplicação de cargas com cargueira, e (c) posicionamento de 2 células anteriormente ao lastro (círculos vermelhos).

O procedimento para calibração da CTT consistiu na aplicação de quatro ciclos de carga e descarga, cada um com duração de cerca de 20 minutos, onde as cargas foram aplicadas com a utilização de uma cargueira com sacos de areia, sendo medidas as cargas aplicadas através de uma célula de carga calibrada, e as deformações correspondentes aos acréscimos de carga, obtidas com a utilização do sistema de aquisição de dados MX840A, ambos equipamentos fornecidos pelo PPGECON-UFG. As tensões máximas aplicadas estiveram entre 200 a 250 kPa, e foram cerca de duas vezes maiores que os valores previstos no projeto de fundações (entre 50 a 100 kPa). Cabe ressaltar que estes valores foram pouco menores aos obtidos em média pelos ensaios de adensamento para a tensão de pré-adensamento do solo (entre 230 e 360 kPa).

O primeiro ciclo de carga foi desprezado em função de acomodações do sistema e utilizando os outros três ciclos de carga e descarga foram construídos as retas de calibração para cada CTTs, pode-se notar o comportamento linear ($R^2 > 0,97$) e baixo nível de histerese, como mostrado na Figura 3.47.

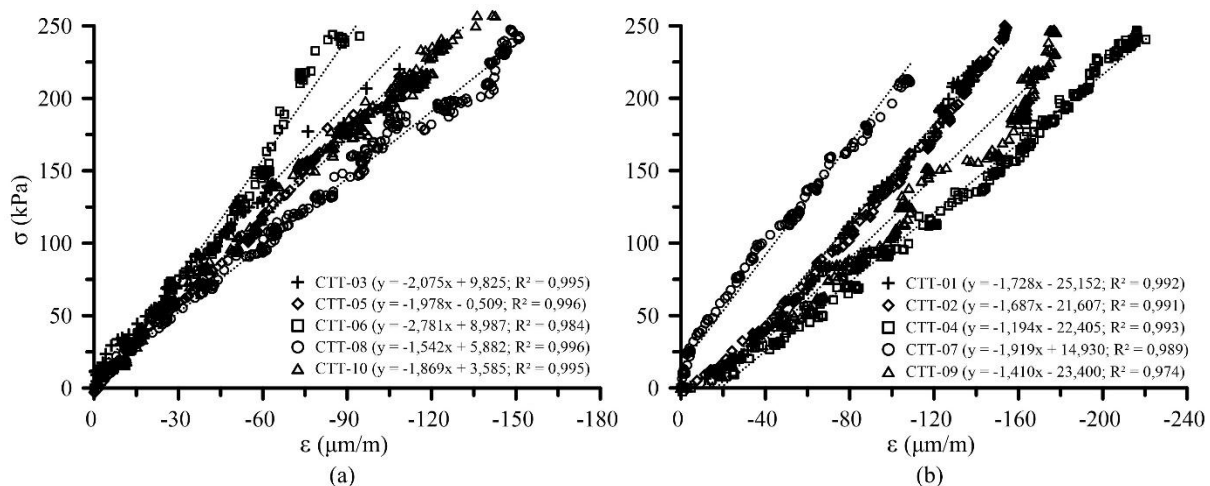


Figura 3.47. Curvas de calibração das CTTs com espessura do diafragma igual a 7 mm (a) e 8 mm (b).

3.3.2 Execução de provas de carga estática instrumentadas

Uma das primeiras atividades realizadas com utilização da instrumentação construída foram Provas de Carga Estática (PCE), em julho de 2019. Foram executadas três PCE's todas elas equipadas com sensores de imersão (SI) em cinco níveis (topo, próximo a ponta e três intermediários) em estacas do tipo hélice contínua, com diâmetro de 70 cm. As profundidades das estacas foram de 17 m, 15 m e 14,3 m, respectivamente, para as PCE-01, PCE-02 e PCE-03, executadas na cota de escavação do segundo subsolo (variando entre -6,15 a -6,56 m), com locação na obra conforme indicado na Figura 3.48. Estas PCEs foram realizadas durante a fase de projeto da edificação, com o propósito de verificar a rigidez, a capacidade de carga e a profundidade adequada das estacas.

No total, quinze sensores foram empregados, consistindo em cinco SI em cada PCE, como ilustrado na Figura 3.49. A fixação desses sensores foi realizada utilizando arame recozido em um feixe de ferragem auxiliar posicionado no centro da estaca. Essa disposição assegurou que os sensores permanecessem no eixo da seção circular e em posição vertical durante o processo de execução da estaca (Figura 3.50 (a)). Para proteção dos cabos e conectores durante o processo executivo e também arrasamento da estaca foram empregados sacos e eletrodutos plásticos (Figura 3.50 (b)).

No topo das estacas foram executados blocos de coroamento com a finalidade de uniformizar as tensões aplicadas nas estacas, e realizou-se o reaterro com solo solto ao redor dos blocos, com o objetivo de reduzir os efeitos do atrito entre o bloco e o solo adjacente. Os recalques do topo do bloco durante o ensaio foram medidos por relógios comparadores digitais a partir de vigas de referências. Antes da concretagem dos blocos, após o arrasamento da estaca,

os cabos da instrumentação foram conduzidos pelo fundo e vértice do bloco para serem acessados durante o ensaio. Para a execução do ensaio foram garantidos os tempos de cura de bloco e das estacas, com resistências adequadas medidas através de rupturas de corpos de prova em ensaios de compressão.

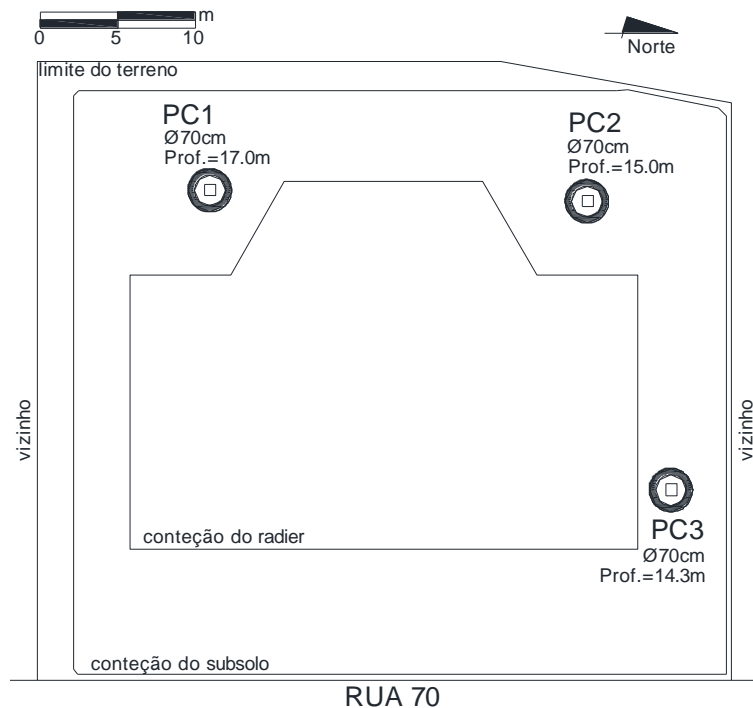


Figura 3.48. Planta de localização das provas de carga estática instrumentadas realizadas.

Na PCE-02 o sensor mais profundo foi posicionado distante cerca de 5 metros acima da ponta da estaca, como mostra Figura 3.49, o que ocorreu como consequência da dificuldade de inserção da ferragem auxiliar. Durante a execução foi feita uma primeira tentativa sem sucesso de inserção sendo a estaca reperfurada, com o concreto ainda fresco, e ainda assim não sendo possível a completa inserção (Figura 3.50 (c)). Muitas hipóteses podem ser levantadas para explicar os motivos das dificuldade encontradas para a inserção do feixe, dentre eles: ocorrência de solo muito permeável nessa profundidade, que absorveu parte da água do concreto e ajudou a criar uma “bucha” de concreto, impedindo a inserção total da ferragem na estaca; ajuste inadequado do traço de concreto para ficasse fluido suficiente até a inserção completa da ferragem; e inserção não centralizada do feixe auxiliar na estaca, assim como falta de rigidez suficiente para inserção.

As PCEs foram conduzidas conforme diretrizes estabelecidas NBR 12131 (ABNT, 2006) com carregamento lento com garantia de estabilização dos recalques, sendo aplicado dez estágios uniformes, até atingir a carga máxima de ensaio de 4205 kN (capacidade limite do sistema de aplicação de carga da PCE), cerca de 1,8 vezes maior que a carga de trabalho da

estaca. Após atingir a carga máxima, as estacas permaneceram submetidas a essa carga por um período de doze horas, seguindo critério de norma por não ter ocorrido a ruptura geotécnica da estaca (ruptura nítida ou recalques excessivos). Em seguida, o processo de descarregamento das estacas foi realizado em quatro estágios distintos. Durante todo o ensaio, foi realizado um monitoramento contínuo das deformações dos sensores de imersão no interior das estacas, com a coleta de dados efetuada por meio do sistema de aquisição modelo MX840A. A Figura 3.51 mostra o acompanhamento das instrumentações durante a execução das PCEs.

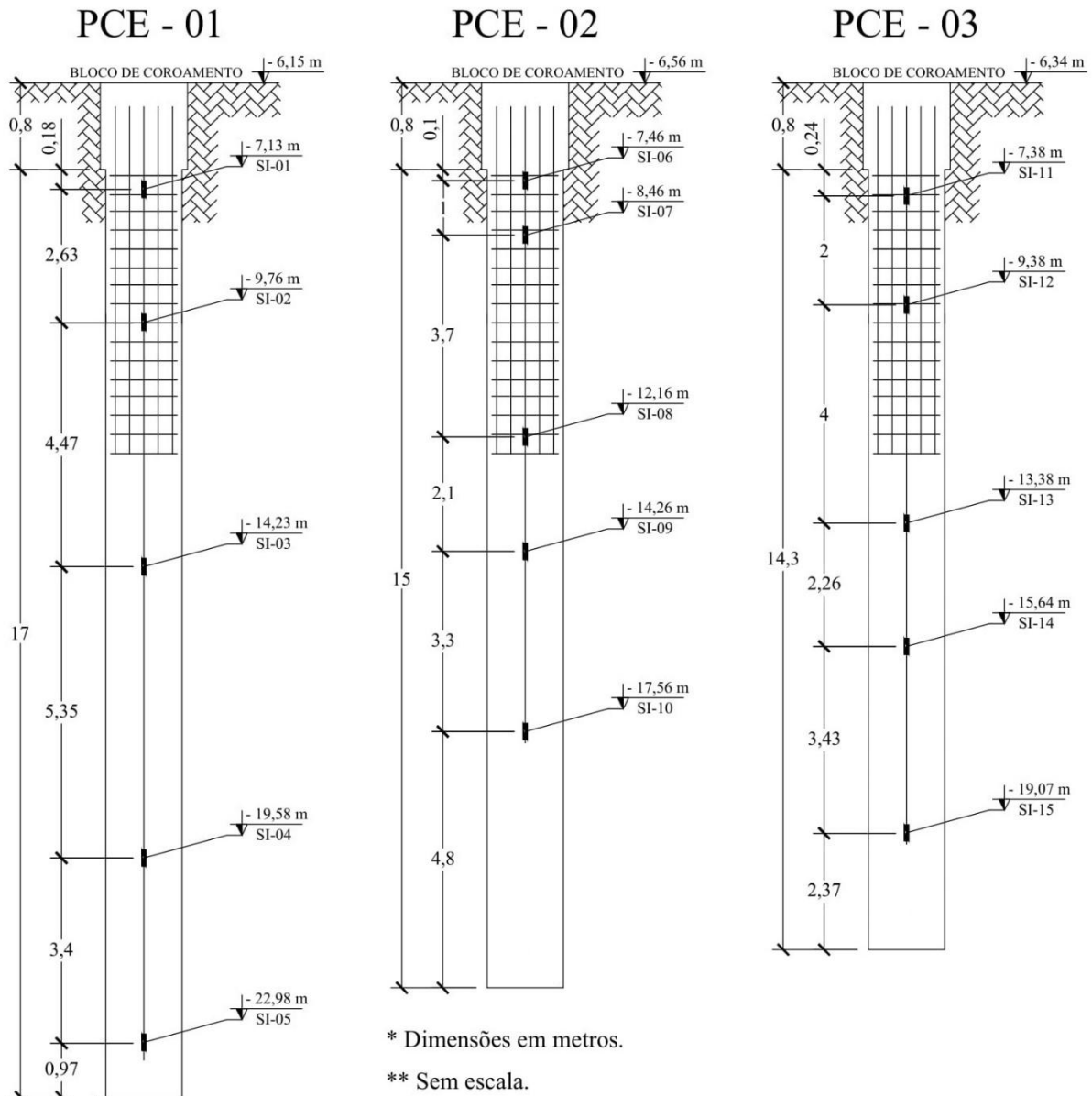


Figura 3.49. Posições dos sensores de imersão nas estacas ensaiadas (SI-01 a SI-15).

Os sensores posicionados mais próximos ao topo da estaca, na seção de referência, entre 1 e 2,7 m abaixo do bloco, foram utilizados para definição da relação entre deformações e forças, de forma que a força axial (Q) seja igual à deformação medida (ϵ) vezes a rigidez axial

da estaca, na forma: $Q = EA\varepsilon$, onde EA é a rigidez axial, sendo E é o módulo de Young do material da estaca e A é a área da seção transversal da estaca. Em estacas moldadas in loco, como do tipo hélice contínua, assumir uma rigidez axial reúne duas fontes de incerteza (área e módulo de elasticidade), que pode ser uma vantagem, conforme relatado por Fellenius & Nguyen (2019).

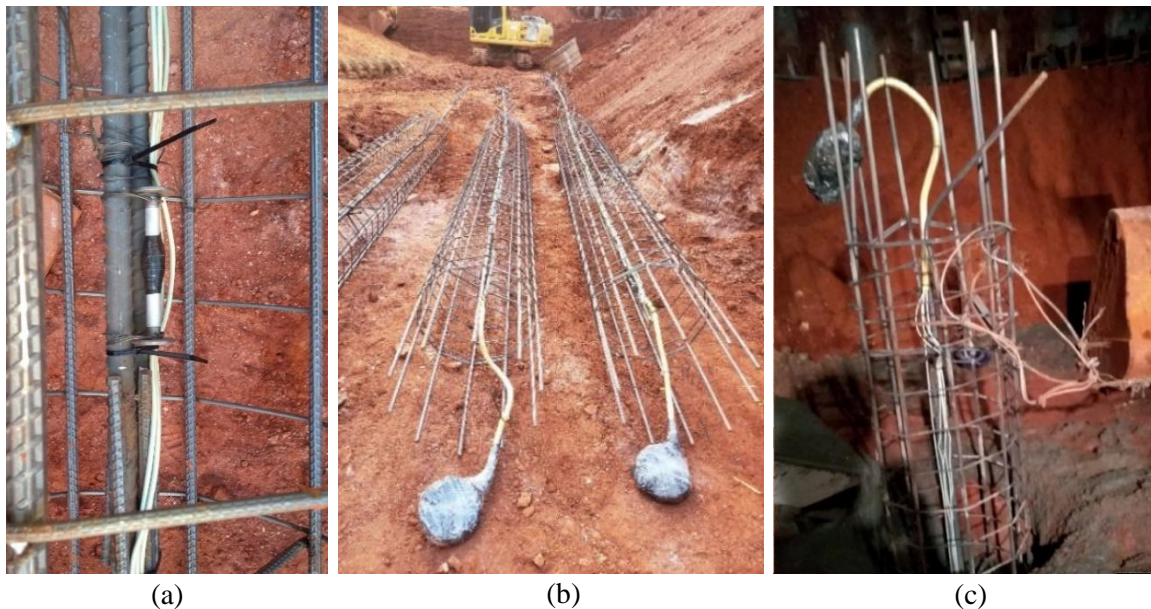


Figura 3.50. Instalação dos sensores de imersão nas provas de carga estática: (a) detalhe do sensor fixado ao feixe central; (b) vista geral dos instrumentos instalados nas ferragens, com proteção dos cabos e conectores no trecho superior; e (c) detalhe da ferragem parcialmente inserida na PCE-02.

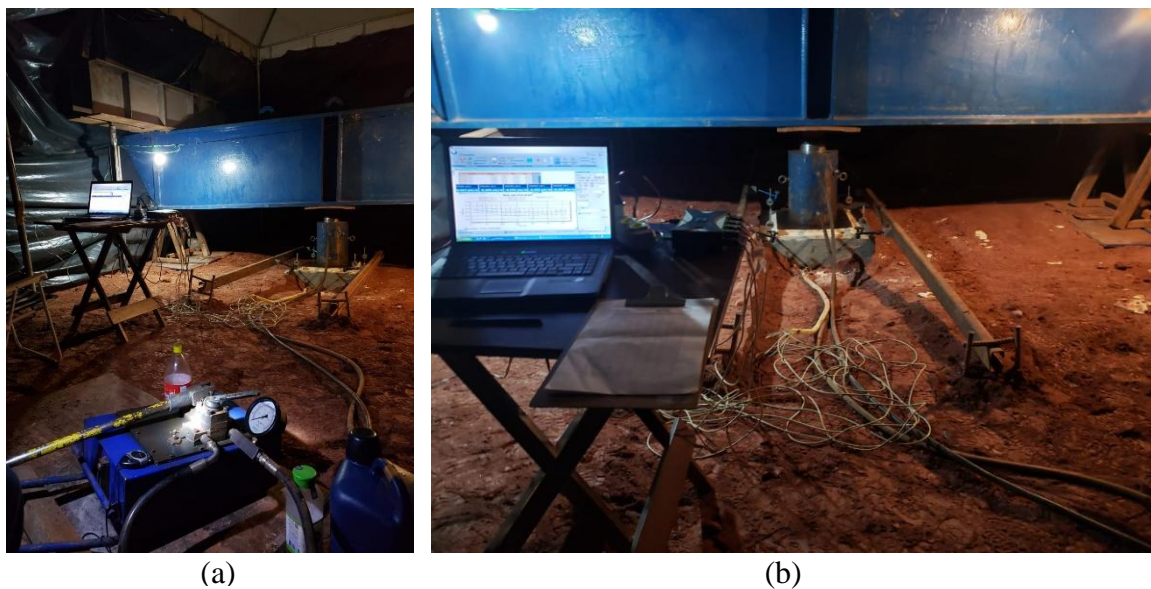


Figura 3.51. Monitoramento dos sensores durante a execução das provas de carga estática: (a) vista geral; e (b) Detalhe do sistema de aquisição.

Os valores médios de deformação medidos em cada sensor ao longo das etapas de carregamento em cada PCE são mostrados nas Figuras 3.52, 3.53 e 3.54, respectivamente, para PCE-01, PCE-02 e PCE-03. Uma vez definida uma relação matemática para a rigidez axial, foi aplicada aos outros níveis instrumentados, e assim foram calculados os valores de cargas ao longo da estaca. Existem vários métodos na literatura para a definição da relação entre deformações e forças (Lam & Jefferis, 2011), neste trabalho foi utilizado o método da rigidez secante, que é dependente do nível de deformações, nos termos comentados nos trabalhos por Fellenius (2012); e Fellenius & Ruban (2020).

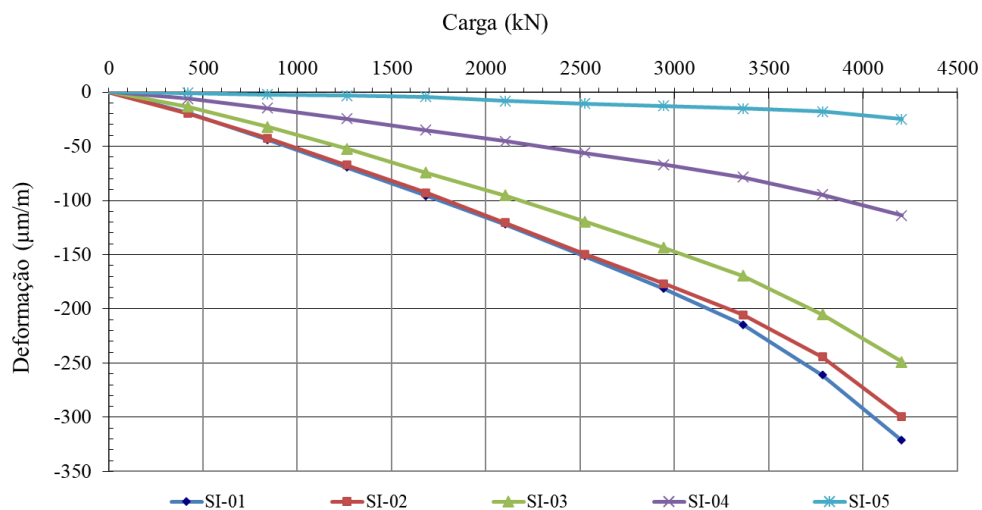


Figura 3.52. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-01.

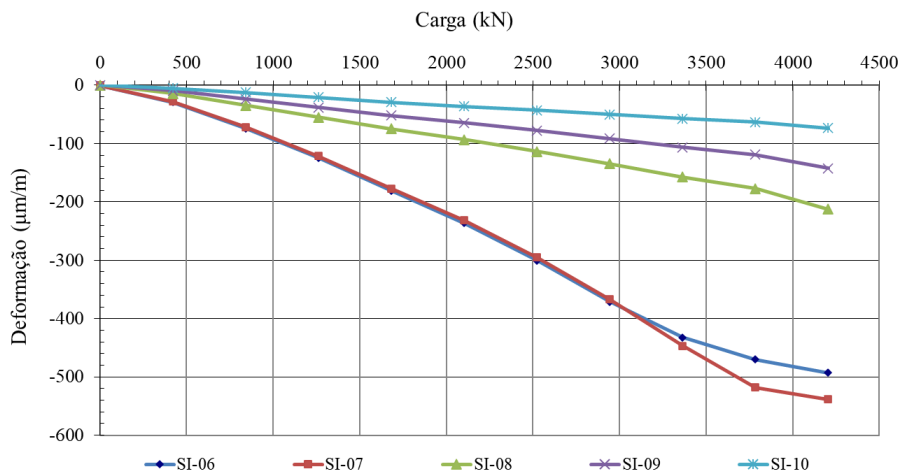


Figura 3.53. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-02.

A Figura 3.55 mostra os resultados das distribuições de carga ao longo do comprimento das estacas prova para cada incremento de carga aplicada no topo. De modo geral foi observado elevada rigidez das estacas instrumentadas com comportamento predominante de dissipação de carga por atrito lateral.

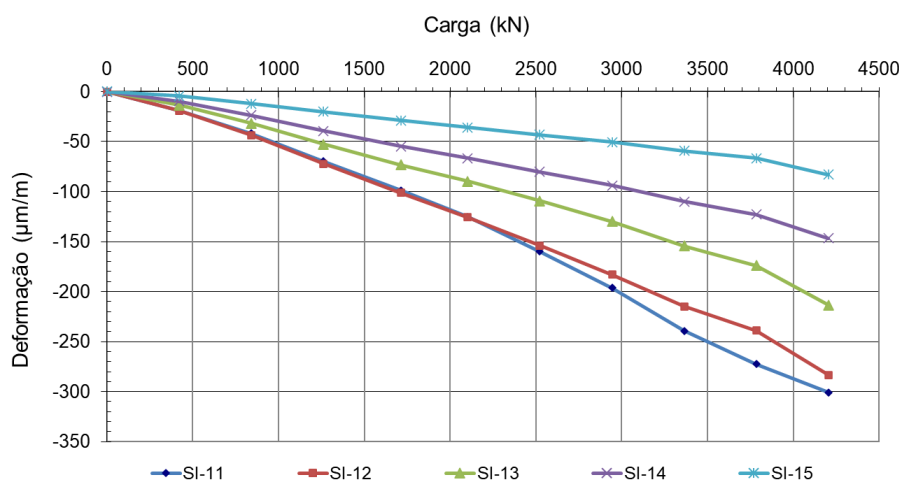


Figura 3.54. Deformações medidas nos sensores em função das cargas no topo para a PCE-03.

Na estaca PCE-02 além dos problemas já relatados durante a execução da estaca, que resultaram no posicionamento do sensor a uma distância considerável da ponta, ainda ocorreu durante a execução da PCE, a aplicação dos carregamentos com elevada excentricidade, que resultou numa rotação pronunciada do bloco. A diferença entre os relógios microcomparadores em um diagonal sobre o bloco (relógios nº2 e nº4) foram da mesma ordem do valor médio obtido pelos quatro relógios, tomado como o recalque no topo da estaca, por exemplo, no décimo estágio de carregamento, com 4205 kN, aplicado no topo, os valores medidos de recalques foram 10,75, 3,88, 7,92, 15,6mm, respectivamente, para os relógios nº1 a nº4, de modo que a diferença entre os relógios nº4 e nº2 (11,72mm) foi maior que a média entre os quatro relógios (9,54mm).

Assim os resultados da instrumentação na PCE-02 (Figura 3.55(b)) mostraram que grande parte da carga foi dissipada entre o nível de referência (1,2m) e o primeiro nível instrumentado (4,8m), e pode-se concluir que a rotação do bloco foi responsável por grande parte da absorção de carga na camada superficial, também os sensores do topo próximo ao bloco mostraram comportamento diferente e conduziram a valor de módulo secante menores que os encontrados para a PCE-01 e PCE-03. De tal modo, que optou-se por descartar os resultados da PCE-02, sendo adotado os resultados da PCE-01 como representativo para o perfil A e os resultados da PCE-03 para o perfil B.

Utilizando os resultados de distribuição de carga ao longo das estacas instrumentadas PCE-01 e PCE-03 foi possível determinar, por camada e entre níveis de instrumentação, a tensão cisalhante unitária (adesão), em kPa, conforme mostra, respectivamente, a Figura 3.56 e Figura 3.57.

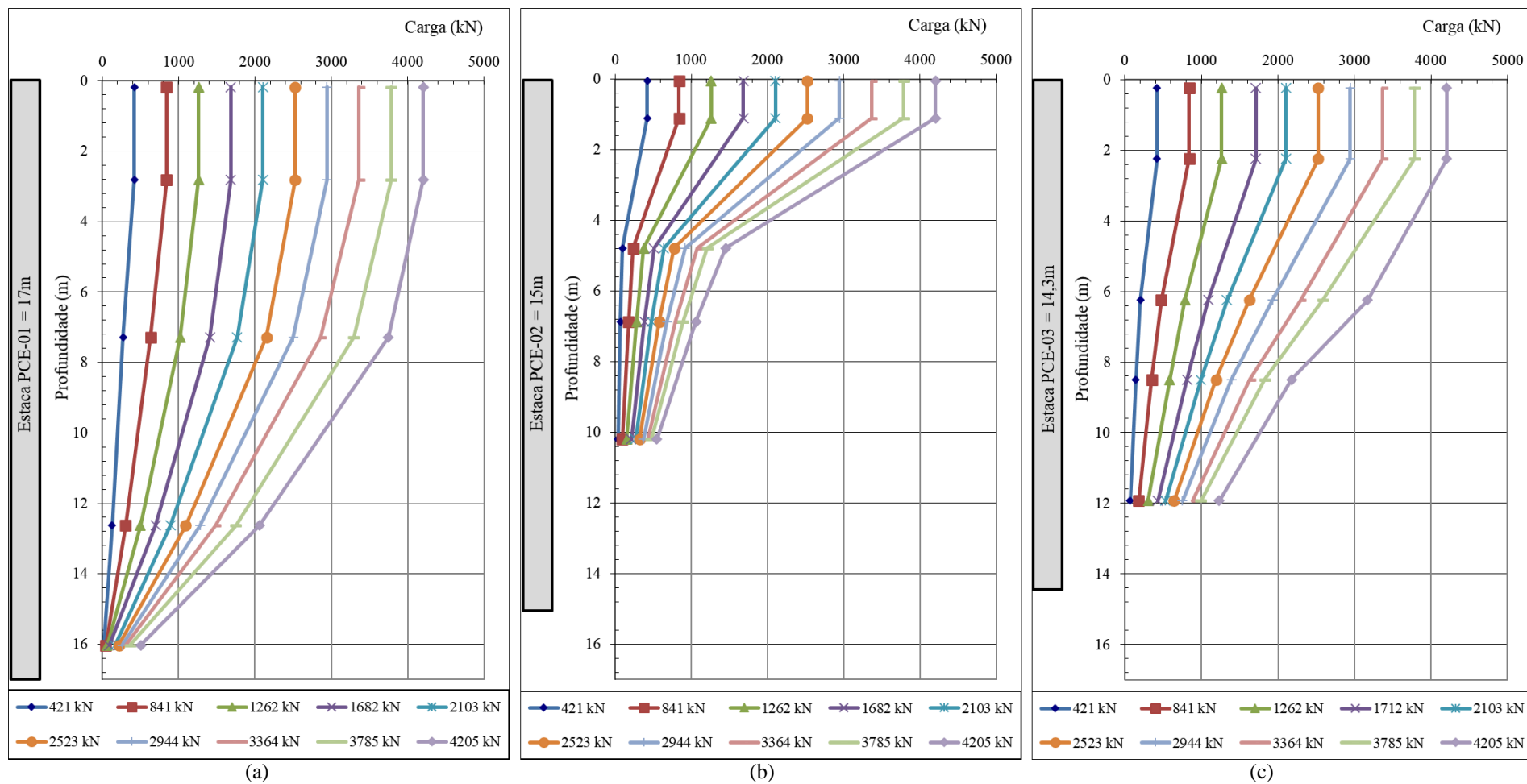


Figura 3.55. Resultados das cargas monitoradas pelos sensores durante a execução das provas de carga estática: (a) PCE-01; (b) PCE-02; e (c) PCE-03.

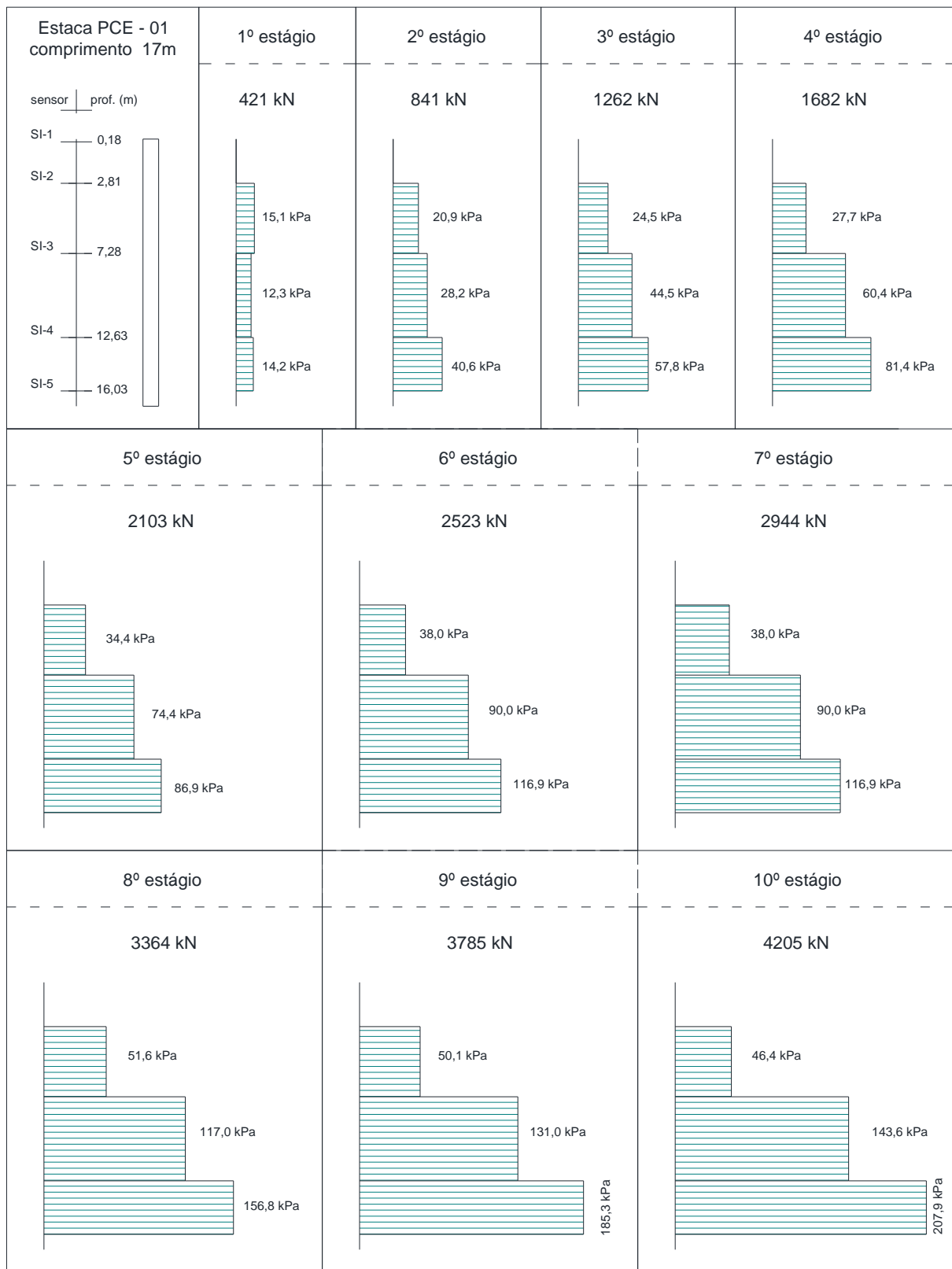


Figura 3.56. Tensões cisalhantes unitárias calculadas para a PCE-01.

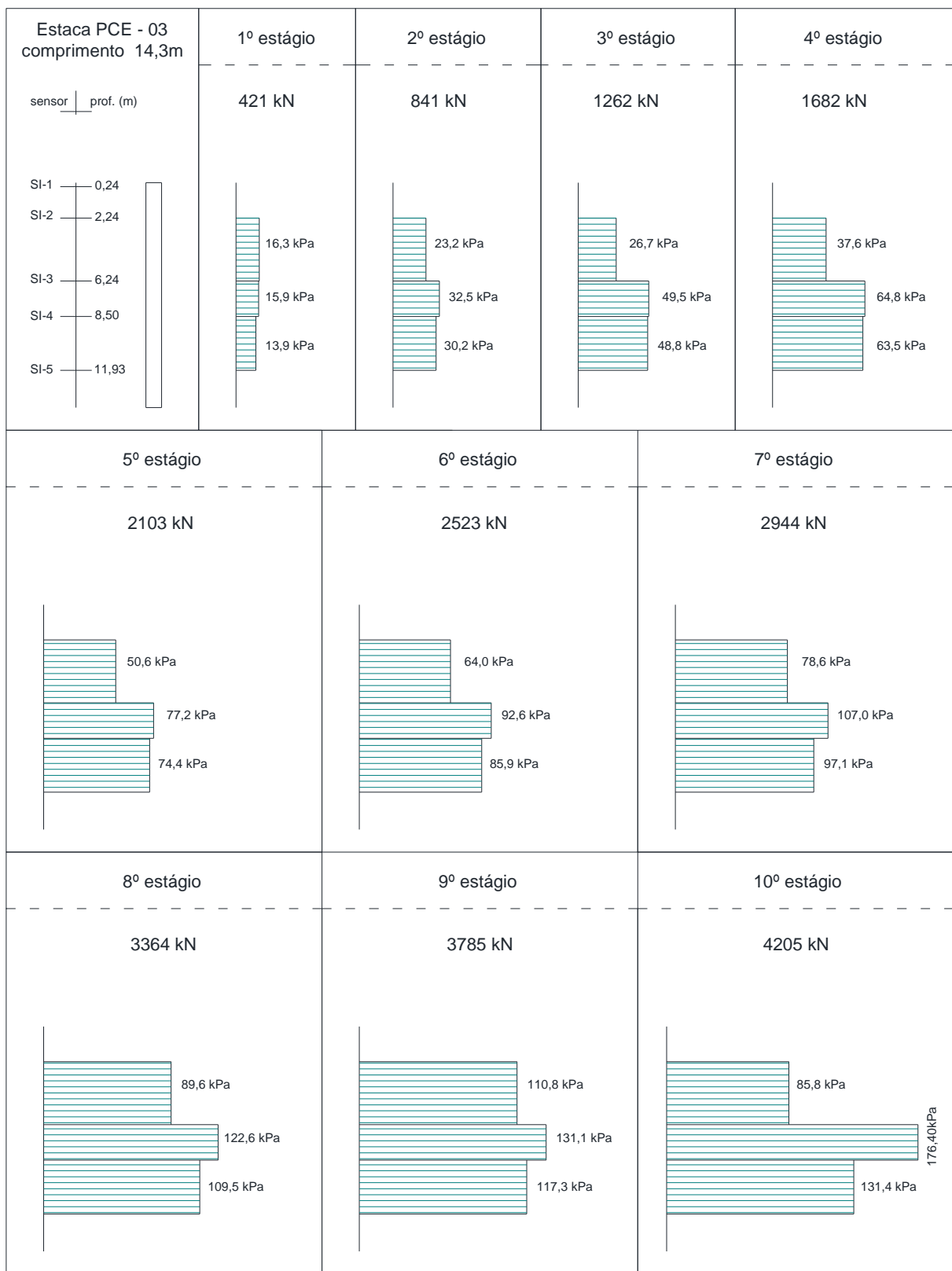


Figura 3.57. Tensões cisalhantes unitárias calculadas para a PCE-03.

Para os resultados mostrados na Figura 3.56 e Figura 3.57 foi possível observar, nas camadas instrumentadas superficiais das PCE-01 e PCE-03, uma convergência nas tensões cisalhantes unitárias. Para a PCE-01, entre 0 e 7,3 metros, apresentou convergência de tensão cisalhante unitária em 50 kPa, e para o restante, entre 7,3 e 16 metros, mostrou tensão cisalhante unitária crescente. Para a PCE-03, entre 0 e 6,2 metros, mostrou convergência em torno de 115 kPa, e nas demais camadas, entre 6,2 e 11,93 metros mostrou-se crescente, observando-se maiores valores de tensão cisalhante unitária entre 6,5 e 8,5 metros, chegando ao valor de 200 kPa. É importante ressaltar que os sensores mais profundos instalados estão a uma distância da ponta de 1,0 e 2,4m, respectivamente, para PCE-01 e PCE-03 (Figura 3.49). Portanto, ainda há um trecho de estaca que poderia ser capaz de dissipar carga por atrito lateral.

Também é possível demonstrar os resultados obtidos na PCE instrumentada na forma das parcelas de carga calculadas a partir da instrumentação para o atrito lateral e para o sensor mais próximo da ponta, em função do recalque medido no topo, conforme mostrado na Figura 3.58 (a) e (b), respectivamente, para as estacas instrumentadas PCE-01 e PCE-03.

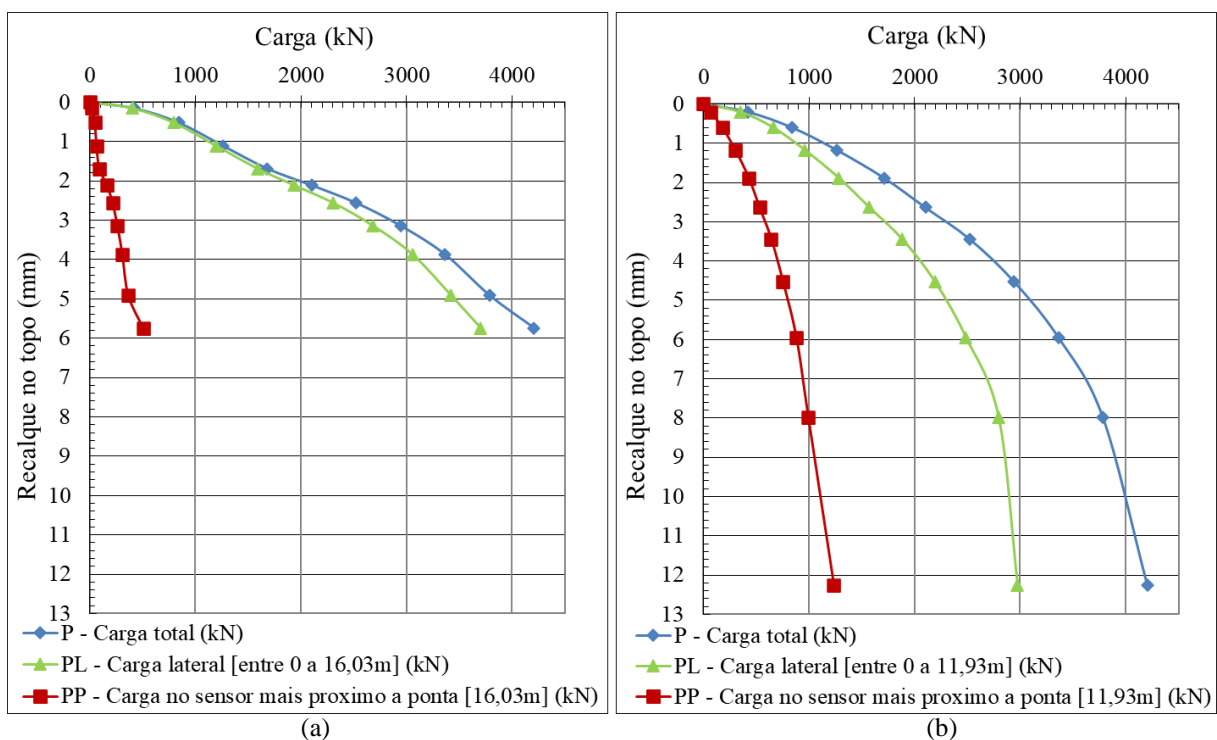


Figura 3.58. Parcelas de carga dissipadas por atrito lateral e na ponta da estaca em função do recalque medido no topo: (a) PCE-01; e (b) PCE-03.

Na Figura 3.58 pode-se constatar a diferença de rigidez entre as estacas e de mobilização das cargas na ponta, mesmo que seja necessária alguma extrapolação. Os resultados obtidos

com a instrumentação de PCE foram fundamentais para o ajuste e validação do modelo geotécnico adotado para cada perfil, que será detalhado mais adiante neste trabalho. A Figura 3.58 (a) e (b) seguiu a indicação de escala para a curva carga recalque especificada pela NBR 12131 (ABNT, 2006) de $20 \pm 5^\circ$ entre a origem e o ponto da curva correspondente a carga de trabalho.

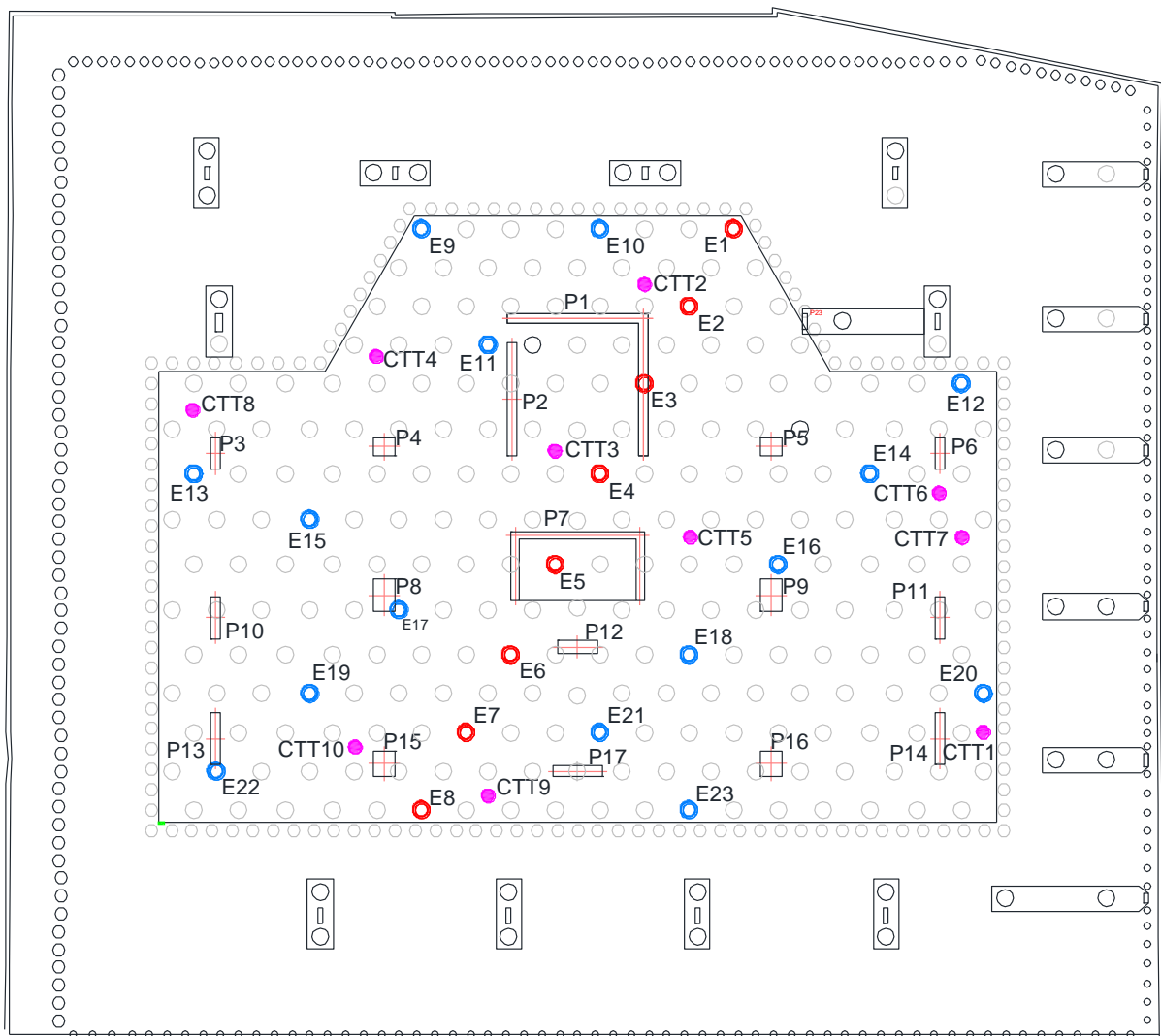
3.3.3 Monitoramento da instrumentação de tensão e deformação

O edifício foi monitorado ao longo do seu tempo de construção com a utilização de sensores de imersão para medidas de deformação nas estacas do radier estaqueado e nos pilares, e CTT para as tensões no contato radier-solo. Nos subtópicos a seguir são descritos os processos e atividades desenvolvidas para a instalação destes sensores, determinação de deformações acessórias de fluência e retração, e processo de acompanhamento de campo da evolução dos serviços para determinação das cargas atuantes previstas.

3.3.3.1 Instalação da instrumentação na obra

A definição da posição dos instrumentos para instalação nas estacas partiu do projeto de fundação desenvolvido na solução em radier estaqueado, distribuindo de forma homogênea na área do radier, no canto, borda e centro, também definindo uma linha diagonal para instrumentação completa de todas as estacas. Foram instrumentadas com sensores de imersão oito (08) estacas sob o radier em cinco níveis (topo, três intermediários e ponta), e quinze (15) estacas sob o radier somente no seu topo, no total de 23 estacas instrumentadas sob o radier, num total de 55 sensores de imersão instalados. Na Figura 3.59 consta a localização em planta das estacas escolhidas abaixo do radier.

Nas estacas, os sensores foram fixados em armaduras auxiliares na forma de feixes solidarizados (soldados) as ferragens longitudinais das estacas, em posição central sendo garantido a verticalidade e centralização dos sensores através de espaçadores, como mostra a Figura 3.60(a). As estacas foram executadas entre os meses de setembro a outubro de 2019, em um nível de escavação intermediário (-9,12) entre o nível do 2º subsolo e do fundo radier, os sensores foram fixados em posições em profundidade para garantir que o sensor de imersão do topo ficasse no mínimo 1 a 3 diâmetros abaixo do radier atendendo ao recomendado no trabalho de Fellenius (2001). Os cabos foram reunidos e devidamente protegidos com mangueira plástica de polietileno e embalados como mostra a Figura 3.60(b).



RUA 70

LEGENDA

ESTACA INSTRUMENTADA NO TOPO	PILARES INSTRUMENTADOS
ESTACA INSTRUMENTADA EM CINCO NÍVEIS	CÉLULA DE TENSÃO TOTAL



Figura 3.59. Planta do radier estaqueado e posição dos instrumentos.



(a)

(b)

Figura 3.60. Sensores de imersão em estacas: (a) sensor na ponta de uma das oito estacas instrumentadas até a ponta; (b) sensor no topo e proteção dos cabos.

De um a dois meses após a execução da estaca, de outubro a novembro de 2019, o terreno foi escavado entre as estacas, e foi realizado um arrasamento com martetele nas estacas instrumentadas para serem recuperados os cabos empacotados no interior da estaca concretada, como mostra a sequência executiva da Figura 3.61 (a) a (c). O comprimento dos cabos de cada sensor foi planejado para alcançar o ponto de leitura previsto no fosso dos elevadores, para que não fossem necessários emendas nos cabos. Apenas à estaca E22 (uma das 23 estacas instrumentadas), teve seu sensor perdido ainda na execução, devido a armadura não ter sido segurada no topo e ter deslocado para fundo sem possibilidade de recuperação.

Foram instaladas 10 células de tensão total, para monitoramento das tensões no contato radier-solo, todas calibradas in loco, no seu local final de instalação, sendo aplicados níveis de carga condizentes com sua confecção e com o comportamento esperado pelo radier em projeto. Na Figura 3.59 consta a localização das mesmas, posicionadas abaixo do radier e também abaixo do lastro de concreto, com o diafragma (face instrumentada) em contato com o solo.



Figura 3.61. Sequência executiva das estacas instrumentadas: (a) execução; (b) arrasamento; e (c) cabos localizados e preservados após o arrasamento.

A proteção da CTT após sua calibração e na sua instalação, durante o processo de concretagem do lastro mostrou-se um grande desafio. As CTTs foram inicialmente instaladas anterior a concretagem do lastro, e depois para uma melhor proteção foi instalada em vazios (caixas de acesso) deixados durante a execução do lastro de concreto, nas posições planejadas, respectivamente, como mostra a Figura 3.46 c) e a). Assim como nas estacas (Figura 3.62(a)),

nas CTT's os cabos e conectores também foram protegidos com mangueira preta de polietileno, para minimizar os danos durante a montagem da armadura do radier, sendo elevados e presos ao topo da ferragem de ancoragem das estacas no radier, conforme mostra a Figura 3.62 (b).



Figura 3.62. Condução dos cabos da instrumentação: (a) dos SI nas estacas; (b) das CTT.

As primeiras medidas do monitoramento das deformações nas estacas e no contato radier-solo foram obtidas no início de novembro de 2019, o que permitiu a obtenção de 4 leituras de referência anteriores à concretagem do radier, como mostra a Figura 3.63.

Após a montagem da armadura do radier, mas anterior a concretagem da primeira camada (espessura de 1,05m) os cabos foram conduzidos às esperas dos pilares da região do fosso do elevador, para sua fixação temporária, como mostra a Figura 3.64. O radier foi concretado em duas etapas, camadas de igual espessura, respectivamente executadas nas datas de 03/12/2019 e 10/12/2019.

Após a concretagem do radier o monitoramento dos sensores seguiu sendo efetuado de modo regular, sendo realizadas leituras durante a execução das etapas de concretagem e cura, antes da execução dos pilares, como mostrado na Figura 3.65 (a) e (b). Destaca-se o enorme desafio logístico desta instrumentação, onde o tempo necessário para a fabricação, calibração e instalação dos instrumentos precisou ser ajustado aos prazos de execução da obra, resultando em um grande volume de trabalho em um curto período.

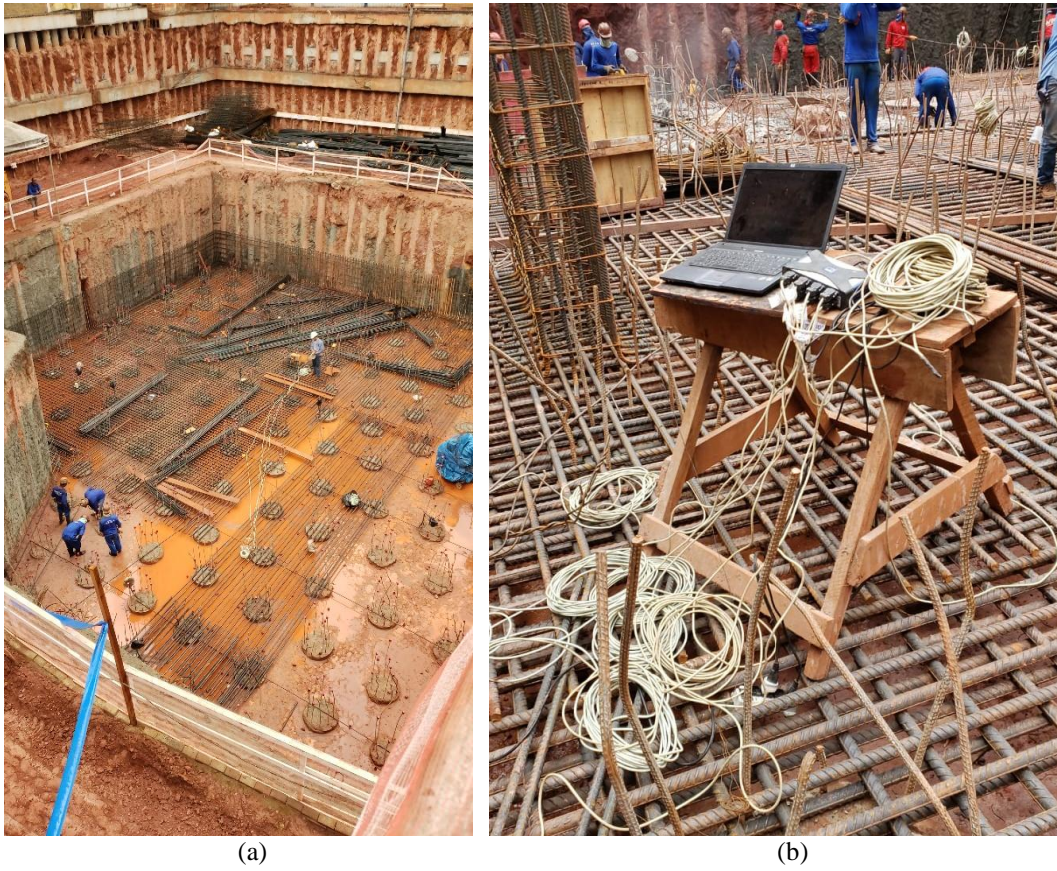


Figura 3.63. Monitoramento dos sensores anterior a concretagem do radier: (a) vista geral; (b) detalhe.



Figura 3.64. Organização dos cabos nos pilares do fosso do elevador antes da execução da primeira etapa de concretagem.

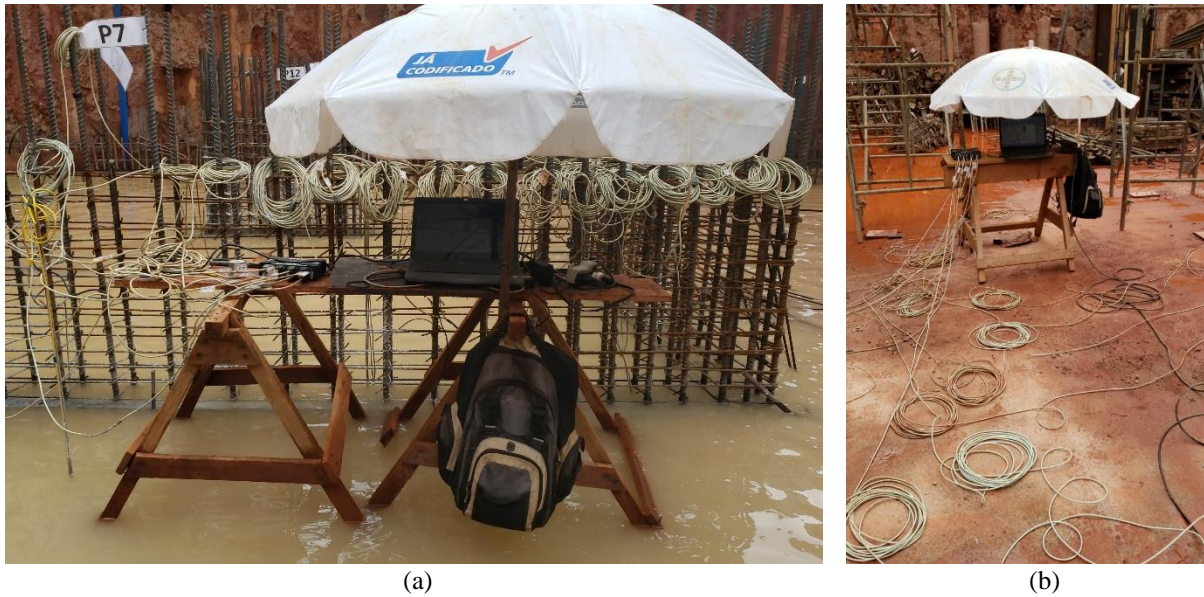


Figura 3.65. Monitoramento da instrumentação na concretagem do radier: (a) após primeira etapa, e (b) após segunda etapa.

Também foram instrumentados todos os pilares da torre, no total de 17 pilares, em um nível, logo acima do radier (1,62 m acima do topo do radier), em todos os pilares foram instalados pelo menos 2 sensores, exceto nos pilares P1 e P7 que devido a maior extensão foram instrumentados com 4 e 3 sensores, respectivamente. A utilização de múltiplos sensores foi para garantir redundância nas leituras de deformação. No total foram instalados 37 sensores de imersão nos pilares. A Figura 3.59 mostra a posição em planta dos pilares sobre o radier estaqueado onde foram instalados sensores de imersão.

Os instrumentos foram instalados em posições centralizadas no pilar, tanto em relação a sua altura, quanto em relação a seção transversal, a fim de minimizar as interferências provocadas pela mudança de seção transversal nas regiões de contato com o bloco de fundação e com a viga do pavimento superior, como recomendado por Glisic et al. (2013). Os cabos dos sensores foram direcionados para o nível inferior do pilar, ficando acessíveis a partir do fundo da forma do pilar como mostra a Figura 3.66. Os sensores foram fixados utilizando arame recozido sendo garantido sua verticalidade (Figura 3.66).

A concretagem dos pilares instrumentados P3; P4; P5; P6; P8; P9; P10; P11; P13; P14; P15; P16; P17 ocorreu no dia 24/12/2019, e dos pilares P1; P2; P7; P12 no dia 31/12/2019. Após a concretagem um dos sensores do pilar P2 (sensor n° 79) mostrou-se inutilizado, com ausência de sinais, sem possibilidade de reparo.

Os cabos de todos os sensores foram conduzidos para o fosso do elevador logo acima do radier, considerado o ponto central de leituras, onde foi permitido o acesso para

acompanhamento das medições ao longo de todo o prazo de execução da obra, como mostra a Figura 3.67. Várias ocorrências de danos nos cabos ocorreram desde o arrasamento das estacas, instalação das CTTs, e instalação dos sensores nos pilares até a condução de todos os cabos ao ponto central de monitoramento no fosso de serviço do elevador, à medida que os danos ocorreram e no dia de monitoramento dos instrumentos tais ocorrências foram identificadas e solucionadas, como exemplo a Figura 3.66 mostra reparo em cabos seccionados durante a desforma de um dos pilares. Cabe ressaltar que a maior parte dos sensores que tiveram seus cabos reparados, e foram expostos a condições de confinamento (concretados, ou aterrados) com alguma umidade mostraram ruídos os desvios ao longo do tempo, reforçando a importância da integridade dos cabos para qualidade da instrumentação.

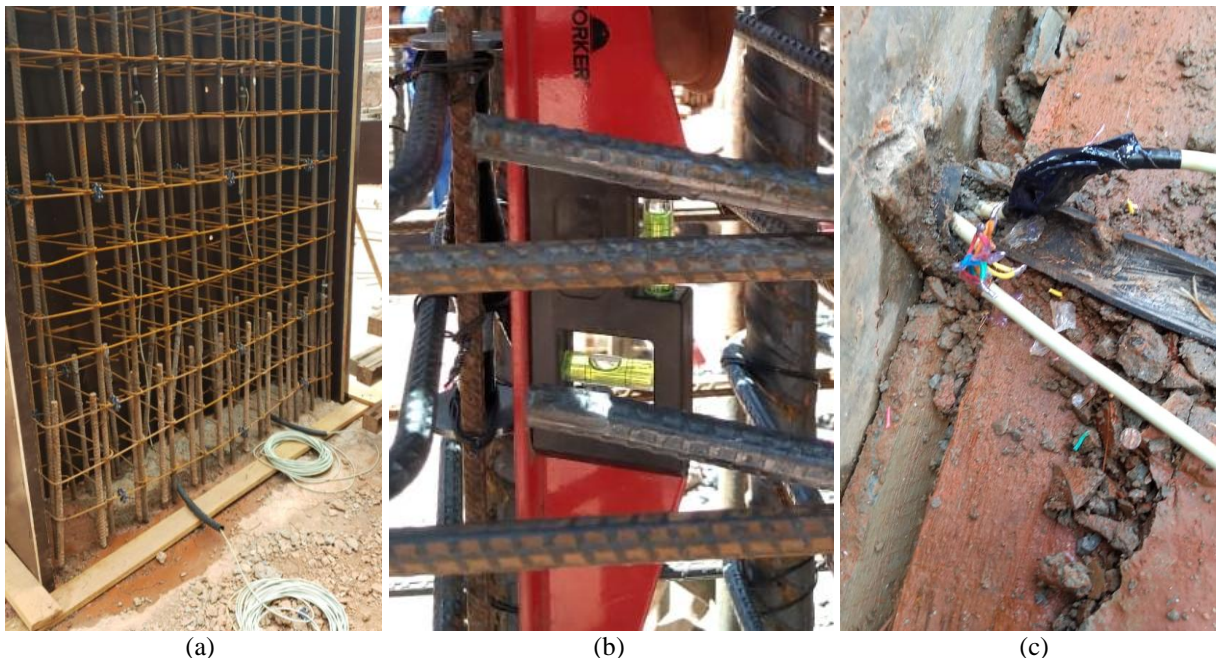


Figura 3.66. Instalação de sensores de imersão nos pilares: (a) dois sensores instalados em um pilar com saída dos cabos pela base, e (b) verticalidade do sensor instalado; e (c) reparo de cabo na base do pilar devido a dano na desforma.

O monitoramento das instrumentações foi executado uma vez por semana, desde a data de sua instalação na obra. Os valores iniciais de deformação foram definidos ao longo de quatro meses (setembro/2019 a janeiro/2020), em função da instalação e acesso aos cabos de cada sensor (estaca, radier, pilar), por fim obtendo o valor de referência inicial, tomado como sem carregamento. Todas as leituras foram realizadas no período matutino, para diminuir as interferências provocadas por variações na temperatura ambiente. O período de aquecimento dos circuitos (pré-leitura) foi padronizado sempre em tempo superior a 5 minutos e a frequência de aquisição de dados igual a 2 Hz, o sistema de aquisição de dados utilizado foi o mesmo ao

longo de todo o período de monitoramento, sendo salvos (mantidos) os arquivos com as configurações iniciais dos sensores (zeros de balanço).



Figura 3.67. Central de monitoramento no fosso de serviço dos elevadores acima do radier.

3.3.3.2 Tratamento e análise dos dados da instrumentação

A partir do acompanhamento inicial das deformações dos sensores imersão instalados em cada pilar e estaca, foram definidos os valores absolutos de deformações correspondentes a carga zero. Assim para cada etapa de interesse para determinação das cargas medidas na estrutura, os valores de deformação foram obtidos através da diferença dos valores das leituras de deformação dos sensores na data pretendida pelos valores absolutos iniciais. Destas diferenças de deformação ainda foram subtraídas as deformações acessórias (fluência), resultando numa deformação elástica.

De modo, que o valor da tensão no elemento, pode ser calculada utilizando o Método da área transformada (O'Neil & Reese, 1999; Lam & Jefferis, 2011), onde a partir da deformação elástica, que é consequência somente ao acréscimo de carga, considerando comportamento elástico linear, pode-se utilizar a lei de Hooke, utilizando o módulo de elasticidade secante composto, calculado através da média ponderada das áreas dos materiais, onde o módulo de elasticidade secante do concreto depende do nível de tensão previsto no pavimento, conforme resultados das Tabela 3.10 e Tabela 3.11, e do módulo de elasticidade do aço, tomado como constante (210 GPa) devido a homogeneidade do material. O comportamento tensão-deformação pode ser assumido como elástico linear porque o nível de

tensões previsto no concreto dos pilares e estacas é inferior a 40% da resistência à compressão ($\sigma_c < 0,4f_{c28}$).

Para as estacas, é importante destacar duas considerações relacionadas aos aspectos executivos que podem afetar a precisão do Método da Área Transformada. Primeiro, variações na área da seção transversal das estacas, decorrentes do processo de execução, podem influenciar o valor do módulo de elasticidade; estas variações não foram consideradas nesta tese. Segundo, para levar em conta a diminuição do módulo de elasticidade do concreto das estacas devido às condições de concretagem contra o solo, foi aplicado um coeficiente de redução nos valores do módulo de Young apresentados na Tabela 3.11, com valor igual a 0,6. Este coeficiente foi considerado na tese e determinado por meio de retroanálise do valor da carga total prevista para o estaqueamento (monitorado versus previsto em projeto), estando alinhado com os valores recomendados pela norma ACI 543R (ACI, 2012) para estacas concretadas in loco, que variam entre 0,55 e 0,60.

Em relação às deformações acessórias descritas da revisão bibliográfica, no subitem 2.3.2.2, que incluem a deformação por fluência, retração autógena e retração por secagem, esta pesquisa considerou apenas as deformações por fluência, calculadas pelo modelo B3 (Bazant & Baweja, 2000) conforme equações descritas no subitem 2.3.2.2, e considerações para a interpretação dos dados de monitoramento dos sensores imersos no concreto dos pilares e das estacas, conforme as diretrizes dos trabalhos de Fanourakis & Ballim (2003), Al-Manaseer & Lam (2005) e Vasatko & Vitek (2018).

A deformação por retração autógena, que resulta das reações de hidratação do cimento, foi desprezada tanto para as estacas quanto para os pilares, pois não é significativa para o monitoramento a longo prazo. A retração por secagem também não foi considerada, pois deve ser nula para as estacas, cujo concreto está envolto em solo saturado, e muito pequena para os pilares, cuja base permaneceu constantemente imersa em uma camada de 10 a 20 cm de água devido às chuvas e ao processo construtivo, resultando em uma umidade relativa muito elevada no entorno do pilar.

Para a determinação da deformação por fluência deve-se considerar que durante a construção do edifício, os pilares e estacas instrumentados são submetidos a vários acréscimos de tensão de forma incremental ao longo do tempo, e que o módulo de elasticidade é influenciado tanto pelo nível de tensão quanto pela idade do concreto. Para considerar estes efeitos as deformações por fluência foram determinadas utilizando o princípio da superposição dos efeitos. Cada incremento de tensão levou em consideração o efeito do envelhecimento do concreto no módulo de elasticidade, aplicando o Método do Módulo Efetivo Ajustado pelo

Tempo (AEMM – “*Age-adjusted Effective Modulus Method*”) descrito por Bazant (1972). Além disso, o efeito de restrição da armadura no desenvolvimento das deformações por fluência foi considerado usando o modelo simplificado de (Ziehl et al., (2004).

Os valores de deformações medidas em todos os sensores instalados na obra constam no relatório técnico construído pela pesquisa (Bernardes & Cruz Junior, 2024) como banco de dados para desenvolvimento das teses de doutorado do PPG-UnB. Nesta tese constam nos Apêndices, para cada uma das etapas de análises de resultados definidas, os valores de deformações medidas em cada sensor, mostradas na Tabela A.1 (Apêndice A) para os sensores aplicados nas estacas, na Tabela B.1 (Apêndice B) para os sensores instalados nos pilares, e na Tabela C.1 (Apêndice C) para as células de tensão total instaladas na interface solo radier, também em cada apêndice constam as respectivas figuras com os valores de deformação medidos nos sensores ao longo do tempo de monitoramento da instrumentação durante a execução da obra.

O processo de determinação das cargas nos pilares, que compõe um dos principais resultados experimentais determinados nesta tese, se mostrou um processo iterativo. Uma vez que para determinação das cargas reais atuantes deve-se descontar das deformações medidas pela instrumentação, as deformações acessórias, como as calculadas para fluência, no entanto, as deformações por fluência, por sua vez são dependentes do nível de tensões e do tempo.

Para resolver a referência circular do problema foram utilizadas as cargas previstas nos pilares calculadas a partir do acompanhamento dos serviços realizado diariamente, descrito em detalhes no subitem 3.3.4. O princípio da superposição dos efeitos foi aplicado por pilar, para a carga equivalente mensal, calculada a partir de uma média ponderada do acréscimo total de carga mensal, em relação à data de aplicação de cada incremento no referido mês. A Figura 3.68 mostra o fluxograma utilizado para o cálculo das deformações por fluência nos pilares, considerando o princípio da superposição dos efeitos.

Os valores de fluência determinados, utilizando a metodologia descrita, serviram como valores de referência para um processo de retroanálise dos valores de fluência, que finalmente foram aplicados nas deformações medidas pela instrumentação. Como discutido por Kataoka, (2010) e Kataoka & Bittencourt (2014) existe uma grande dificuldade na previsão dos valores de fluência por métodos teóricos, mesmo utilizando resultados de ensaios de laboratório, justificando assim o processo de retroanálise.

Devido à dificuldade em prever com exatidão a parcela de deformação por fluência, os valores teóricos de fluência calculados pelo modelo B3 foram ajustados por coeficientes de correção, conforme apresentado na Tabela B.3 (ver Apêndice B). Esses coeficientes foram

determinados a partir da retroanálise do valor de carga permanente total do edifício em cada etapa da obra, assegurando a coerência entre o somatório das cargas medidas nos pilares e a carga total do edifício. Os valores das deformações por fluência considerados para as estacas e pilares são apresentados, respectivamente, nas Tabelas A.2 (Apêndice A) e B.2 (Apêndice B).

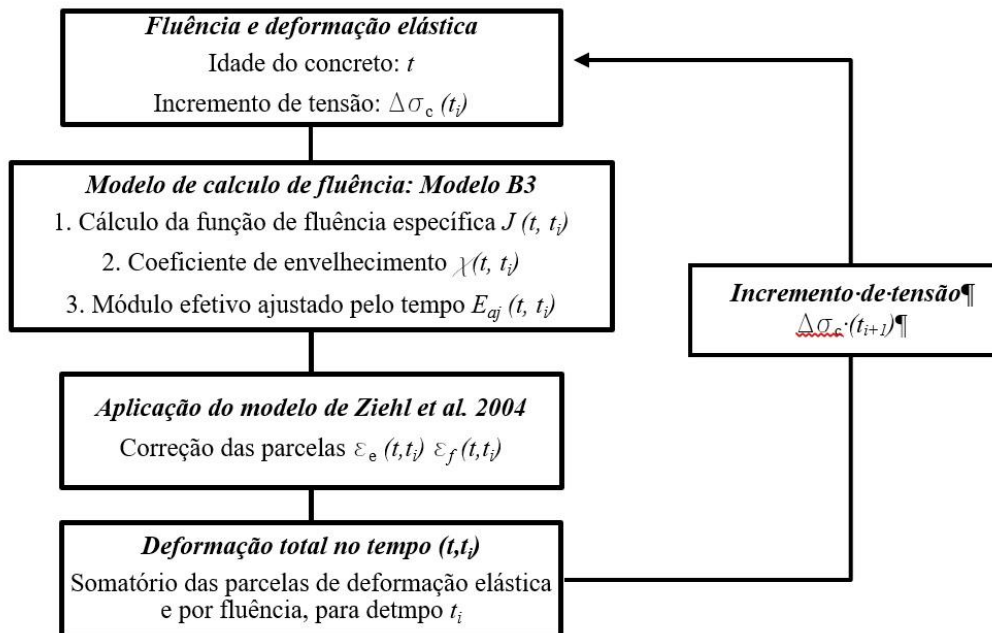


Figura 3.68. Fluxograma de cálculo das deformações por fluência do concreto.

3.3.4 Determinação das cargas atuantes previstas em projeto

A partir do projeto de estruturas do edifício e do acompanhamento contínuo (diário de obra) da execução dos serviços foi possível determinar as cargas previstas em cada pilar ao longo do período de construção. Foram disponibilizadas pelo projetista estrutural a tabela de cargas atuantes na estrutura, divididas por pavimento e por tipo de serviço executado, conforme mostrado nas Tabelas D.1 a D.6 (Apêndice D). Foram relacionados os serviços relevantes que compõe a carga por peso próprio do edifício, sendo eles: estrutura (pilares, vigas e lajes), contrapiso, pisos, alvenaria, reboco, revestimentos. Através do controle de execução destes serviços por pavimento foram calculadas as cargas devidas ao peso próprio em cada pilar.

As cargas totais por pilar foram obtidas considerando a estrutura do edifício finalizada, com realização de processo de Interação Solo-Estrutura (ISE). A ISE foi realizada na fase de projeto da fundação e da estrutura da obra, sendo acompanhada por Bernardes (2023), e adotado um processo iterativo, conforme a metodologia utilizada por Gusmão et al. (2020).

A análise da fundação foi realizada utilizando o software GARP (Small & Poulos, 2007b), que considera a interação entre os elementos de fundação (radier-estacas-solo), permitindo corrigir parcialmente as deficiências do modelo de apoios sobre molas resultante do software estrutural. Para a análise das cargas na estrutura, foi utilizado o software comercial Eberick, com um modelo integrado que emprega grelhas bidimensionais para as lajes e pórticos espaciais para vigas e pilares. Os apoios foram modelados como molas que não interagem entre si, com valores de rigidez fornecidos pelo projetista da fundação.

Na ISE executada, foram realizadas quatro iterações até obter a convergência das cargas nos pilares e recalques na fundação, entre duas iterações subsequentes, respeitando o critério de variação máxima admissível de 5% entre as iterações. A Tabela 3.12 apresenta as cargas atuantes nos pilares (apenas cargas permanentes) e seus respectivos recalques após a finalização do processo de ISE, considerando a condição do edifício finalizado e toda a rigidez da estrutura.

Para determinar a carga por serviço e por pavimento com maior precisão nas diferentes fases da construção, foram consideradas as cargas calculadas em quatro estágios distintos. Esses estágios incluem a estrutura finalizada até o 9º, o 24º e o 39º pavimentos, em colaboração com o projetista estrutural do edifício, permitindo a avaliação das diversas condições de rigidez da estrutura. As cargas previstas nos pilares para outros estágios da construção foram obtidas por interpolação linear.

Tabela 3.12. Cargas e recalques previstos nos pilares durante a etapa de projeto.

Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)	Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)
P1	34876	13,8	P10	10762	11,1
P2	14842	14,9	P11	11169	11,9
P3	9736	8,5	P12	18746	18,5
P4	13630	13,5	P13	13025	10,2
P5	13257	14,4	P14	13864	10,9
P6	9312	9,2	P15	17936	13,6
P7	23804	18,6	P16	17604	14,0
P8	23994	16,3	P17	16156	15,2
P9	23756	17,0	-		

3.3.5 Medições de recalques da obra

Os recalques do edifício foram determinados seguindo as prescrições da NBR 6122 (ABNT, 2019), que especifica o monitoramento dos recalques para verificação do desempenho da fundação, sendo obrigatório para estruturas com mais de 55 metros de altura, do piso térreo

à laje de cobertura do último piso habitável. O objeto de estudo desta tese possui 172 metros de altura e se enquadra neste pré-requisito previsto na norma.

Ainda de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), o projeto de fundações deve estabelecer um programa de monitoramento, incluindo: a posição e profundidade do Referencial de Nível Profundo (RNP), a precisão das medidas, a frequência e o período de realização das leituras. Não há na norma orientação em relação a quantidade de etapas e período de monitoramento, prevalecendo na prática o acompanhamento durante a execução da estrutura de concreto, quando considera-se que a maior parte das cargas permanentes são instaladas na obra, em um número médio de dez etapas na maioria das obras. Todavia o programa de monitoramento de recalques é definido a critério do projetista e em função do comportamento da obra, levando em consideração valores limites de recalques totais, diferenciais, distorções angulares e velocidade de recalques.

Para o objeto desta pesquisa foi adotado um programa de monitoramento mais extenso, totalizando vinte e quatro etapas de leituras de recalques nos 17 pilares, ao longo de três anos, entre 15 de julho de 2020 a 09 de fevereiro de 2023, com intervalo de medições mensal no primeiro ano da obra, bimestral no segundo ano e quadrimestral no terceiro ano. Devido a pandemia de COVID19, e períodos de *lockdown* entre março e junho de 2020, a primeira leitura de recalques foi tomada em julho de 2020, quando o edifício estava no pavimento do mezanino técnico, que equivale ao 5º andar a partir do pavimento térreo.

O Referencial de Nível Profundo (RNP), também chamado de *Benchmark*, foi executado no nível do piso do segundo subsolo (-6,48), na data de 18 de dezembro de 2019. A posição em planta do RNP e a localização dos pinos estão mostradas na Figura 3.69.

O furo para instalação do RNP foi realizado utilizando equipamento de sondagem SPT, sem coleta ou execução do ensaio, somente desagregando o solo, sendo no final do furo inserido um tubo PVC de 50mm para revesti-lo, sendo no seu interior introduzido um tubo de aço galvanizado, até alcançar a ponta do furo, cerca de 20,7m, no maciço considerado indeslocável, e no espaço entre tubo PVC e o tubo galvanizado preenchido com graxa grafitada anti corrosiva para eliminar qualquer atrito. O interior do tubo galvanizado e na região da ponta no RNP, até cerca de 2,15m, foi preenchido com calda de cimento, ao final foi construída uma caixa de alvenaria para a proteção do topo do RNP. No topo do tubo galvanizado foi instalado um cap (tampa) de formato esférico. A Figura 3.70, mostra a execução e os detalhes construtivos do RNP.

Para monitoramento adequado dos recalques deve-se garantir que o RNP seja confiável, para tal sua ponta deve estar instalada em substrato indeslocável de forma que os deslocamentos

das camadas superficiais não interfiram na posição do topo do RNP. O ideal é que seja instalado o mais afastado possível da projeção do edifício, haja visto que as bacias de recalque são maiores quanto mais próximo ao centro da estrutura.

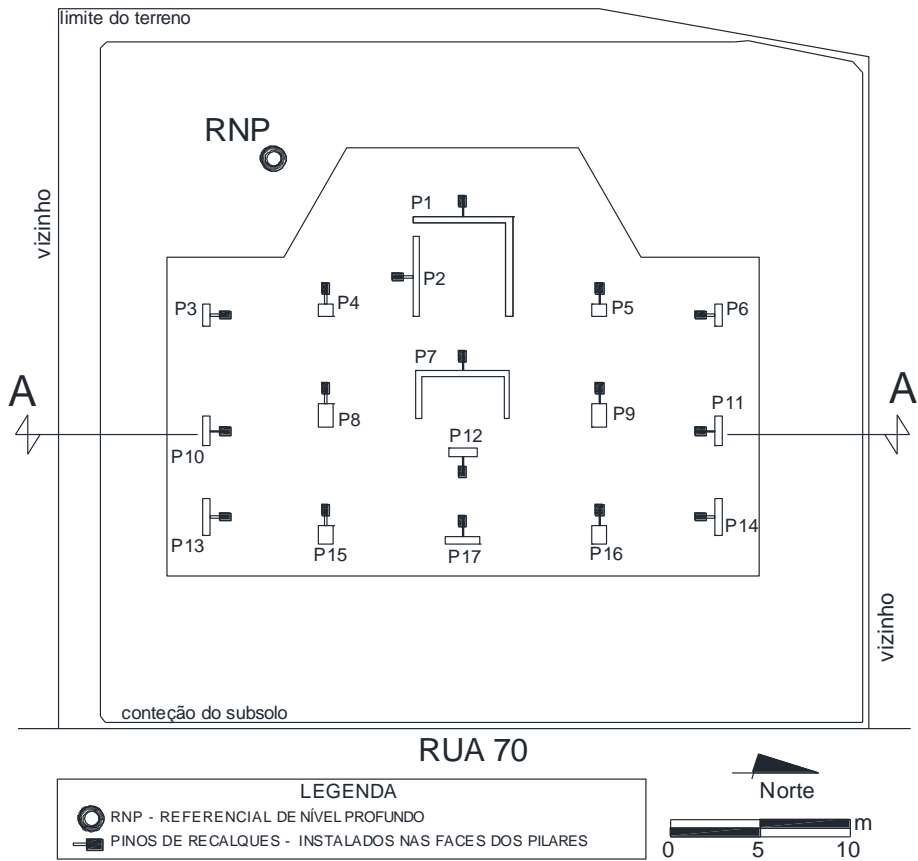


Figura 3.69. Posições dos pinos de recalque nos Pilares do SS2 e do RNP.

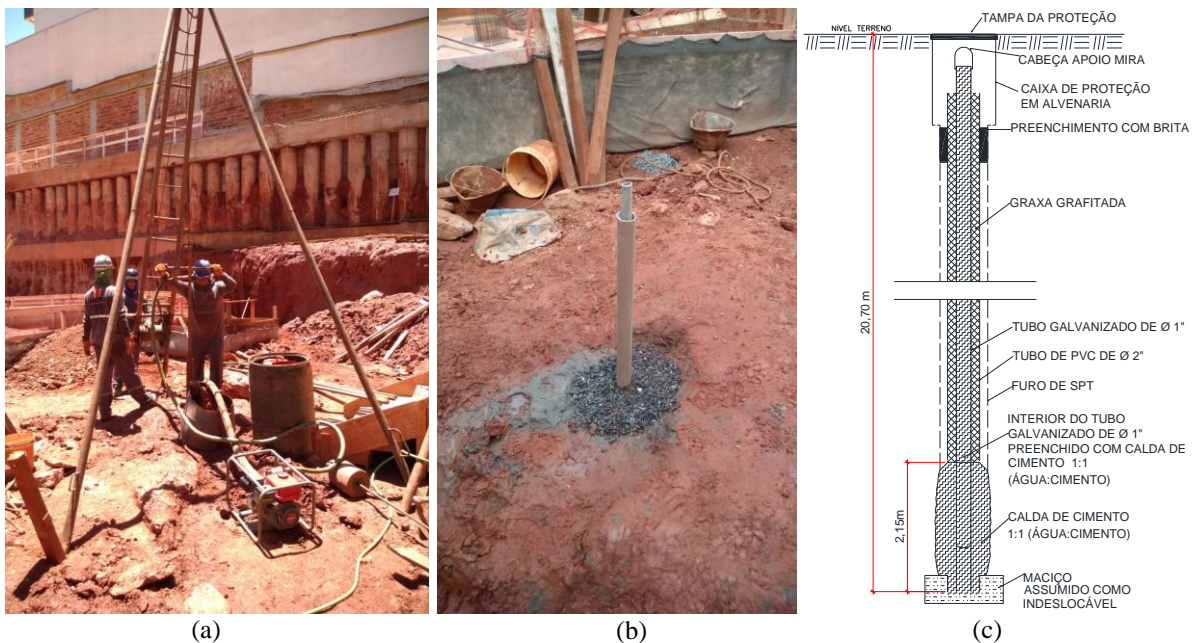


Figura 3.70. Execução e esquema construtivo do RNP: (a) execução do furo com equipamento SPT; (b) vistas dos tubos após a execução do furo do RNP; e (c) esquema executivo do RNP.

No objeto de estudo desta pesquisa devido a geometria da obra e dimensões do terreno, mesmo o RNP estando fora da projeção do edifício, ainda estava dentro da área escavada, assim foram feitas verificações adicionais dos recalques do RNP no 2º subsolo em relação a referenciais de níveis externos (um ponto no meio fio e outro no poste da rua, afastados da obra), a partir de novembro de 2021 (15ª leitura), sendo percebidos diferenças máximas de 1mm, considerando satisfatória a hipótese da ponta do RNP estar em um maciço indeslocável.

O monitoramento de recalques foi executado por nivelamento geométrico de precisão seguindo as prescrições da NBR 13133 (ABNT, 1994) que consiste na obtenção da diferença de nível horizontal de pontos do terreno por meio de um nível e de uma mira instalada verticalmente nos referidos pontos, como mostra esquematicamente a Figura 3.71. Os recalques da estrutura são calculados a partir da diferença dos desníveis entre o RNP e os pinos de referência entre etapas de leituras, de forma que o primeiro nivelamento geométrico definiu um valor inicial (zero absoluto) que é utilizado em todos os nivelamentos subsequentes para definição dos recalques.

O nivelamento foi realizado utilizando o nível óptico automático, marca Geomax, modelo ZDL 700, imagem direta, aumento de 24 vezes e uma mira graduada com código de barras. A utilização da mira com código de barras conduz a eliminação do erro de leitura devido à paralaxe ou erro de anotação, pois a leitura de mira é realizada automaticamente pelo equipamento. A Figura 3.72 mostra o nível Geomax ZDL 700 e da mira com código de barra. O equipamento de nível utilizado possui precisão em duplo nivelamento de 0,7 mm/km entendido pela NBR 13133 (ABNT, 1994) como nível precisão muito alto.

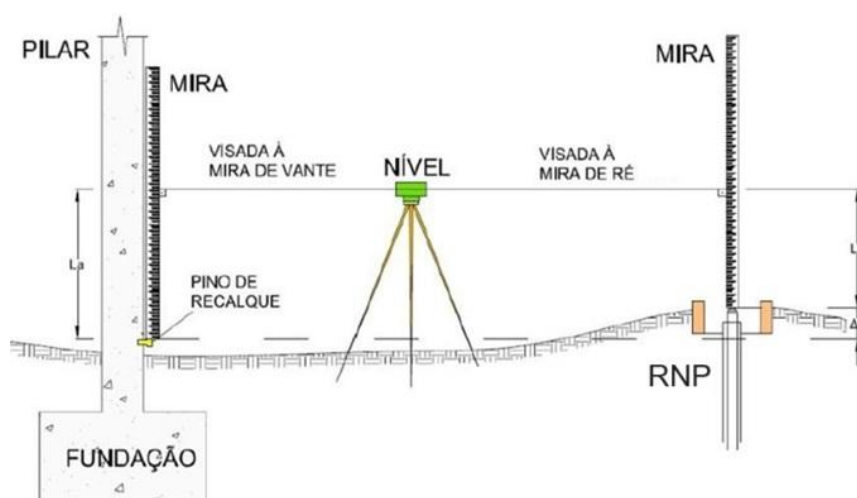


Figura 3.71. Representação do nivelamento geométrico (modificado de Aragão, 2011)

Para minimizar o efeito da curvatura terrestre, a visada a ré e a vante foram sempre inferiores a vinte metros. A verticalidade da mira foi garantida pelo nível de bolha fixado na sua lateral.



Figura 3.72. nível óptico automático e mira utilizados (Fonte: https://geomax.gr/wp-content/uploads/2019/06/GeoMax-ZDL700-BRO_en.pdf acesso em março 2023)

Os recalques medidos no pilar P5 em várias etapas foram comprometidos devido as condições de fixação do pino no pilar, que se mostrou solto, não sendo tomadas leituras pela empresa de topografia responsável, assim os resultados dos recalques do pilar P5 foram desconsiderados.

Os recalques medidos nos pilares ao longo das 24 etapas de leitura são mostrados na Tabela 3.13, que também mostra data de cada uma das etapas. De modo geral pode-se observar que os recalques medidos na etapa 24 foram maiores que os recalques previstos no projeto (Tabela 3.12), o que pode ser justificado pela deficiência do modelo geotécnico e do método numérico adotado na previsão de recalques na fase de projeto.

Na Tabela 3.14 são mostradas as coordenadas dos eixos dos pilares, recalques diferenciais e a distorção angular calculada. Importante ressaltar que apesar dos recalques serem diferentes das previsões de projeto, todas os valores de distorção angular obtidos foram menores que 1/1000, e menores que os valores limites da literatura (Velloso & Lopes, 2011).

Os recalques se desenvolveram na forma de uma bacia, de formato assimétrico em relação ao radier, com maiores valores sobre o perfil A de silte de alta compressibilidade (ver Figura 3.37). Utilizando os resultados da Tabela 3.13 foi possível traçar a evolução da bacia de recalque, como mostrado na Figura 3.73, para um eixo AA' conforme posição mostrada na Figura 3.69, onde foram utilizados os pilares P10, P8, P12, P9, P11. A escolha deste eixo se justifica porque considera os dois tipos de perfis de solo definidos e também porque nele ocorreu os maiores recalques. Na Figura 3.73 foram representadas sete etapas (4°, 7°, 10°, 15°, 18°, 21° e 24°) que foram escolhidas em função de um intervalo de 3 a 5 meses entre etapas.

Para evidenciar as desiguais evoluções dos recalques entre a periferia sobre dois diferentes perfis e região central ao longo do período de construção da obra foi construída a Figura 3.74, onde o comportamento da periferia esquerda, no perfil de silte de alta compressibilidade, é representado pela média de recalques P3, P10, P13, o centro do radier pela média dos recalques P7, P8, P12, e a periferia direita, no perfil de areia siltosa, pela média dos recalques P6, P11, P14.

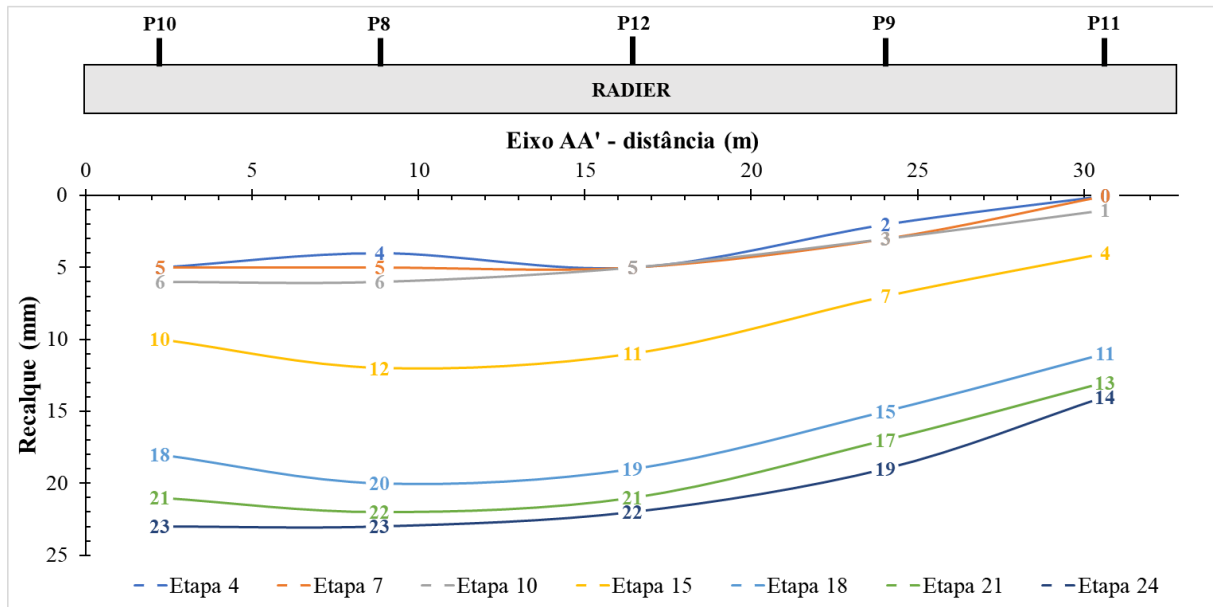


Figura 3.73. Bacias de recalques no edifício SKF

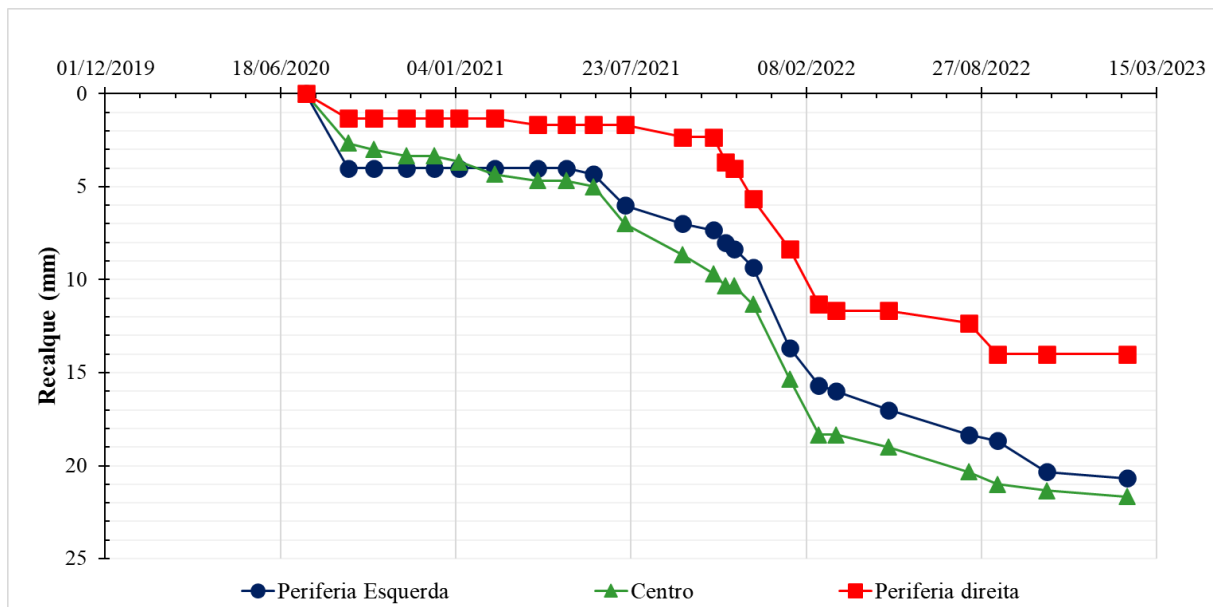


Figura 3.74. Evolução dos recalques monitorados entre periferia e centro do radier.

Tabela 3.13. Recalques medidos nos pilares.

Data	Nº etapa	Recalques medidos (mm)															
		P1	P2	P3	P4	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
17/07/2020	Etapa 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03/09/2020	Etapa 2	1	4	2	4	1	1	3	2	5	0	4	5	3	5	1	3
02/10/2020	Etapa 3	1	4	2	4	1	1	3	2	5	0	5	5	3	5	1	3
09/11/2020	Etapa 4	1	4	2	4	1	1	4	2	5	0	5	5	3	5	1	3
10/12/2020	Etapa 5	1	4	2	4	1	1	4	2	5	0	5	5	3	5	1	3
08/01/2021	Etapa 6	2	4	2	4	1	1	5	3	5	0	5	5	3	5	2	3
17/02/2021	Etapa 7	2	4	2	4	1	3	5	3	5	0	5	5	3	5	2	3
07/04/2021	Etapa 8	3	4	2	4	1	4	5	3	5	1	5	5	3	5	3	4
10/05/2021	Etapa 9	3	4	2	4	1	4	5	3	5	1	5	5	3	5	3	4
10/06/2021	Etapa 10	3	4	2	4	1	4	6	3	6	1	5	5	3	6	3	4
16/07/2021	Etapa 11	3	7	4	8	1	4	9	3	7	1	8	7	3	8	3	6
20/09/2021	Etapa 12	5	7	4	8	2	6	10	5	9	2	10	8	3	9	4	8
25/10/2021	Etapa 13	5	8	5	8	2	6	12	5	9	2	11	8	3	10	4	8
08/11/2021	Etapa 14	7	8	5	8	3	8	12	6	10	4	11	9	4	10	6	8
18/11/2021	Etapa 15	7	8	5	8	3	8	12	7	10	4	11	10	5	11	6	8
09/12/2021	Etapa 16	8	9	6	9	5	9	13	8	11	6	12	11	6	12	8	9
20/01/2022	Etapa 17	13	14	10	14	7	14	16	13	16	8	16	15	10	16	11	13
22/02/2022	Etapa 18	15	16	12	16	11	16	20	15	18	11	19	17	12	18	14	16
14/03/2022	Etapa 19	15	16	12	17	11	16	20	16	18	12	19	18	12	19	14	16
13/05/2022	Etapa 20	15	17	13	17	11	16	21	16	19	12	20	19	12	20	15	17
12/08/2022	Etapa 21	16	18	14	18	12	18	22	17	21	13	21	20	12	20	15	18
14/09/2022	Etapa 22	17	18	15	18	13	19	23	17	21	14	21	20	15	21	16	18
09/11/2022	Etapa 23	17	19	16	19	13	19	23	17	23	14	22	22	15	21	16	18
09/02/2023	Etapa 24	18	21	17	20	13	20	23	19	23	14	22	22	15	21	16	19

Tabela 3.14. Distorção angular e recalques diferenciais nos pilares na Etapa 24.

Coord. X (m)	Coord. Y (m)	Distorção angular	Recalques diferenciais (mm)															
			P1	P2	P3	P4	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
16,64	-1,87	P1		3	1	2	5	2	5	1	5	4	4	4	3	3	2	1
11,48	-5,03	P2	1/2017		4	1	8	1	2	2	7	1	1	6	0	5	2	
-0,15	-7,17	P3	1/17603	1/2955		3	4	3	6	2	6	3	5	5	2	4	1	2
6,47	-6,90	P4	1/5675	1/5351	1/2205		7	0	3	1	3	6	2	2	5	1	4	1
28,27	-7,17	P6	1/2556	1/2115	1/7103	1/3115		7	10	6	10	1	9	9	2	8	3	6
14,06	-10,39	P7	1/4453	1/5950	1/4855	-	1/2081		3	1	3	6	2	2	5	1	4	1
6,47	-12,73	P8	1/2976	1/4593	1/1439	1/1943	1/2250	1/2649		4	0	9	1	1	8	2	7	4
21,66	-12,73	P9	1/11962	1/6379	1/11248	1/16270	1/1439	1/7946	1/3798		4	5	3	3	4	2	3	0
-0,15	-13,61	P10	1/4097	1/7223	1/1073	1/3140	1/2913	1/4855	-	1/5454		9	1	1	8	2	7	4
28,27	-13,61	P11	1/4130	1/2693	1/9710	1/3802	1/6435	1/2427	1/2424	1/1334	1/2424		8	8	1	7	2	5
14,06	-14,77	P12	1/3289	1/10073	1/3222	1/5469	1/1790	1/2188	1/7864	1/2621	1/6668	1/1782		0	7	1	6	3
-0,15	-18,36	P13	1/5882	1/17685	1/2237	1/6615	1/3392	1/8143	1/8683	1/7505	1/7864	1/3601	-		7	1	6	3
28,27	-18,36	P14	1/6725	1/3572	1/15266	1/4926	1/5593	1/3257	1/2814	1/2171	1/2814	1/4750	1/2093	1/4059		6	1	4
6,47	-19,34	P15	1/6739	-	1/3461	1/12440	1/3121	1/11734	1/3305	1/8283	1/4341	1/3220	1/8864	1/6682	1/3637		5	2
21,66	-19,34	P16	1/9088	1/3511	1/24965	1/4908	1/4615	1/2934	1/2367	1/2203	1/2367	1/4374	1/1477	1/3637	1/6682	1/3038		3
14,06	-19,64	P17	1/17956	1/7417	1/9449	1/14832	1/3150	1/9245	1/2567	-	1/1653	1/3086	1/1623	1/4754	1/3566	1/3800	1/5063	

3.4 MODELAGEM NUMÉRICA

Foram executadas modelagens numéricas para representar o comportamento da obra com vistas ao processo de escavação e posterior carregamento devido a construção do edifício. Primeiro, em condições 2D simplificadas para definição de parâmetros adequados aos modelos constitutivos propostos, como simulação dos ensaios de laboratório e de provas de carga, e segundo em condição 3D, utilizando todos os parâmetros ajustados, para simular o problema real.

O principal objetivo deste subitem é definir um modelo geotécnico que represente o perfil geotécnico (perfil A e B) mostrado na Figura 3.37, com a escolha adequada dos parâmetros de deformabilidade e resistência para as camadas de solo, considerando o grande número de resultados de ensaios. Assim na Figura 3.75 mostra um fluxograma que define as etapas da metodologia utilizada para a obtenção, calibração e validação dos parâmetros geotécnicos utilizados.

Nas modelagens numéricas da presente tese, foram considerados os modelos constitutivos descritos nos subitens 2.4.3.1 a 2.4.3.3, sendo o modelo elástico linear (EL) aplicado nos elementos de concreto, o modelo Mohr-Coulomb (MC) na camada de solo escavado e o modelo *Hardening Soil* (HSM) nas camadas de solo restantes. A utilização do HSM para análise do comportamento dos solos do estudo de caso foi definida com base na experiência acumulada por trabalhos em solos semelhantes, como os de Rebolledo et al. (2019b) e Bernardes et al. (2021).

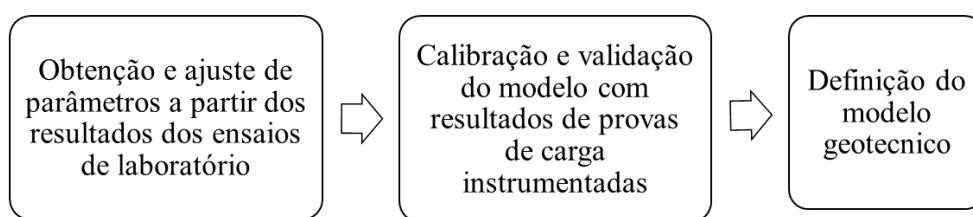


Figura 3.75. Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição do modelo geotécnico.

3.4.1 Obtenção e ajuste de parâmetros a partir dos ensaios de laboratório

A obtenção inicial de parâmetros geotécnicos necessários para reproduzir o comportamento do solo, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HSM), foi realizada com a ferramenta *Soil Test* do programa Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2014a). Essa obtenção foi feita a partir dos ensaios de caracterização mecânica do solo, empregando os resultados do

ensaio triaxial CD e do ensaio de adensamento, calibrando os parâmetros em função dos resultados obtidos. Os resultados dos ensaios refletem a camada do solo abaixo do radier: no perfil A, temos a camada de silte de alta plasticidade roxo (MH), e no perfil B, para a camada de areia siltosa marrom (SM).

Inicialmente foram definidas as seguintes diretrizes para a simulação dos ensaios utilizando a ferramenta *Soil test*, sendo esta metodologia semelhante à proposta por García (2021):

- 1) Preferencialmente os parâmetros de resistência foram adotados a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial CD (ϕ' e c' para os ensaios realizados em condição saturada, e ϕ e c para os ensaios realizados em condição natural, sem controle de sucção), sendo também utilizados secundariamente resultados de ensaios de cisalhamento direto;
- 2) O peso específico natural do solo, γ_{nat} , foi determinado a partir das amostras de ensaios triaxiais, cisalhamento direto e adensamento;
- 3) O módulo de rigidez E_{50}^{ref} foi determinado a partir do ensaio triaxial para p_{ref} de 100kPa;
- 4) O ψ se determinou a partir da deformação volumétrica dos ensaios triaxiais;
- 5) As variáveis iniciais e_0 (índice de vazios inicial) e OCR (razão de sobreadensamento) foram obtidas a partir dos dados referentes ao ensaio de adensamento e triaxial CD;
- 6) $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ foi obtido a partir do ensaio de adensamento para p_{ref} de 100kPa
- 7) $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ foi obtido a partir de formulação empírica $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3 - 5E_{50}^{\text{ref}}$ (Cheng & Lucarelli, 2016; Obrzud & Truty, 2018);
- 8) O expoente de ajuste, m , da lei de potência que relaciona o módulo de rigidez e a tensão confinante é considerado um valor próximo de 1,0 para materiais argilosos e 0,5 para solos arenosos (Brinkgreve et al., 2014a);
- 9) V_{ur} foi utilizado um valor de referência de 0,2 (Cheng & Lucarelli, 2016; Obrzud & Truty, 2018);
- 10) O coeficiente K_0 foi obtido a partir da fórmula de Jaky (1944) (Kulhawy & Mayne, 1990);
- 11) O coeficiente da equação hiperbólica, R_f , foi calculado das curvas tensão desvio versus deformação dos ensaios triaxiais.

Nos subitens a seguir são demonstrados os resultados das simulações numéricas dos ensaios de compressão triaxial e adensamento unidimensional.

3.4.1.1 Ajuste de parâmetros a partir dos resultados de ensaios de compressão triaxial

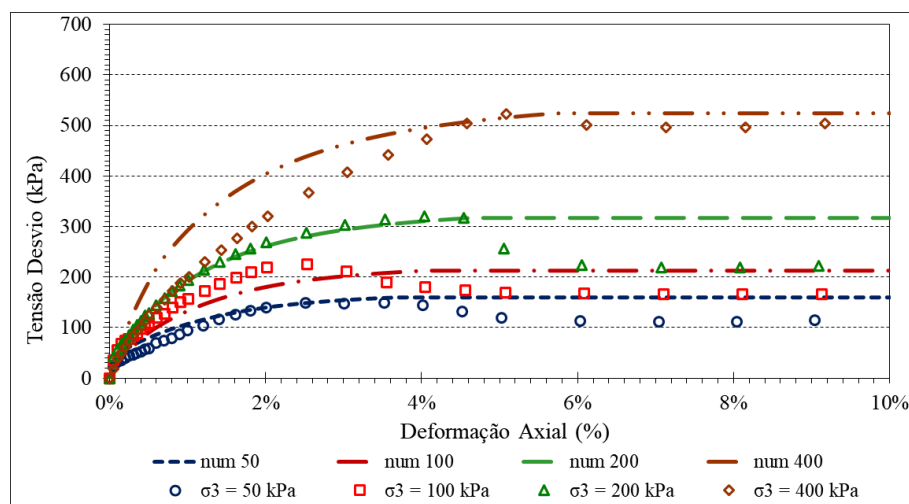
Os resultados dos ajustes dos parâmetros para as simulações dos ensaios triaxiais para as amostras indeformadas AI-2, AI-3 e AI-5 são resumidas na Tabela 3.15. Os gráficos com os resultados das simulações numéricas dos parâmetros ajustados e dos valores experimentais dos ensaios em termos da tensão desviadora *versus* deformação axial e variação específica de volume *versus* deformação axial, são apresentados nas Figura 3.76, Figura 3.77 e Figura 3.78, respectivamente, AI-2 de solo areia siltosa marrom na condição saturada, AI-3 de solo silte de alta plasticidade roxo na condição natural, e AI-5 de solo de silte de alta plasticidade roxo na condição saturada.

A Figura 3.76 mostra que o modelo HSM foi capaz de simular o comportamento da areia siltosa marrom de modo razoável no ensaio triaxial CD. Foi possível demonstrar a dependência entre E_{50} e σ_3' com a utilização de um expoente $m = 0,5$. Também como a equação hiperbólica conseguiu representar a relação entre os acréscimos de tensão desviadora e a deformação axial, em exceção para a tensão confinante igual a 400 kPa, onde os valores experimentais não mostram aumentos significativos de rigidez do solo, como esperado pela simulação numérica. Cabe ressaltar que o comportamento dilatante foi notado somente para tensões confinantes de 50 e 100 kPa (ver Figura 3.76 (b)), assim nas simulações foi utilizado um ângulo de dilatância somente para estes níveis de tensão, e nos demais o ângulo adotado foi zero.

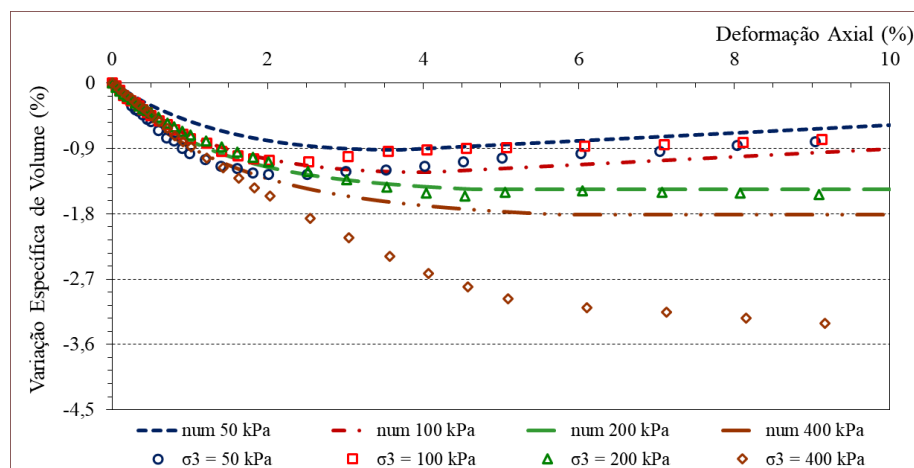
Tabela 3.15. Parâmetros do HSM utilizados nas simulações numéricas dos ensaios triaxiais.

Parâmetro	AI-2	AI-3	AI-5
ϕ ou ϕ' (°)	20	23	26
c ou c' (kPa)	38	56	29
E_{50}^{ref} (MPa)	20,0	10,0	7,0
E_{oed}^{ref} (MPa)	9,0	8,0	3,55
E_{ur}^{ref} (MPa)	41,0	30,0	27,0
γ_{nat} (kN/m ³)	18,5	16,0	16,5
m	0,5	1,0	0,5
V_{ur}	0,2	0,2	0,2
ψ (°)	1,5	0	0
R_f	0,9	0,9	0,9

Para o ensaio triaxial CD na amostra AI-3, de silte de alta plasticidade roxo, na condição natural, o ajuste de parâmetros para que a solução numérica representasse os resultados experimentais, foi mais difícil, como mostrado na Figura 3.77. Os resultados foram considerados razoáveis para tensões confinantes menores, iguais a 50 kPa e 100 kPa. As simulações numéricas não conseguiram representar a diminuição significativa da rigidez do solo para tensões confinantes de 200 e 400 kPa, com hipótese provável de que a estrutura do solo siltoso tenha sido modificada durante a fase de consolidação. Além disso, deve-se considerar que a condição de ensaio natural (não saturada) torna o comportamento do solo mais complexo devido a ocorrência de sucção não monitorada.



(a)



(b)

Figura 3.76. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-2: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.

É possível considerar pouco provável que no solo próximo ao contato com o radier ocorra valores de tensão confinante maiores que 200 kPa, de modo que a diminuição do módulo

de rigidez do solo com o aumento da tensão confinante, como mostrado na Figura 3.77, não deve influenciar a mobilização do radier.

Para o ensaio triaxial CD na amostra AI-5, de silte de alta plasticidade roxo, na condição saturada, como mostrado na Figura 3.78 (a) e (b), foi possível estabelecer um bom ajuste de parâmetros, de modo que a solução numérica representa razoavelmente os valores experimentais para todas as tensões confinantes do ensaio. Foi considerada a tensão de pré adensamento de 300 kPa, como previsto, nos resultados na Tabela 3.8. Para os ajustes foram adotados os menores valores E_{50} e E_{oed} (Tabela 3.15), onde pode-se concluir o aspecto mais compressível relacionado a camada de silte de alta plasticidade roxo.

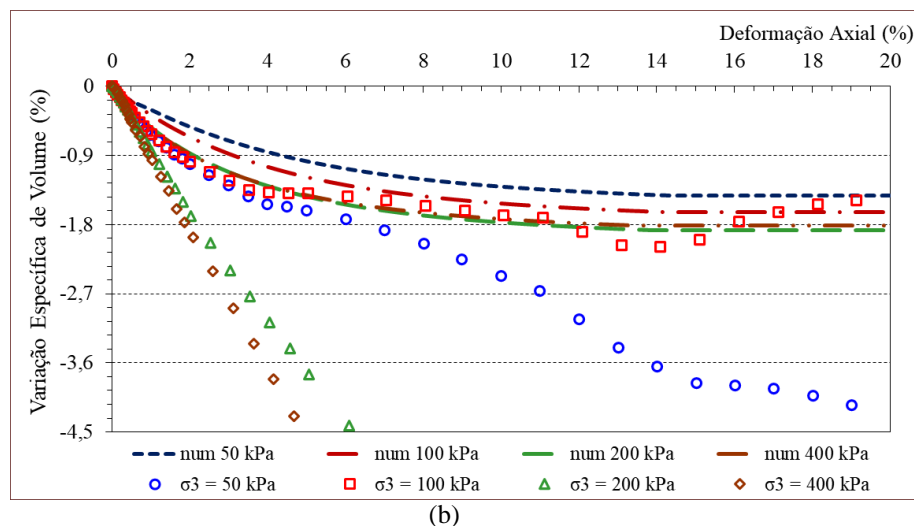
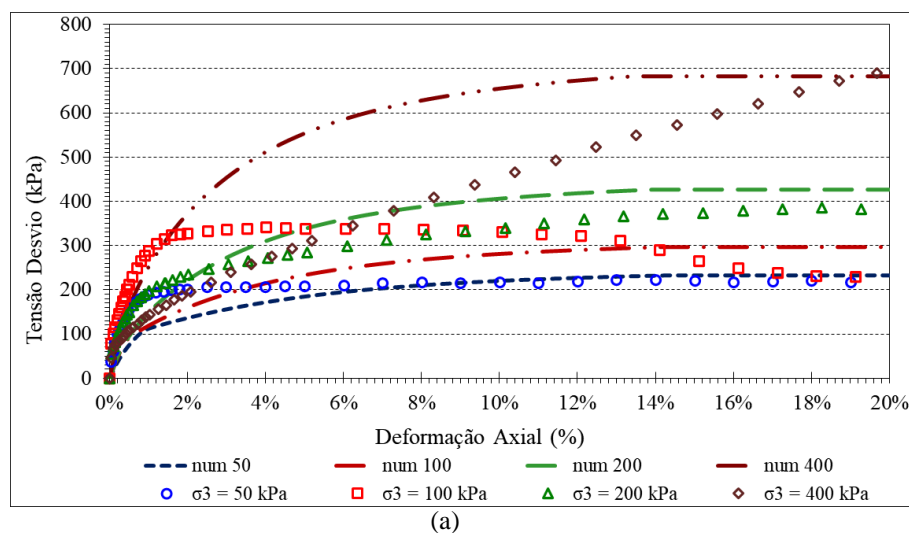


Figura 3.77. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-3: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.

Em todas as simulações numéricas realizadas, o modelo de ruptura de Mohr-Coulomb utilizado pelo HSM para determinar a tensão desviadora máxima mostrou-se assertivo em

relação ao comportamento do solo, conforme os resultados dos ensaios de compressão triaxial. Contudo, cabe destacar que, no ensaio triaxial CD para a amostra de silte de alta plasticidade roxo, nas tensões confinantes de 200 kPa e 400 kPa, o nível de deformação axial necessário para atingir a tensão desviadora de pico foi consideravelmente elevado, tanto para AI-3 quanto para AI-5 (ver Figura 3.77 e Figura 3.78), alcançando valores superiores a 10%. Esse comportamento divergente foi um ponto significativo entre os resultados medidos e as simulações numéricas para a amostra AI-3. Para a areia siltosa marrom, em todos os níveis de tensões confinantes, observou-se a ocorrência de uma tensão desviadora de pico seguida por uma tensão residual, que se manifestaram para deformações axiais entre 2% e 5% (ver Figura 3.76).

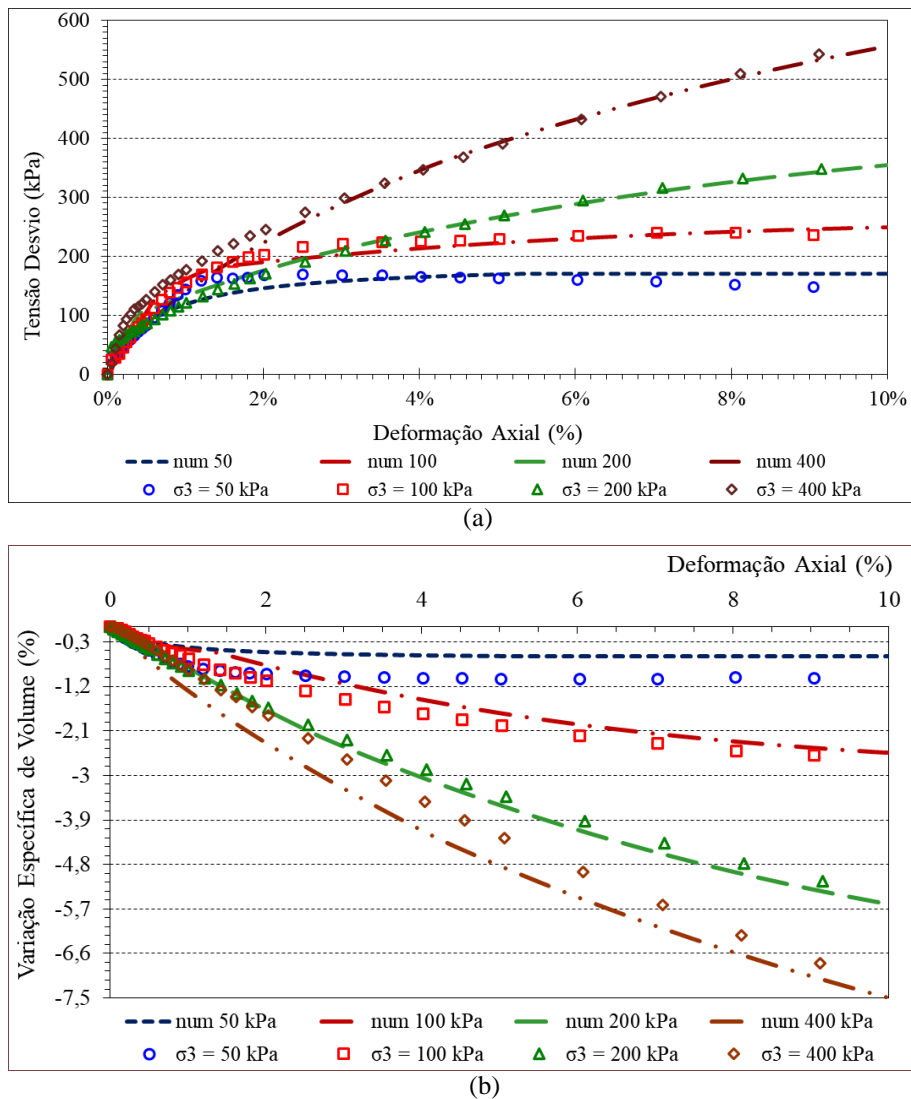


Figura 3.78. Resultados dos ensaios triaxiais e simulações numéricas para AI-5: (a) Tensão desviadora x deformação axial (b) variação específica de volume x deformação axial.

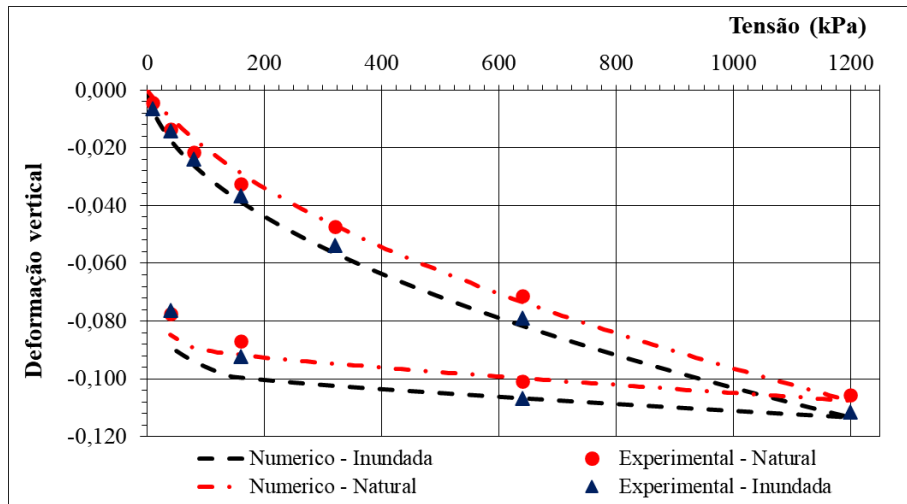
3.4.1.2 Ajuste de parâmetros a partir dos resultados de adensamento unidimensional

Foram realizadas simulações numéricas para ajustar os parâmetros obtidos a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional das amostras indeformadas AI-1, AI-3 e AI-4, conforme o resumo apresentado na Tabela 3.16. As Figura 3.79(a), (b) e (c) mostram os gráficos com os resultados das simulações numéricas dos parâmetros ajustados e dos valores experimentais dos ensaios em termos da tensão aplicada em função da deformação vertical. Esses gráficos correspondem, respectivamente, a AI-1 (areia siltosa marrom nas condições natural e inundada), AI-3 (silte de alta plasticidade roxo na condição inundada) e AI-4 (areia siltosa marrom nas condições natural e inundada).

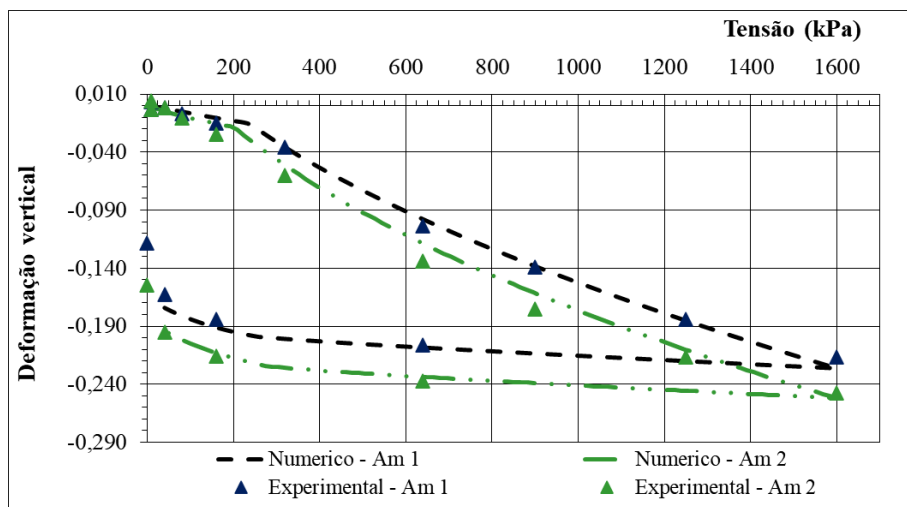
Tabela 3.16. Parâmetros do HSM ajustados nas simulações numéricas dos ensaios de adensamento unidimensional.

Parâmetro	AI-1		AI-3		AI-4	
	inundado	natural	inundado	inundado	inundado	natural
c ou c' (kPa)	1,86	27,3	21,4	21,4	1,6	36,7
ϕ ou ϕ' (°)	30	34	29	29	30	31
E_{50}^{ref} (MPa)	5,0	5,2	7,0	4,0	5,0	6,0
E_{oed}^{ref} (MPa)	4,3	4,5	3,55	3,0	4,0	4,0
E_{ur}^{ref} (MPa)	24,0	25,0	27,0	24,0	24,0	25,0
γ_{nat} (kN/m ³)	17,0	17,5	15	15	19	19
m	0,5	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5
e_0	0,68	0,72	1,58	1,54	0,75	0,76
σ_{pa} (kPa)	0	0	250	200	0	0

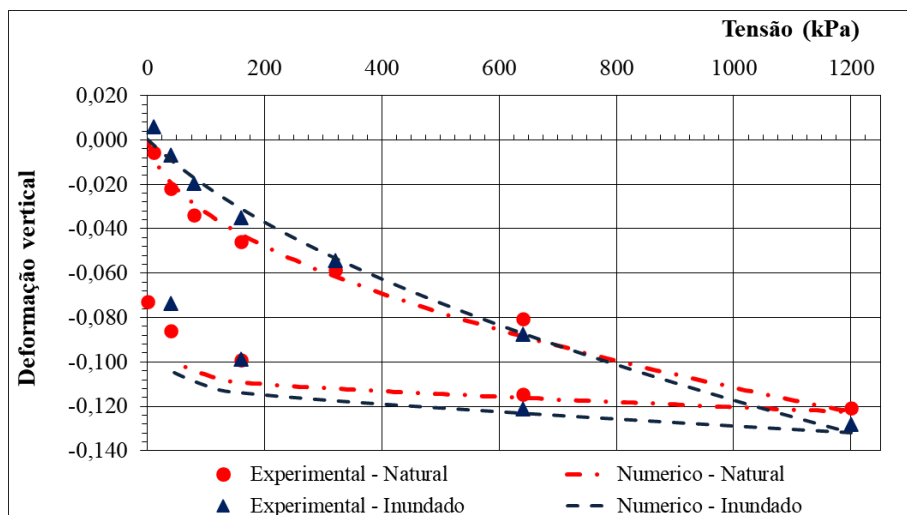
De modo geral, as simulações numéricas dos ensaios realizadas com ajustes dos parâmetros apresentaram boa concordância com os resultados experimentais. Os ajustes dos parâmetros conduziram a valores baixos dos módulos de rigidez, como mostra a Tabela 3.16. Todavia os valores determinados para a amostra AI-3 na condição inundada no ensaio de adensamento, são muito próximos aos obtidos para a amostra AI-5 na condição saturada no ensaio triaxial (ver Tabela 3.15), o que mostra coerência por serem ambas formadas por silte de alta plasticidade roxo.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.79 Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional e simulações numéricas: (a) AI-1; (b) AI-3; e (c) AI-4.

Nas simulações numéricas das amostras AI-1 e AI-4 de areia siltosa marrom, o melhor ajuste da curva foi obtido assumindo a tensão de pré-adensamento nula, o que é coerente em relação ao tipo de solo, mas contradiz os resultados da Tabela 3.8 onde foi possível interpretar uma tensão de pré-adensamento através dos métodos clássicos da literatura.

O processo de calibração dos parâmetros geotécnicos mostrou-se iterativo e dependente de ajustes de vários parâmetros, em função de que as alterações dos parâmetros deveriam ser razoáveis para representar o comportamento dos solos nos ensaios triaxiais e de adensamento, para um mesmo bloco de amostra indeformada. Ao final, deve-se buscar um valor médio que possa representar o comportamento para o solo de silte de alta plasticidade roxo (AI-3 e AI-5) e para o solo de areia siltosa marrom (AI-1, AI-2 e AI-4).

Ocorreu uma variabilidade dos resultados dos ensaios que podem conduzir os parâmetros ajustados a valores divergentes dos reais possíveis, este problema pode ser resolvido através de um número maior de ensaios, para estabelecer um comportamento médio, ou perceber uma tendência, ou ainda, através de outras formas de ajustes como, por exemplo, de retroanálise de provas de carga estáticas instrumentadas.

3.4.2 Ajuste, calibração e validação de parâmetros com resultados de provas de carga estática instrumentadas

Os ensaios de laboratório de caracterização mecânica determinaram um conjunto de parâmetros geotécnicos que estão restritos à camada próxima a base do radier. Ou seja, para as camadas mais profundas os parâmetros devem ser estimados, ou ajustados, de outra forma. Ainda deve-se levar em consideração que os parâmetros determinados em ensaios de laboratório podem ser afetados por fatores de amostragem, moldagem, perturbação e representatividade. Também, que podem não levar em consideração condições de campo intrínseca a heterogeneidade do solo ou condições de execução das fundações.

Assim nesta tese para obter os ajustes dos parâmetros para condição de campo foram utilizados os resultados das provas de carga instrumentadas, partindo em parte dos parâmetros do solo determinados pelos ajustes dos ensaios de laboratório e dos parâmetros obtidos pelos ensaios de PMT utilizando a metodologia desenvolvida por Bernardes et al. (2021). De modo que os parâmetros das várias camadas foram ajustados utilizando retroanálise dos resultados das provas de carga instrumentada, para que o modelo numérico consiga representar a curva carga recalque do ensaio e as cargas medidas nos vários níveis pela instrumentação.

A partir dos perfis A e B mostrados na Figura 3.37, foi proposta uma maior divisão das camadas, com a inserção de subcamadas do mesmo material classificado, visando um melhor ajuste dos parâmetros geotécnicos para representar o comportamento das retroanálises das PCE's. Isso é ilustrado na Figura 3.80, onde o perfil A é utilizado para as simulações considerando a PCE-01 e o perfil B para as simulações com a PCE-03. Em ambos os perfis, foi considerado o nível de água em uma posição média (12,9 m) em relação à variação anual observada. Como comentado anteriormente, os resultados da PCE-02 não foram utilizados, pois foram afetados pela rotação do bloco e pela aplicação de cargas excêntricas durante o ensaio.

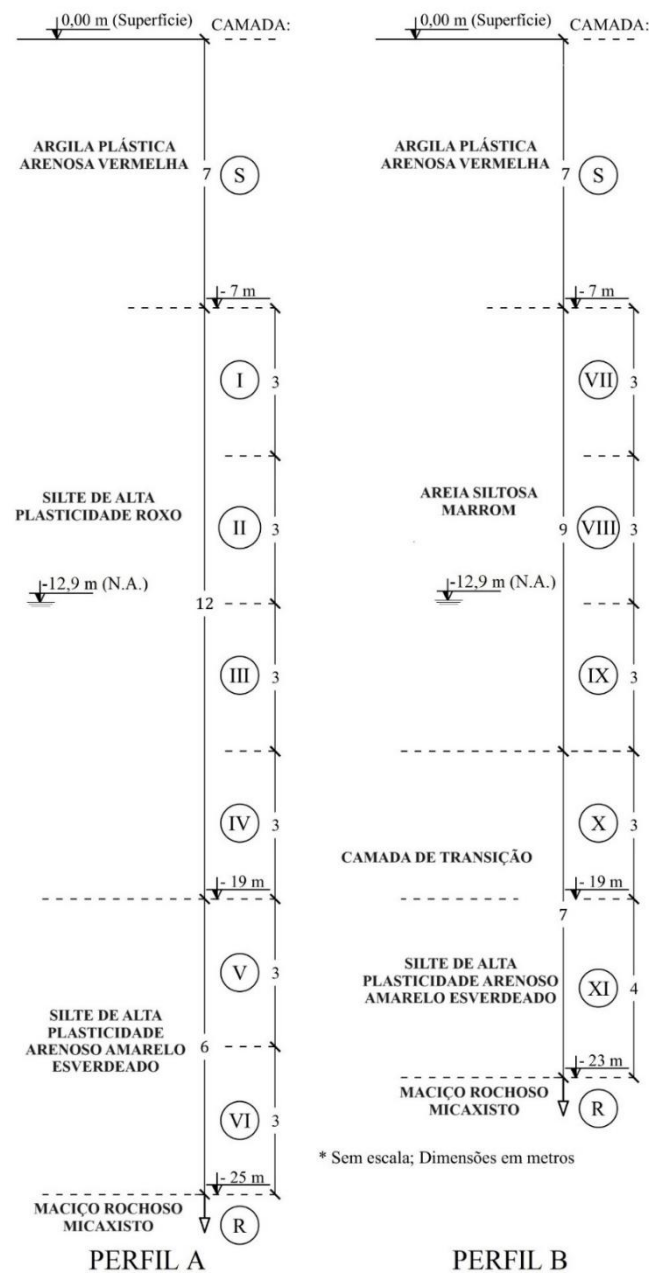


Figura 3.80 Perfis geotécnicos utilizados nas simulações numéricas no perfil A para a PCE-01, e no perfil B para a PCE-03.

As provas de carga estática foram simuladas no Plaxis 2D, considerando condições de análise Axissimétricas (*Axisymmetric analysis*). Se iniciou a partir das camadas definidas e dos parâmetros de solo obtidos nos ensaios. Foram utilizados elementos triangulares de quinze nós para representar o solo e as estacas, e foram considerados elementos de interface com 5 pares de nós, ao redor da base e ao longo do fuste da estaca com extensão além da ponta de 25cm, como mostrado na Figura 3.81, para a estaca PCE-01, no perfil A.

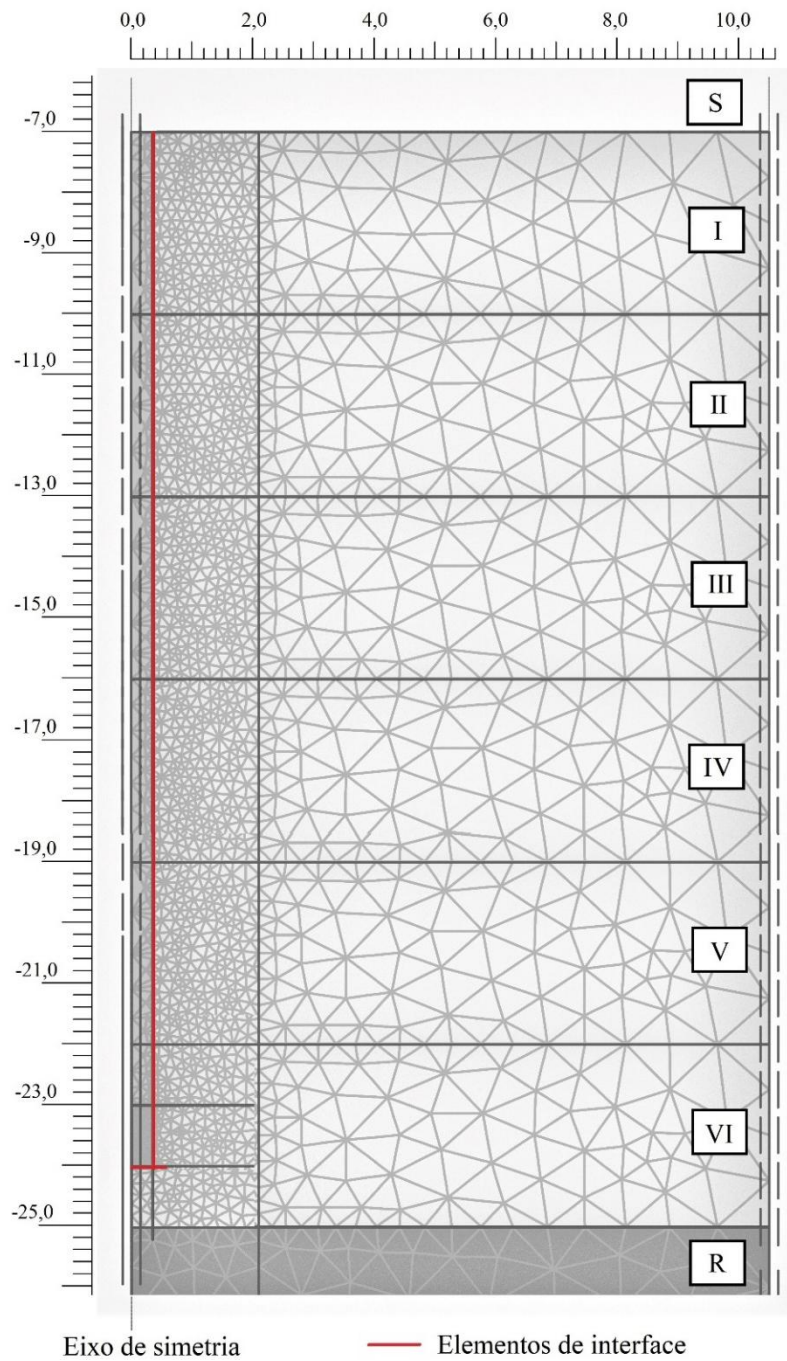


Figura 3.81 Elementos finitos da análise axissimétrica utilizados na PCE-01.

Como apresentado nos trabalhos de DeJong et al. (2006), Yang et al. (2010) e Jardine et al. (2013), também foi considerado a resistência da interface definida pelo critério de Coulomb, com parâmetros de resistência iguais aos do solo adjacente. A utilização deste tipo de elementos permite considerar a ocorrência de deslocamentos relativos na interface estaca-solo, e propicia uma melhor distribuição das tensões nos vértices do contato estaca-solo.

O domínio do problema foi assumido no eixo y como dois metros no maciço rochoso, e no sentido radial foi adotado um limite de quinze vezes o diâmetro, este limite é sugerido por Sales et al. (2010) e Sales & Curado (2018) para simulações em elementos finitos em 3D. Para o solo escavado foi utilizado o modelo constitutivo MC, para o maciço de solo restante o modelo HSM e para o concreto e rocha o modelo EL. Foi aplicado um fator para aumentar a densidade da malha (*coarseness factor*) na estaca e em regiões próximas a interface. A Figura 3.81 mostra a malha utilizada e as diferentes densidades de malhas para elementos próximos ao fuste e ponta da estaca, numa distância radial igual a três vezes o diâmetro.

Nas simulações numéricas não foi considerada a geração de excesso de pressão neutra sendo realizadas análises em regime drenado. As tensões geostáticas foram inicialmente determinadas considerando a presença de uma camada superficial de argila arenosa (camada S na Figura 3.80). Em seguida, foi simulada a escavação dos subsolos da obra até o nível de -7 metros, removendo a camada de solo superficial. Na etapa de inserção da estaca, o material dentro do seu contorno foi substituído por concreto, que foi modelado como um material linear elástico (LE) com módulo de Young de 40 GPa, determinado pela instrumentação da PCE. Sendo adotados um peso específico de 24 kN/m³ e um coeficiente de Poisson de 0,15. Por fim, foi simulada a prova de carga aplicando-se uma carga uniformemente distribuída no topo da estaca, seguindo um processo incremental equivalente aos estágios de carga da PCE executada.

Os resultados dos parâmetros geotécnicos ajustados são mostrados na Tabela 3.17 para a PCE-01 instalada no perfil A da Figura 3.80. Os valores utilizados para os parâmetros de coesão efetiva (c'), ângulo de atrito efetivo (ϕ') e peso específico natural (γ_{nat}) das camadas I a IV foram coerentes aos obtidos pelos ensaios de compressão triaxial nas amostras AI-3 e AI-5 (Tabela 3.9).

Para PCE-03 instalada no perfil B (Figura 3.80) os parâmetros geotécnicos ajustados constam na Tabela 3.18. Os valores c' e γ_{nat} das camadas VII e VIII foram definidos a partir dos resultados do ensaio de compressão triaxial da amostra AI-2 (Tabela 3.9), ao passo que os valores de ϕ' das camadas VII a X foram definidos a partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Tabela 3.6), que forneceram um melhor ajuste. A justificativa da utilização dos resultados do ensaio de cisalhamento direto ao invés dos resultados triaxial se deve a melhor

representação do atrito na interface estaca-solo, uma vez que o plano de ruptura pré-definido no ensaio de cisalhamento direto teve a mesma direção relativa verificada para a interface estaca-solo em relação às estruturas residuais do solo (Figura 3.11 (b)).

Os valores de m foram definidos a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional, como mostrado na Figura 3.31, sendo adotados entre 0,5 e 0,6 para as camadas de areia siltosa marrom (V até XI, na Figura 3.80 (a)), e igual a 1,0 para as camadas de silte de alta plasticidade roxo (I até IV, na Figura 3.80 (b)).

Tabela 3.17. Parâmetros ajustados a partir de PCE-01 para o Perfil A.

Camada	Cotas (espessura)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	γ (kN/m ³)**	m	Modelo constitutivo***
S	0 a -6,5 (6,5m)	10	30	18,7*	16	-	MC
I	-6,5 a -10 (3,5m)	56	23	22,9	15,5	1,0	HS
II	-10 a -13 (3,0m)	56	23	23,3	15,5	1,0	HS
III	-13 a -16 (3,0m)	58	26	19,5	18	1,0	HS
IV	-16 a -19 (3,0m)	58	26	77,3	18	1,0	HS
V	-19 a -22 (3,0m)	64	34	150,5	19	0,5	HS
VI	-22 a -25 (3,0m)	70	36	150,5	20	0,5	HS
R	-25 a -27 (2,0m)	-	-	1000*	22,5	-	LE

Notas: * Modulo de elasticidade unidirecional de Young; ** de 0 a 13m peso específico natural e entre 13 a 27m peso específico saturado; *** MC - Mohr-Coulomb, HS – Hardening Soil, LE – Linear Elástico.

Tabela 3.18. Parâmetros ajustados a partir de PCE-03 para o Perfil B.

Camada	Cotas (espessura)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	γ (kN/m ³)**	m	Modelo constitutivo***
S	0 a -6,5 (6,5m)	10	30	18,7*	16	-	MC
VII	-6,5 a -10 (3,5m)	38	31	46,70	17	0,5	HS
VIII	-10 a -13 (3,0m)	38	31	33,80	17,5	0,5	HS
IX	-13 a -16 (3,0m)	50	31	21,60	20	0,6	HS
X	-16 a -19 (3,0m)	60	33	77,30	20	0,5	HS
XI	-19 a -23 (3,0m)	70	36	150,5	20	0,5	HS
R	-23 a -25 (2,0m)	-	-	1000*	22,5	-	LE

Notas: * Modulo de elasticidade unidirecional de Young; ** de 0 a 13m peso específico natural e entre 13 a 27m peso específico saturado; *** MC - Mohr-Coulomb, HS – Hardening Soil, LE – Linear Elástico.

Para a camada de Silte de alta plasticidade arenoso de colocação amarela esverdeada, presente em ambos os perfis na Figura 3.80, não foi possível determinar os parâmetros a partir dos ensaios de laboratório de caracterização mecânica. Assim os parâmetros de resistência foram ajustados nas retroanálises das PCEs utilizando correlações empíricas (Décourt, 1989) com os resultados dos ensaios SPT, mantendo a razoabilidade dos parâmetros do solo conforme

a experiência obtida em trabalhos científicos envolvendo o solo da região (Ortigão et al., 1996; Rebolledo et al., 2019b; Bernardes et al., 2021).

Inicialmente os valores de rigidez utilizados nas simulações das PCE's foram os obtidos a partir das retroanálises dos ensaios de compressão triaxial (Tabela 3.9), sendo complementados e ajustados com os resultados dos ensaios pressiométricos, que mostraram boa concordância em relação aos primeiros. Para tal, foi considerado que o $E_{m\acute{a}x}$ determinado nos ensaios de PMT, mostrada na Figura 3.16, seja equivalente ao módulo tangente inicial do solo no modelo HSM, conforme demonstrado por Bernardes et al., (2021). Assim para a PCE-01 foram utilizados os ensaios pressiométricos PMT-03 e PMT-05 para ajustar o parâmetro E_{50}^{ref} , e para a PCE-03 os ensaios PMT-04 e PMT-05.

Para as camadas profundas, na PCE-01 camadas V e VI e na PCE-03 camada XI, devido à ausência de resultados de PMT, foi adotado um modulo de aproximadamente duas vezes o valor da camada adjacente superior, confirmado com as retroanálises das PCE's. Também nestas camadas, o valor do parâmetro E_{oed}^{ref} foi assumidos similar ao valor de E_{50}^{ref} , e o valor de E_{ur}^{ref} foi estimado como três vezes o valor de E_{50}^{ref} , seguindo o dituido no subitem 3.4.1.

O coeficiente de empuxo em repouso (K_0), foi obtido pela Equação 3.1 (Mayne & Kulhawy, 1982), utilizando o coeficiente de empuxo em repouso normalmente adensado (K_0^{nc}) calculado pela formula de Jaki, e a razão de sobreadensamento (OCR). Os resultados assim calculados mostraram razoável proximidade com os valores de coeficiente de empuxo obtidos pelos ensaios pressiométricos, como consta na Figura 3.82, que demonstra que a solução teórica consegue representar o problema, e assim definir o parâmetro em profundidades aonde não foi possível realizar o ensaio PMT.

$$K_0 = K_0^{nc} \cdot OCR^{sen\varphi} \quad (3.1)$$

Os valores de OCR foram calculados a partir das tensões de pré-adensamento obtidas nos ensaios de adensamento unidimensional e das tensões geostáticas, determinadas com base nos resultados do peso específico natural, conforme apresentado na Tabela 3.8.

Entretanto, os resultados dos ensaios se restringem a uma camada de solo próxima à base do radier (cota -11,50). Para estimar o OCR em camadas mais profundas, foram consideradas as soluções apresentadas nos trabalhos de Hosseinpour et al., (2017) e Pegah & Liu (2020), que apontam uma tendência de diminuição dos valores de OCR com o aumento da profundidade para uma mesma camada de solo.

O parâmetro OCR é especialmente importante para a camada de solo abaixo da base da estaca, pois, no modelo HSM, ele é utilizado para definir o tamanho da superfície de

plastificação e a posição do 'cap'. Esse parâmetro determina o nível de tensão a partir do qual ocorrem deformações plásticas, predominantemente resultantes de trajetórias de compressão isotrópica (Brinkgreve et al., 2014b).

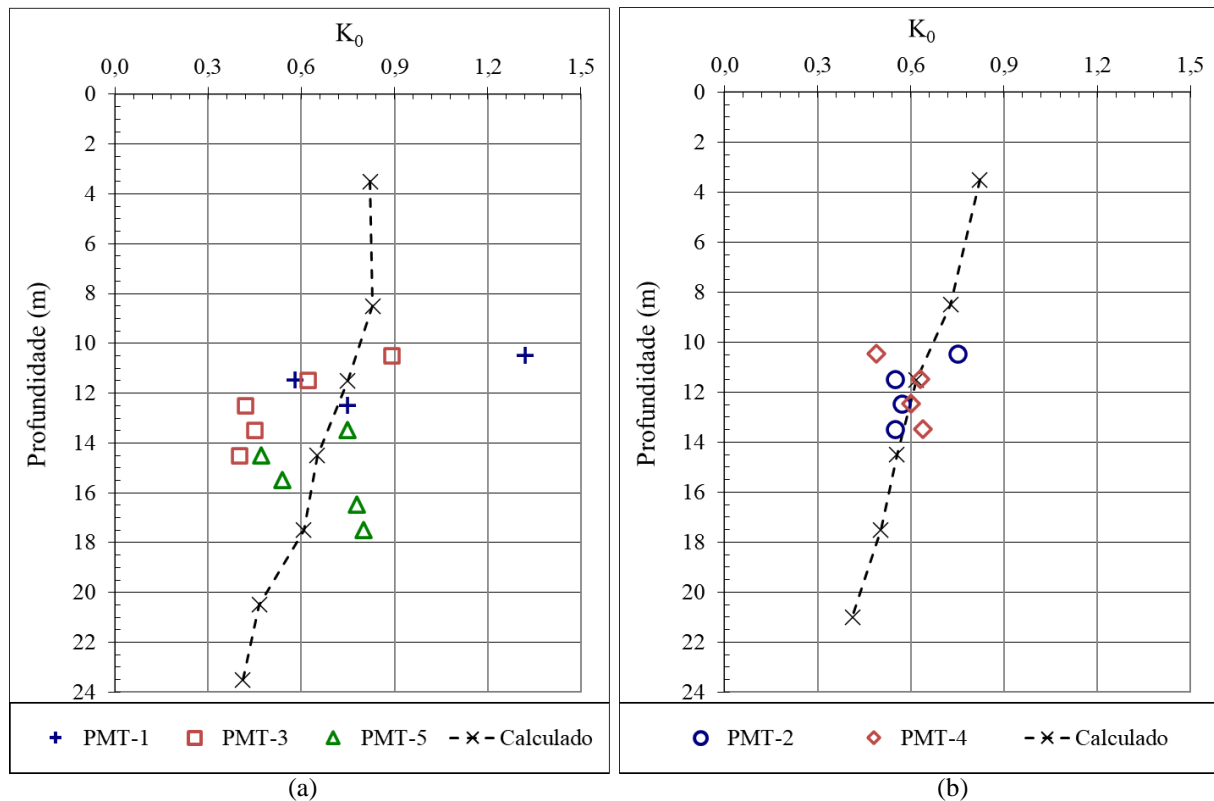


Figura 3.82. Comparação entre valores K_0 medidos pelos ensaios pressiométricos e valores calculados utilizados nas retroanálises: (a) no perfil A para a PCE-01; e (b) no perfil B para a PCE-03.

Nas retroanálises das PCE's, os valores do ângulo de dilatância (ψ) foram adotados como zero em todas as análises, o que é justificado pelo fato de o comportamento dilatante ter sido observado apenas sob duas tensões confinantes em uma única amostra (amostra AI-2, na Figura 3.33). Além disso, foram assumidos valores constantes para o coeficiente de Poisson de recompressão (ν_{ur}), a tensão de referência (p_{ref}) e a relação de ruptura (R_f), sendo esses valores 0,2, 100 kPa e 0,9, respectivamente.

Os resultados das simulações numéricas axissimétricas, das retroanálises das provas de carga, permitiram calibrar e validar o conjunto de parâmetros de resistência e rigidez apresentados nas Tabela 3.17 e Tabela 3.18, considerando os perfis geotécnicos A e B da Figura 3.80, respectivamente, para a PCE-01 e a PCE-03. As simulações numéricas conseguiram prever de forma adequada a curva carga-recalque, bem como as cargas na ponta das estacas medidas pela instrumentação, conforme ilustrado na Figura 3.83 (a) e (b), para a PCE-01 e a PCE-03, respectivamente.

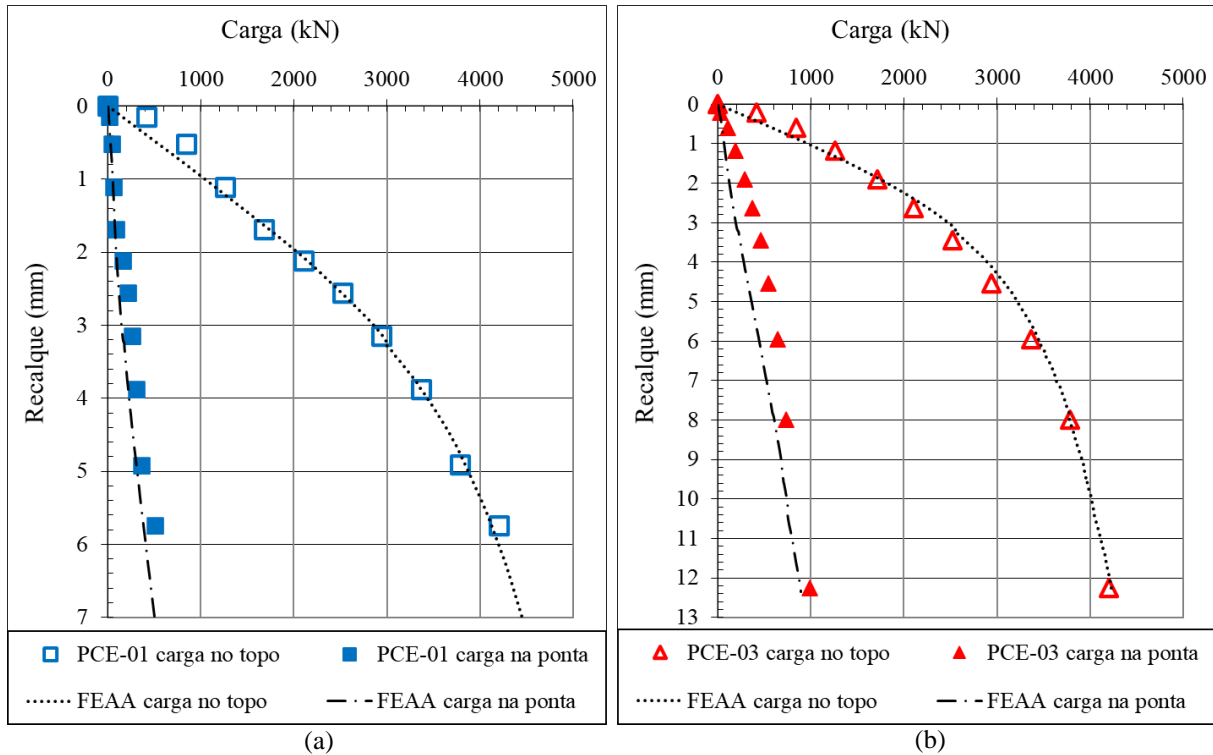


Figura 3.83. Comparação Curvas carga recalque das PCE's obtidas com resultados experimentais e com modelo numérico: (a) PCE-01 para o Perfil A; e (b) PCE-03 para o perfil B.

O modelo HSM utilizado nas simulações numéricas, com o conjunto de parâmetros de rigidez definidos, foi capaz de representar o comportamento de rigidez inicial de ambas as estacas, bem como o início do comportamento não linear da curva carga-recalque. De modo geral, esse comportamento não linear foi observado para cargas superiores a 3 MN em ambas as estacas. A carga máxima aplicada nas duas PCE's foi de 4,2 MN (429,1 tf), limitada pelo sistema de reação utilizado, que não foi suficiente para provocar a ruptura geotécnica das estacas. No entanto, o nível de carga aplicado foi cerca do dobro da carga máxima de trabalho assumida no projeto de fundações (210 tf).

A instrumentação das PCE's com sensores permitiu medir a carga dissipada ao longo das estacas, possibilitando a determinação da tensão de cisalhamento média (q_1), devido ao atrito médio entre os níveis instrumentados, e da tensão de compressão na base (q_b), devido à carga na ponta. Essas tensões são apresentadas na Figura 3.84 (a) e (b) para a PCE-01, e na Figura 3.85 (a) e (b) para a PCE-03, em função do recalque normalizado da estaca (w/D), calculado pela razão entre o recalque (w) e o diâmetro da estaca (D).

Para a PCE-01 no perfil A, a tensão de cisalhamento média mobilizada ao longo dos acréscimos de carga do ensaio foi bem representada pelo modelo numérico, conforme mostrado na Figura 3.84 (a). Porém, ocorrem algumas divergências nos dois primeiros estágios (w/D de

0,02 e 0,07%), que podem ser atribuídas a uma rigidez inicial elevada que o modelo numérico não conseguiu simular completamente. No entanto, nas demais estágios, as diferenças percentuais entre os valores previstos e medidos foram inferiores a 5%. Em relação às tensões médias de compressão na base, como ilustrado na Figura 3.84 (b), o modelo numérico apresentou valores próximos aos valores experimentais para os quatro primeiros estágios de carga (w/D até 0,24%). Nos estágios subsequentes, foram observadas diferenças maiores, com valores medidos até 50% superiores aos previstos, embora o comportamento geral tenha sido semelhante.

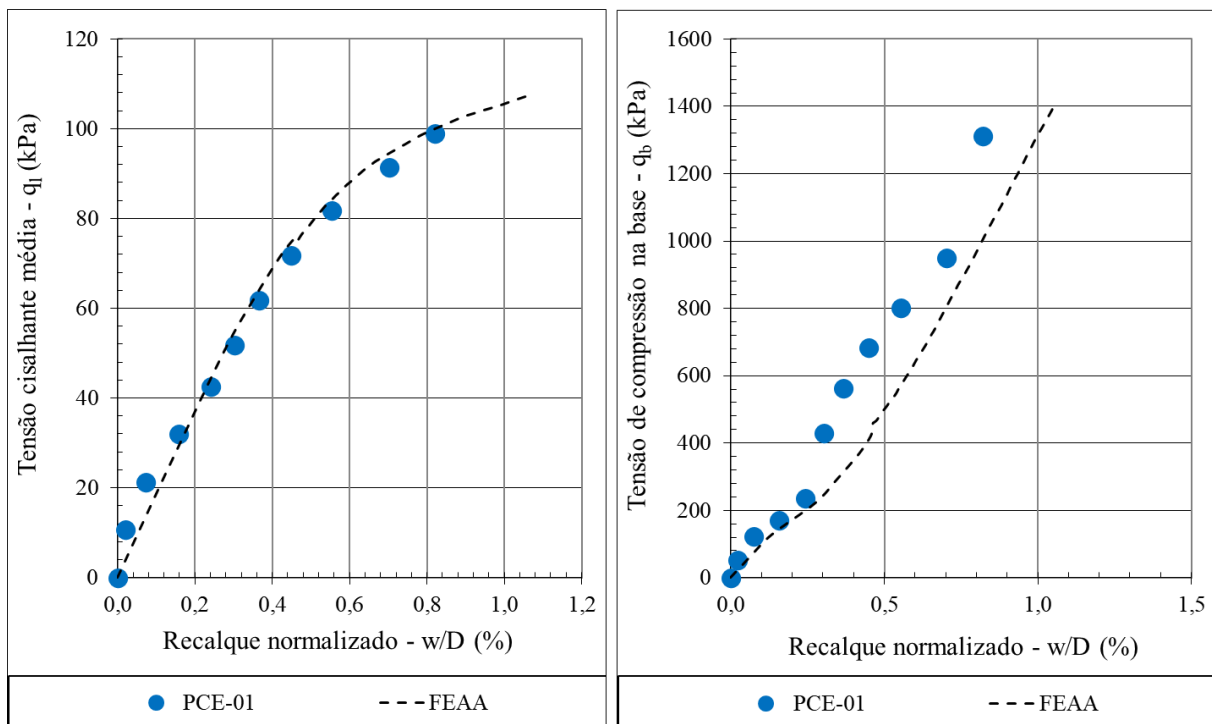


Figura 3.84. Curvas de tensão cisalhante média (a) e tensão de compressão na base (b) versus recalque normalizado para a estaca PCE-01 no perfil A.

Para a PCE-03 no perfil B, o modelo numérico também representa de forma razoável o comportamento da tensão de cisalhamento média obtida pela instrumentação, como mostrado na Figura 3.85 (a). No entanto, o modelo tende a superestimar os valores de q_1 em até 10% para valores de w/D superiores a 0,38%. A simulação numérica também está em concordância com o comportamento de convergência das tensões cisalhantes médias mostrado pela instrumentação, observado a partir de w/D superiores a 1,2%. Isso é justificado pela proximidade da resistência limite por atrito lateral. Em relação às tensões de compressão na base da PCE-03, apresentadas na Figura 3.85 (b), o modelo numérico exibe um comportamento crescente que pode ser considerado aproximadamente similar aos valores experimentais. No

entanto, a simulação mostra um comportamento mais linear entre q_b versus w/D e subestima os valores de q_b em comparação com os valores medidos.

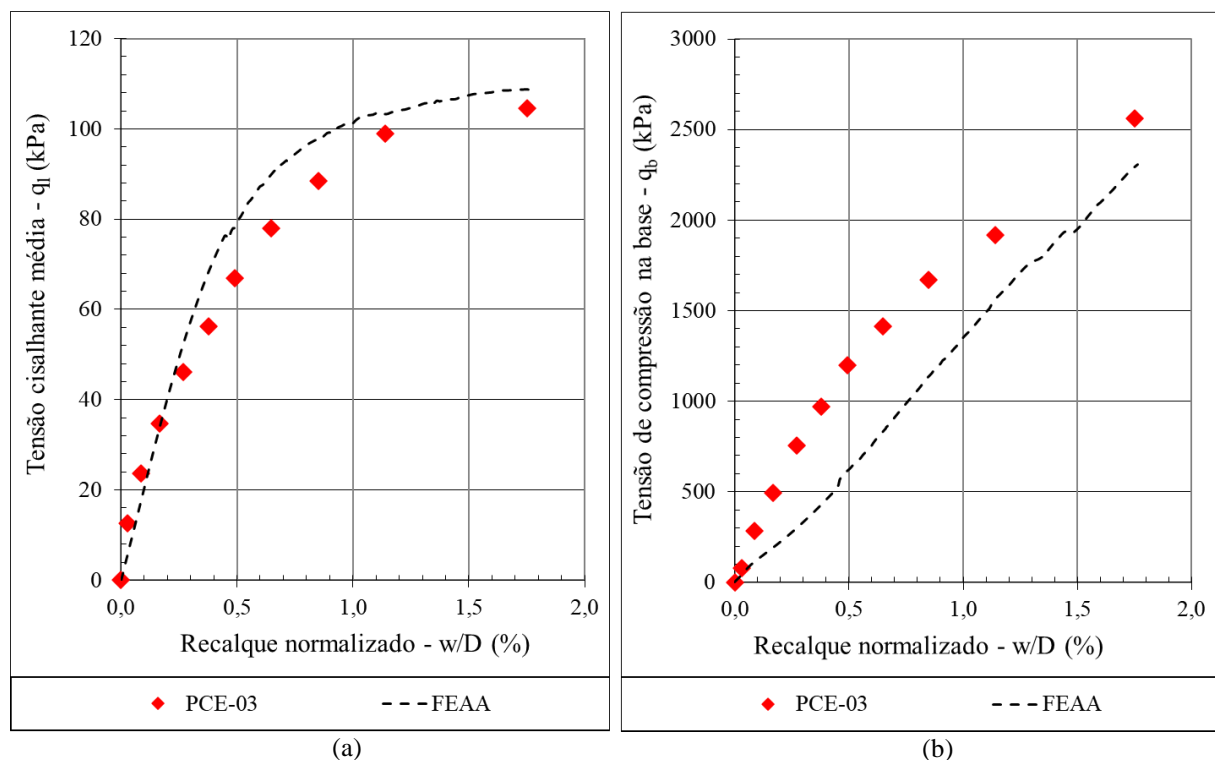


Figura 3.85. Curvas de tensão cisalhante média (a) e tensão de compressão na base (b) versus recalque normalizado para a estaca PCE-03 no perfil B.

Uma forma final de verificar a calibração e validação do modelo numérico adotado é avaliar se o modelo consegue representar a distribuição de cargas ao longo da estaca, comparando com as cargas obtidas nos níveis dos sensores pela instrumentação, como mostrado na Figura 3.86 (a) e (b) para a PCE-01 e PCE-03, respectivamente. Nessa figura, são apresentados o 1º, 4º, 7º e 10º estágios de carregamento, para facilitar a visualização dos dados e a comparação entre os valores previstos e medidos.

Em ambas as estacas, PCE-01 e PCE-03, as simulações numéricas conseguem representar o comportamento de distribuição de cargas, apresentando excelente concordância entre os valores medidos e previstos nos primeiros estágios. Nos modelos numéricos, as curvas de distribuição de cargas mostram uma inclinação diferente entre o trecho inicial e o final das estacas, com uma transição suave. Essa maior inclinação resulta em uma maior capacidade de absorção de carga por atrito em profundidade, comportamento que está de acordo com os dados medidos. No entanto, os dados experimentais indicam que, nos estágios finais de carregamento do ensaio (a partir do 7º), essa diferença de inclinação deveria ser maior, com os trechos iniciais da estaca contribuindo com um nível menor de dissipação de atrito.

Esse comportamento, em que a capacidade de dissipação de atrito apresenta um pico seguido de um valor residual, como observado no trecho superior das estacas, é conhecido como amolecimento. Conforme discutido por Ni et al. (2017), a modelagem desse fenômeno requer ferramentas numéricas que considerem o conceito de curvas de transferência de carga específicas para a estaca que simulem o amolecimento, ou, como proposto por Bernardes et al. (2021), a utilização de modelos constitutivos específicos. Assim, entende-se que, apesar das limitações do modelo em reproduzir essas diferenças, o comportamento geral de dissipação de carga ao longo da estaca foi bem representado.

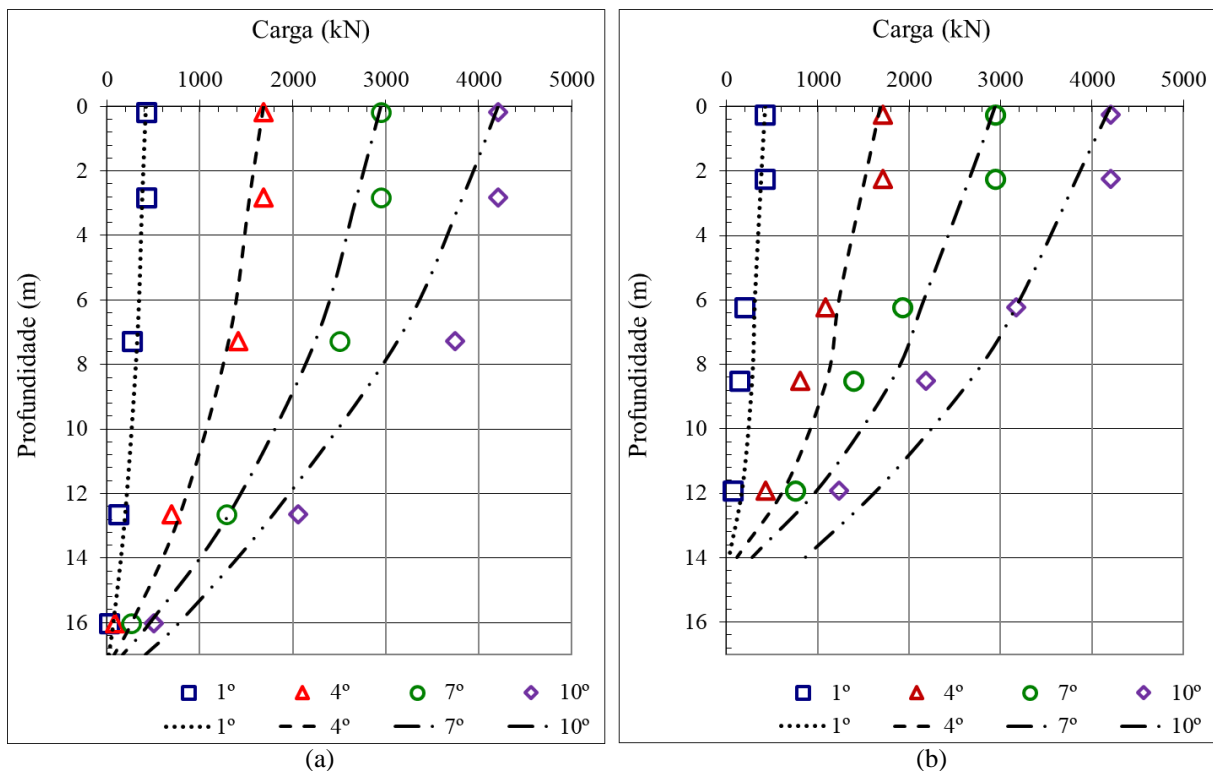


Figura 3.86. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para o 1°, 4°, 7° e 10° estágios: (a) PCE-01 no perfil A, e (b) PCE-03 no perfil B.

Como conclusão geral deste subitem, os resultados das simulações numéricas axissimétricas demonstraram que os parâmetros ajustados e calibrados conseguem reproduzir com boa concordância os dados experimentais, validando, assim, a utilização desses parâmetros nos modelos numéricos 3D. Esses modelos podem representar com maior detalhe as análises pretendidas, com foco no efeito da escavação no comportamento carga-recalque do edifício alto objeto do estudo de caso.

3.4.3 Definição do modelo numérico 3D

O modelo numérico 3D desenvolvido considera todas as etapas de execução das escavações, a instalação do radier estaqueado e os carregamentos durante a construção do edifício. O modelo 3D utilizado neste trabalho já possui resultados validados e publicados por Bernardes (2023) e Bernardes et al. (2024a, 2024b), nos quais o foco das análises foi a distribuição de carga entre as estacas do grupo, a mobilização das tensões no contato radier-solo e a mobilização do atrito lateral no fuste das estacas.

Dessa forma, partiu-se do modelo numérico 3D desenvolvido pelo grupo de pesquisa, realizando adaptações e melhorias para alcançar o objetivo principal desta tese, que é verificar o efeito da compensação na fundação. Isso foi feito combinando os resultados deste modelo com os resultados do amplo programa de instrumentação instalado no edifício SKF (Bernardes & Cruz Junior, 2024), descrito em detalhes no subitem 3.3.3. A seguir, serão descritos os principais aspectos e a metodologia adotada para as simulações numéricas 3D realizadas.

3.4.3.1 Características gerais e geométricas do modelo

Inicialmente, foram definidos os limites em planta para determinar as condições de contorno para a análise, foi utilizado o critério proposto por Reul (2004) para escolher o limite de duas vezes o menor lado do radier a partir de sua borda, tanto na direção x quanto na direção y, conforme mostrado na Figura 3.87 (a). Isso resultou em um maciço com dimensões de 164,5 x 119,0 m (nas direções x e y, respectivamente). Na direção z, foi considerada uma profundidade máxima de 27 metros, seguindo a concordância com o perfil geotécnico ilustrado nas Figura 3.80 (a) e (b), cujas camadas correspondentes estão indicadas na Figura 3.87 (b).

Não foi possível simplificar o problema utilizando planos de simetria (Figura 3.87 (a)), pois a geometria do radier não apresenta simetria em relação ao eixo x, e o perfil geotécnico não possui simetria em relação ao eixo y. Por essa razão, foi necessário modelar o problema físico em sua totalidade.

As análises foram conduzidas utilizando o método dos elementos finitos 3D (*software* Plaxis 3D, Brinkgreve et al., 2015). O *software* é amplamente reconhecido por sua alta confiabilidade, comprovada por sua vasta aplicação em diversos trabalhos acadêmicos e profissionais no mundo todo, como já discutido no subitem 2.4.2.4 desta tese.

Os parâmetros utilizados nas camadas mostradas na Figura 3.87 (b), para seus respectivos modelos constitutivos, foram obtidos a partir da calibração do modelo geotécnico, conforme apresentado nas Tabela 3.17 e Tabela 3.18, discutido no subitem 3.4.2. O limite entre

os perfis A e B, mostrado na Figura 3.37, foi determinado com base em observações de campo durante a execução das estacas, sem um controle rigoroso de sua posição e sem a garantia de uma fronteira nítida entre a camada de silte de alta plasticidade roxo e a de areia siltosa marrom que estão no mesmo nível. Para simular uma zona de transição no modelo, as camadas de cada perfil foram interpoladas linearmente ao longo do centro do radier, conforme mostrado na Figura 3.87 (b).

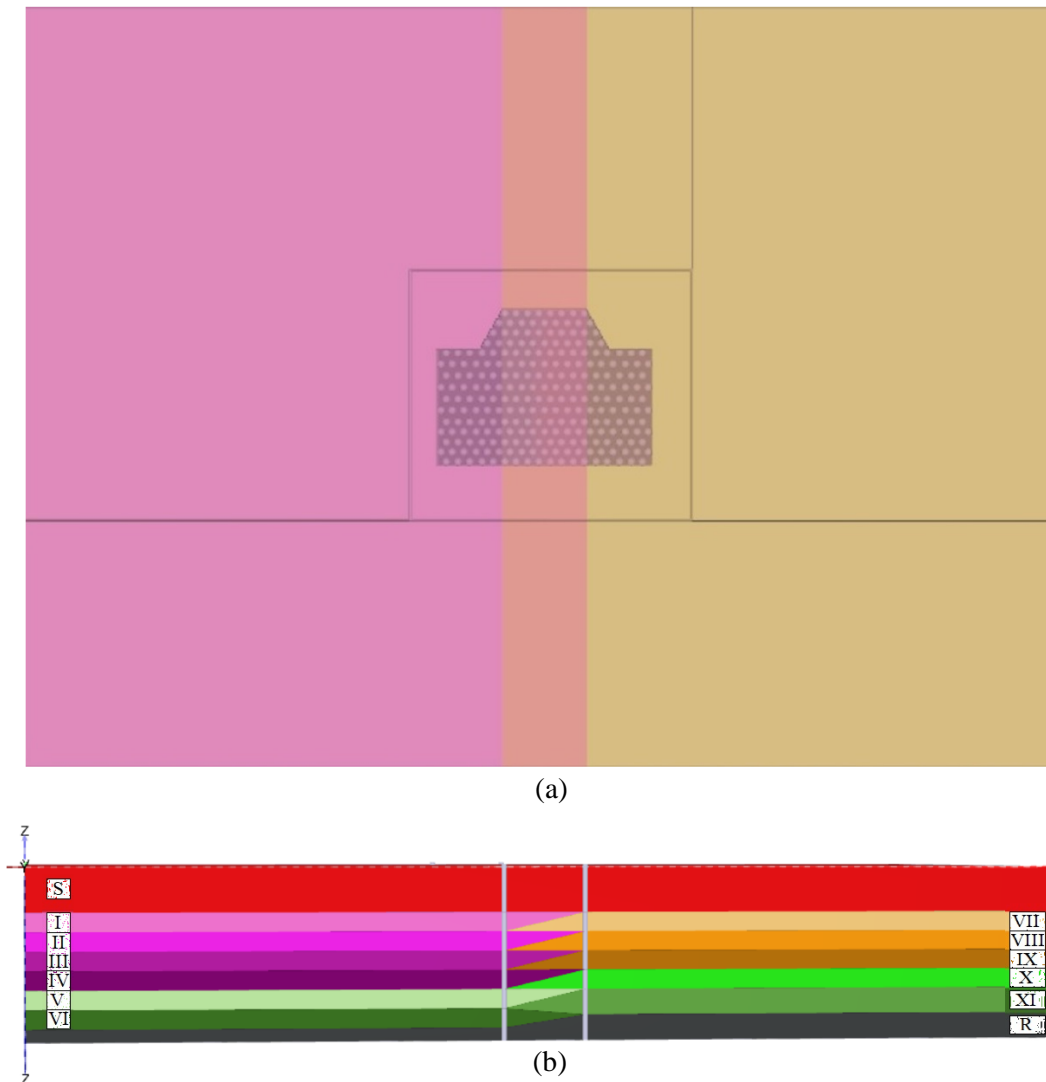


Figura 3.87. Condições geométricas do modelo numérico 3D: (a) vista superior, e (b) vista lateral com detalhe das camadas definida para o modelo geotécnico.

O modelo constitutivo elástico linear foi utilizado para representar os elementos de concreto das estacas da contenção, da fundação e do radier. Os módulos de Young adotados foram de 20,7 GPa para as estacas e 33 GPa para o radier. Os pesos específicos considerados foram de 24 kN/m³ para as estacas e 25 kN/m³ para o radier, respectivamente. Para simular o

efeito das escavações do subsolo e do fosso do radier, ambas as contenções foram incluídas no modelo, seguindo as posições definidas em projeto e detalhadas na Figura 3.3.

3.4.3.2 Características dos tipos elementos finitos utilizados

Para modelar o solo, foram utilizados elementos de volume tetraédricos com 10 nós, cada nó apresentando 3 graus de liberdade de deslocamento nas direções x, y e z. Para representar as contenções dos subsolos e do radier, foram empregados elementos triangulares do tipo placa, baseados nos princípios da Teoria de Placas de Mindlin, com 6 nós e 5 graus de liberdade por nó: três graus de deslocamento nas direções x, y e z, e dois de rotação em torno dos eixos x e y, sem permitir rotação em torno do eixo z (não permitindo a aplicação de momento torsor). A espessura dos elementos tipo placa das contenções (subsolos e radier) foi ajustada para garantir a mesma rigidez à flexão das contenções em estacas espaçadas utilizadas na obra. Nas laterais direita e frontal da obra (contenções em estacas de 35cm, conforme ilustrado na Figura 3.3), a espessura foi aumentada para eliminar a necessidade de incluir os tirantes passivos provisórios no modelo numérico.

As interfaces radier-solo e contenção-solo foram modeladas utilizando elementos de interface com 6 pares de nós e 3 graus de liberdade de deslocamento nas direções x, y e z. Esses pares de nós são sobrepostos para simular deslocamentos diferenciais, permitindo a representação de fenômenos como escorregamento ("*slipping*") ou perda de contato na interface ("*gapping*"). Durante as análises de carregamento da fundação, o atrito lateral na estrutura de contenção não foi considerado.

No modelo numérico 3D, foram feitas simplificações em relação aos níveis do terreno entre as estruturas de contenção (externas à obra, subsolos e base do radier). Embora na obra esses níveis se mostrassem variáveis, no modelo foram definidas cinco regiões (N1 a N5) com níveis constantes, como mostrado na Figura 3.88. Essas regiões foram definidas da seguinte forma: N1, região frontal externa à obra, com níveis reais variando entre 0,15 e -0,47, adotando-se no modelo o nível 0,0; N2, região lateral esquerda e posterior, correspondente às cotas dos subsolos de construções vizinhas, variando entre -2,29 e -3,06, adotando-se no modelo o nível -2,5; N3, região lateral esquerda, correspondente ao nível térreo do terreno vizinho, variando entre -1,35 e -1,85, adotando-se no modelo o nível -1,5; N4, cota do 2º subsolo escavado, igual a -6,48, arredondada no modelo para -6,5; e N5, cota do topo das estacas (base do radier), igual a -11,82, arredondada no modelo para -12,0.

Para representar as estacas no maciço, foram utilizados elementos do tipo viga, conhecidos como "vigas embutidas" ("*embedded beams*"). Esses elementos possuem 3 nós,

cada um com 6 graus de liberdade (3 rotações e 3 deslocamentos). A viga embutida atravessa os elementos tetraédricos de volume que representam o solo, criando 3 nós internos, permitindo a inserção de estacas em qualquer posição ou direção no maciço, sem distorcer a malha tridimensional. A utilização de elementos tipo viga para representar as estacas reduz o tempo de processamento, pois diminui a densidade de nós da malha.

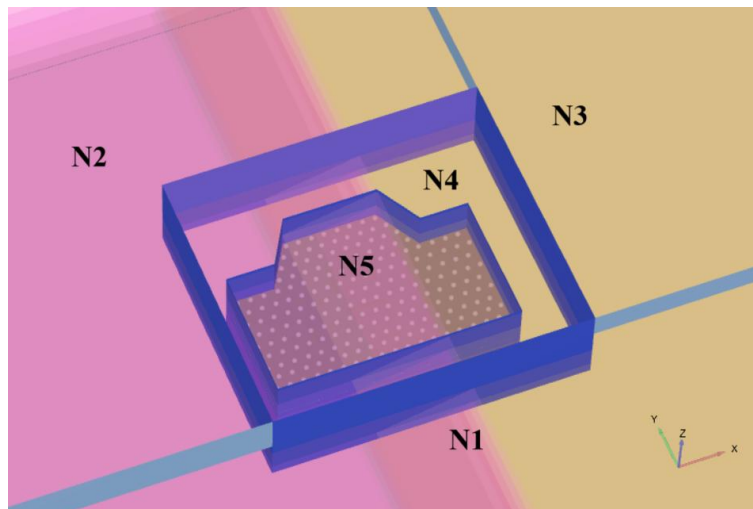


Figura 3.88. Vista em perspectiva das regiões N1 a N5 de níveis constantes adotados no modelo numérico 3D.

Para modelar o atrito lateral na interface entre o fuste da estaca e o solo, foram utilizados elementos de interface específicos, com 3 pares de nós (três conectados à viga e três ao elemento sólido tetraédrico). A interação da base da estaca foi modelada com uma mola, permitindo uma formulação elastoplástica tanto para o fuste quanto para a base, considerando a resistência à tração na base nula.

Como o elemento de viga é unidimensional, o software modela o comportamento do solo na zona definida pelo diâmetro da estaca como elástico, aproximando-o ao de um elemento de volume, o que proporciona uma representação mais precisa das interações entre as estacas no modelo numérico. As conexões entre o topo da estaca e a placa foram modeladas como engastadas.

Com esse tipo de elemento, a rigidez da estaca resulta da geometria (comprimento e raio equivalente), dos parâmetros de deformabilidade do solo e das interações entre a estaca, o radier, o solo e as demais estacas próximas. Dessa forma, as cargas mobilizadas ao longo do fuste e da base da estaca são calculadas com base na rigidez desses componentes e no deslocamento relativo da estaca em relação ao solo.

Adicionalmente, destaca-se que o radier foi modelado como um elemento do tipo placa, utilizando-se os mesmos elementos finitos aplicados às contenções. Essa escolha representa uma simplificação da geometria e do comportamento real do radier, pois não considera a espessura tridimensional completa da estrutura nem os efeitos de interação lateral entre o radier e o solo circundante. Como consequência, o atrito lateral nas faces verticais do radier não é considerado na modelagem, o que pode resultar em uma subestimação local da transferência de carga nas regiões periféricas.

Essa simplificação foi adotada com base em dois fatores principais: (i) a predominância da transferência de carga ocorrer por contato de base e pelas estacas, sendo o atrito lateral do radier geralmente desprezível diante da magnitude das cargas transferidas pelas estacas; e (ii) a necessidade de garantir viabilidade computacional frente à complexidade do modelo tridimensional, ao número de etapas de carregamento e ao alto custo de processamento associado à modelagem volumétrica completa do radier. Essa abordagem está em conformidade com práticas comuns em simulações numéricas tridimensionais com o Plaxis 3D, e os resultados foram considerados representativos do comportamento global da fundação, uma vez que a validação foi realizada por meio da comparação com dados experimentais obtidos em campo.

3.4.3.3 Definição da capacidade de carga das estacas

No modelo numérico 3D foi necessário definir para as estacas a carga de ruptura (P_u), a carga máxima suportada pela ponta e a dissipada por atrito lateral. Para tal foi considerado o modelo geotécnico validado a partir da retroanálise de PCE's, como descrito no subitem 3.4.3, com os parâmetros validados definidos na Tabela 3.17 e Tabela 3.18, respectivamente, para o perfil A e B. Todavia as estacas da fundação partem do nível do topo do radier (adotado no modelo na cota -12,0) e, portanto, novas simulações numéricas axissimétricas em elementos finitos (MEF) foram realizadas, considerando a nova cota do topo (maior profundidade de solo escavado), e o comprimento da estaca (10,7m), sendo mantidas as mesmas condições de contorno e tipos de elementos das retroanálises das PCE's.

As simulações numéricas forneceram os resultados da curva de carga-recalque e da carga atuante ao longo do fuste da estaca, conforme mostrado nas Figura 3.89 (a) e (b), para o perfil A e B, respectivamente. A carga de ruptura convencional (P_u), foi definida a partir dessas curvas, utilizando o critério de ruptura especificado pela NBR 6122 (ABNT, 2022a). Considerando a carga de ruptura convencional aplicada no topo, o modelo permitiu obter a carga máxima percebida na ponta da estaca e carga dissipada por atrito lateral ao longo do fuste

da estaca, como resumido na Tabela 3.19. O comportamento da estaca de fundação no Perfil B apresentou uma carga de ruptura cerca de 50% maior que no perfil A, com uma parcela de resistência de ponta superior ao dobro do perfil A. Isso pode ser atribuído ao fato de que a ponta da estaca de fundação no perfil B estar próximo (0,3m) da camada modelada como maciço rochoso (cota: -22,0).

Na Figura 3.90 (a) e (b) são apresentados os resultados da distribuição de carga axial ao longo da estaca, para o perfil A e B, respectivamente. Nestas figuras foi utilizada uma função linear entre os valores de atrito lateral calculados pelo modelo, com taxas de dissipação de atrito lateral por metro de estaca levemente crescentes como mostra a Tabela 3.19. Este comportamento de dissipação por atrito do modelo numérico, com crescimento suave da capacidade de dissipação de carga por atrito ao longo do comprimento da estaca já havia sido discutido nas retroanálises de PCE's como mostrado na Figura 3.86.

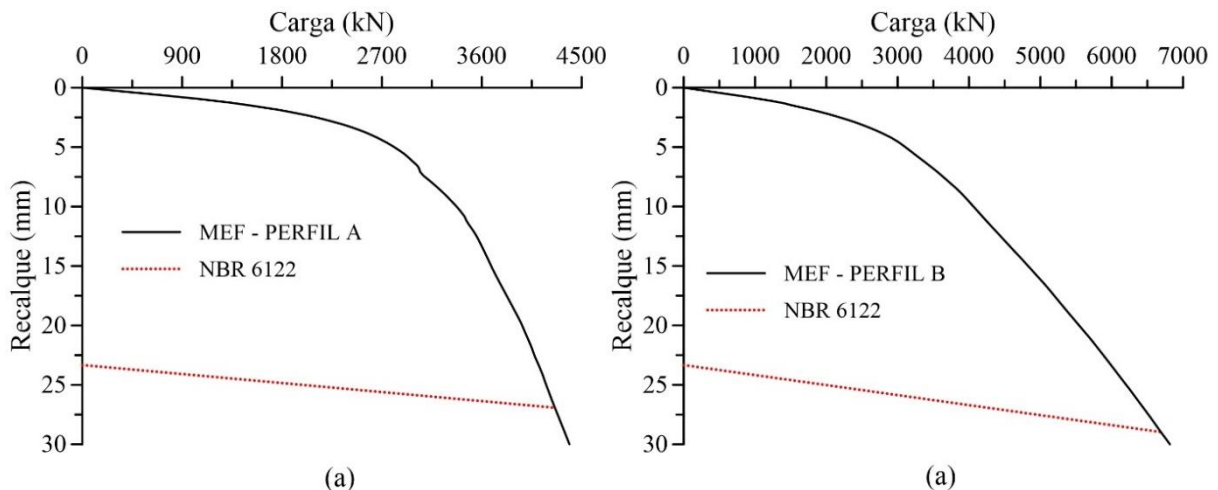


Figura 3.89. Simulação numérica da curva da carga recalque da estaca instalada na cota de fundação do radier: (a) no perfil A, e (b) no perfil B.

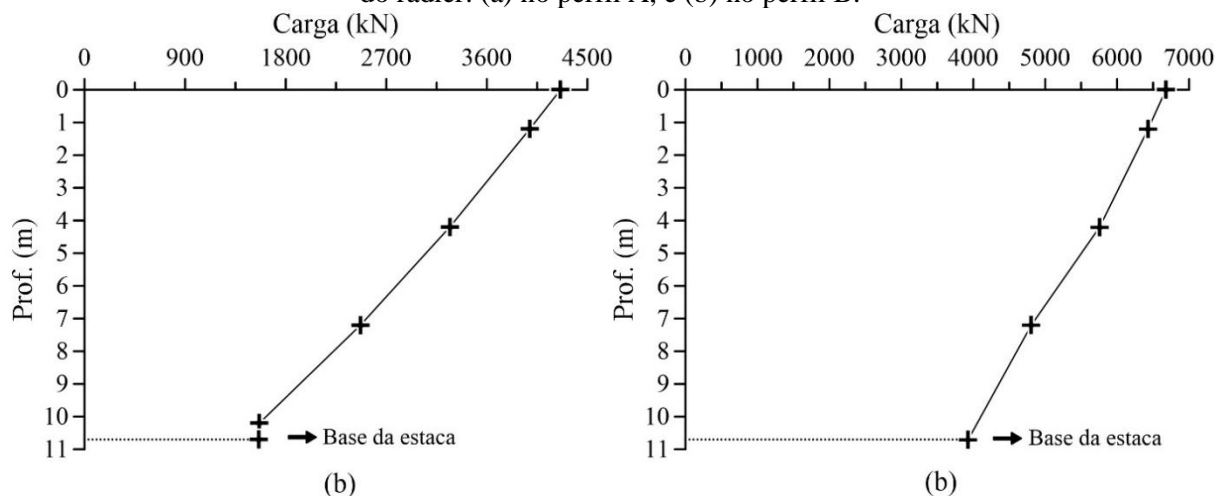


Figura 3.90. Simulação numérica da carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura da estaca instalada na cota de fundação do radier: (a) no perfil A, e (b) no perfil B.

Tabela 3.19. Resistências limites adotadas para as estacas de fundação no modelo 3D.

Parâmetro	Perfil A	Perfil B	Zona de Transição
Carga de ruptura - P_u (kN)	4260	6678	5469
Resistência da base (kN)	1558	3930	2744
Taxa de dissipação de atrito lateral inicial em 0m (kN/m)	230	206	218
Taxa de dissipação de atrito lateral final em 10,7m (kN/m)	275	308	292

Para o trecho de transição entre o perfil A e B (Figura 3.87) do modelo numérico 3D, os valores de resistência da estaca foram adotados como sendo a média aritmética dos parâmetros calculados para os perfis A e B, como mostrado na Tabela 3.19. Ao se analisar a proporção do número de estacas entre o perfil A, zona de transição, e perfil B, mostrado na Figura 3.91, pode-se notar que a zona de transição apresenta um maior número de estacas em relação aos perfis A e B.

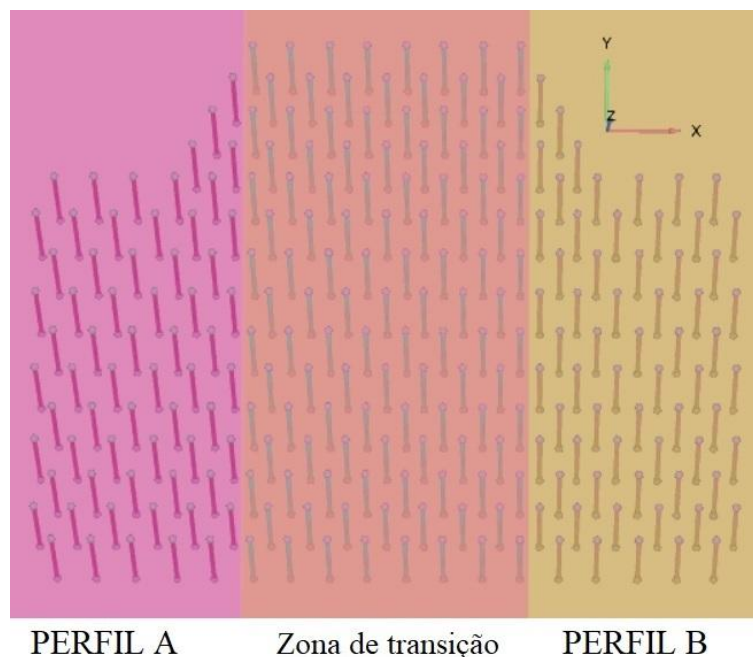


Figura 3.91. Detalhe das posições das estacas de fundação do radier em relação ao perfil A, zona de transição e perfil B.

3.4.3.4 Estudo de sensibilidade da malha de elementos finitos

Foi realizada uma análise de sensibilidade da malha de elementos finitos no modelo numérico 3D, considerando a grande extensão do domínio necessário para a análise. O objetivo foi identificar um nível de refinamento da malha que garantisse a convergência dos resultados, evitando, ao mesmo tempo, acréscimos desnecessários no tempo de processamento. Esse

refinamento pode ser alcançado, conforme sugerido por Reul & Randolph (2002), por meio de duas abordagens principais: redução do tamanho dos elementos utilizados e escolha de funções polinomiais de grau superior para aprimorar a aproximação dos esforços dentro dos elementos.

O software utilizado nas análises dispõe apenas de um tipo de elemento tetraédrico com 10 nós para a discretização de volumes e emprega funções de interpolação polinomiais de 2º grau. Portanto, o refinamento da malha foi direcionado principalmente à redução do tamanho dos elementos, o que aumentou a densidade da malha. Além disso, foi proposta a inclusão de elementos de interface no contato entre o radier e o solo como uma solução complementar eficaz. O refinamento é essencial para melhorar a acurácia dos cálculos dos deslocamentos na interface solo-radier, que pode ser comprometida devido à significativa diferença de rigidez entre os elementos em contato.

Para a análise de sensibilidade, foram definidos dois pontos de verificação de convergência na base do radier, localizados no centro das estacas E1 e E5 (Figura 3.59), representando, respectivamente, as bordas e o centro do radier. Nesses pontos, foram verificados o comportamento dos deslocamentos e das cargas calculadas pelo modelo. A carga final prevista no projeto estrutural do edifício foi considerada nas análises de sensibilidade, e os esforços atuantes sobre o radier foram definidos como cargas uniformemente distribuídas sobre uma área correspondente à projeção da seção transversal dos pilares. Foram desenvolvidas cinco malhas com diferentes densidades, conforme mostrado na Tabela 3.20, que apresenta o número de elementos utilizados em cada caso, com maior refinamento concentrado no radier.

Tabela 3.20. Características das malhas e resultados das diferenças percentuais (em relação à Malha V) para os deslocamentos verticais e cargas nas estacas.

Malha	Nº de elementos (total)	Nº de elementos (radier)	Deslocamento vertical: Diferença (%) em relação a malha V		Carga na estaca: Diferença (%) em relação a malha V	
			E1	E5	E1	E5
I	53624	763	-4,5	-2,8	-4,5	-2,8
II	64141	1658	-4,0	-2,6	-4,0	-2,6
III	91361	2135	-2,0	-1,8	-2,0	-1,8
IV	174888	4619	-2,2	-0,6	-2,2	-0,6
V	231849	16611	-	-	-	-

As Figura 3.92 (a) e (b) apresentam os deslocamentos verticais no radier, nos pontos correspondentes às estacas E1 e E5, em função do número de elementos da malha. Observa-se uma tendência de convergência dos deslocamentos à medida que o número de elementos da malha aumenta. De forma semelhante, as Figura 3.93 (a) e (b) mostram a evolução das cargas no topo das estacas E1 e E5 com o refinamento do radier, também indicando convergência. A Tabela 3.20 resume os resultados da análise de convergência, comparando os deslocamentos e as cargas das malhas (I a IV) com a malha V, considerada referência por seu maior refinamento.

A malha IV apresentou um bom desempenho, com variações máximas da ordem de 2,2% nos valores de deslocamento vertical e nas cargas nas estacas em relação à malha de referência. Em particular, destaca-se a melhoria nos valores de carga nas estacas. A Figura 3.94 (a) apresenta a malha IV, escolhida após a análise de sensibilidade, em um corte a 7 metros de profundidade, enquanto a Figura 3.94 (b) exhibe, em detalhe, a malha IV adotada para o radier.

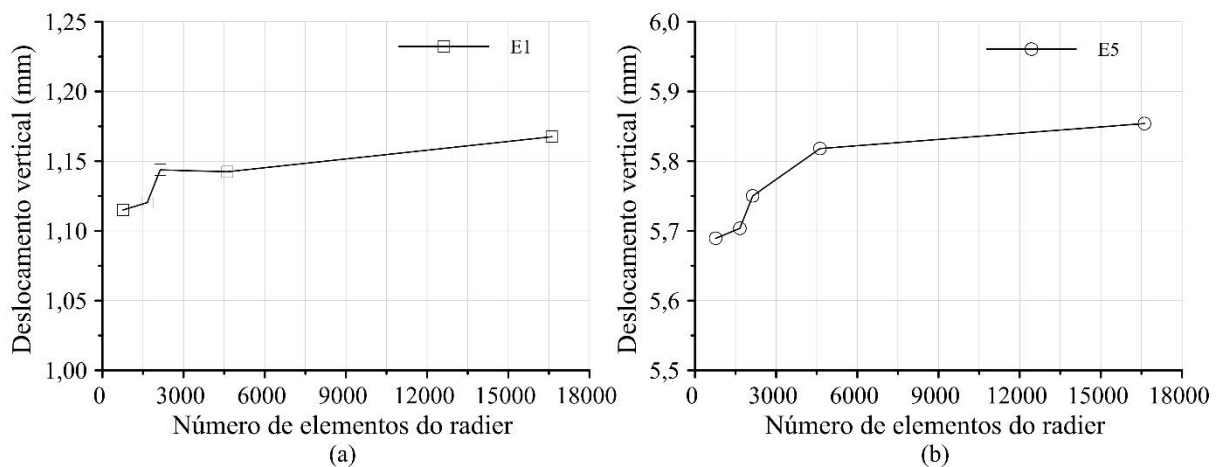


Figura 3.92. Sensibilidade da malha com análise dos deslocamentos verticais: (a) no topo da estaca E1, (b) no topo da estaca E5.

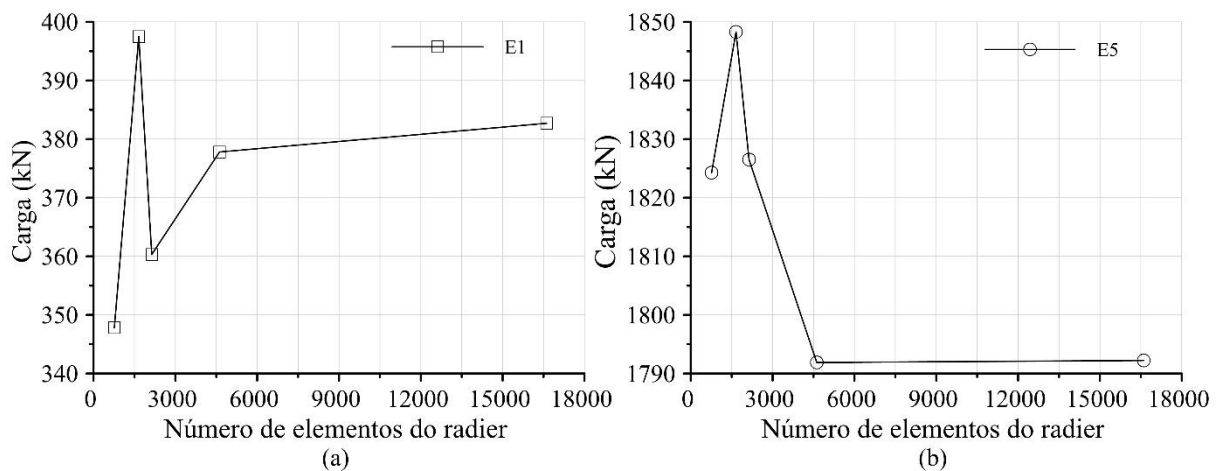


Figura 3.93. Sensibilidade da malha com análise das cargas atuantes: (a) no topo das estacas E1, e (b) no topo da estaca E5.

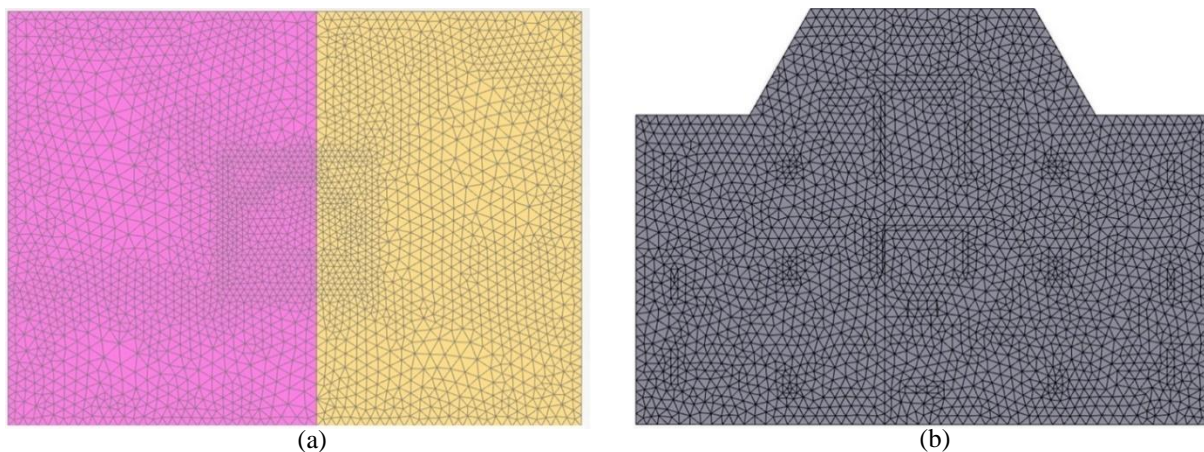


Figura 3.94. Vistas de planos horizontais da malha IV escolhida: (a) na profundidade a 7 metros de profundidade em relação à superfície, e (b) em planta da malha utilizada para representar o radier.

3.4.3.5 Diretrizes básicas para desenvolvimento das simulações 3D

Todas as simulações foram realizadas como drenadas, com o nível freático posicionado a 14 metros de profundidade. Considerou-se o estado inicial de tensões geostáticas, com todo o maciço de solo na cota 0,0, numa superfície plana, ainda não escavada. Em seguida, foram executadas as estruturas de contenção dos terrenos vizinhos, representadas por elementos de placa, que foram ativados para simulação.

Posteriormente, realizou-se a escavação dos terrenos vizinhos, alcançando os níveis -2,5 metros na lateral esquerda e no fundo da obra (nível N2), e -1,5 metros na lateral direita da obra (nível N3). Após isso, foi executada a estrutura de contenção dos subsolos do edifício em análise. A seguir, procedeu-se à escavação dos dois subsolos do edifício, atingindo o nível N4, correspondente a -6,5 metros de profundidade.

Após a escavação dos subsolos, foi executada a estrutura de contenção do radier, rebaixado em função do poço do elevador. A escavação do solo na área do radier, foi realizada até o nível N5, correspondente a -12,0 metros. Em seguida, foram ativadas as estacas de fundação no maciço do solo, sem que o processo executivo dessas estacas tenha sido simulado.

Após a ativação das estacas, foi executado o radier, com uma espessura de 2,1 metros. Finalmente, aplicaram-se os carregamentos externos atuantes na fundação. Nessa etapa, os deslocamentos do modelo foram zerados no início para que os recalques relativos ao carregamento da fundação pudessem ser obtidos com precisão. A aplicação dos carregamentos foi definida em etapas, em intervalos de tempo, escolhidas na presente tese para verificação do fenômeno de compensação, utilizando as cargas medidas nos pilares e o acompanhamento dos serviços da obra.

3.4.4 Fluxograma metodológico das simulações numéricas

Inicialmente, o conjunto de parâmetros geotécnicos necessários para a implementação dos modelos numéricos da fundação da obra foi definido a partir do programa experimental e numérico descrito nos subitens 3.2, 3.3.2 e 3.4.1 a 3.4.2. Os parâmetros iniciais consideraram resultados de ensaios de campo (SPT e PMT), ensaios laboratoriais (cisalhamento direto, adensamento e triaxial CD), instrumentação de PCEs, além da obtenção de parâmetros numéricos por meio de simulações de ensaios laboratoriais e retroanálises.

A instrumentação instalada na fundação (subitem 3.3) possibilitou ajustes complementares dos parâmetros geotécnicos a partir de simulações numéricas bidimensionais axissimétricas (subitem 4.3) e tridimensionais (subitem 4.4). A Figura 3.95 apresenta, de forma esquemática, a sequência de atividades adotada para a escolha e validação dos parâmetros geotécnicos até o ajuste final das simulações numéricas 3D.

O fluxograma sintetiza o processo metodológico em diferentes blocos: (i) nos balões brancos, constam as investigações geotécnicas e os ensaios laboratoriais, cujo conjunto define o perfil geotécnico; (ii) nos balões cinza, os ajustes preliminares de parâmetros a partir de simulações numéricas dos ensaios de laboratório e retroanálises de PCEs; (iii) em amarelo, a definição das estacas de referência nas simulações 2D FEAA; (iv) em salmão, as simulações 3D realizadas de forma progressiva, desde parâmetros iniciais até ajustes finais; (v) em azul, os regimes de recompressão e compressão para a avaliação dos resultados; e (vi) em verde, o critério de convergência definido em termos de volume de recalques, recalque máximo e forma da bacia.

Assim, a Figura 3.95 sintetiza o percurso metodológico do trabalho, desde a caracterização geotécnica inicial até a análise numérica em 3D. O fluxograma evidencia que os ajustes de parâmetros foram conduzidos de forma iterativa, integrando resultados experimentais e numéricos, o que conferiu maior consistência ao processo de calibração e às análises apresentadas no Capítulo 4.

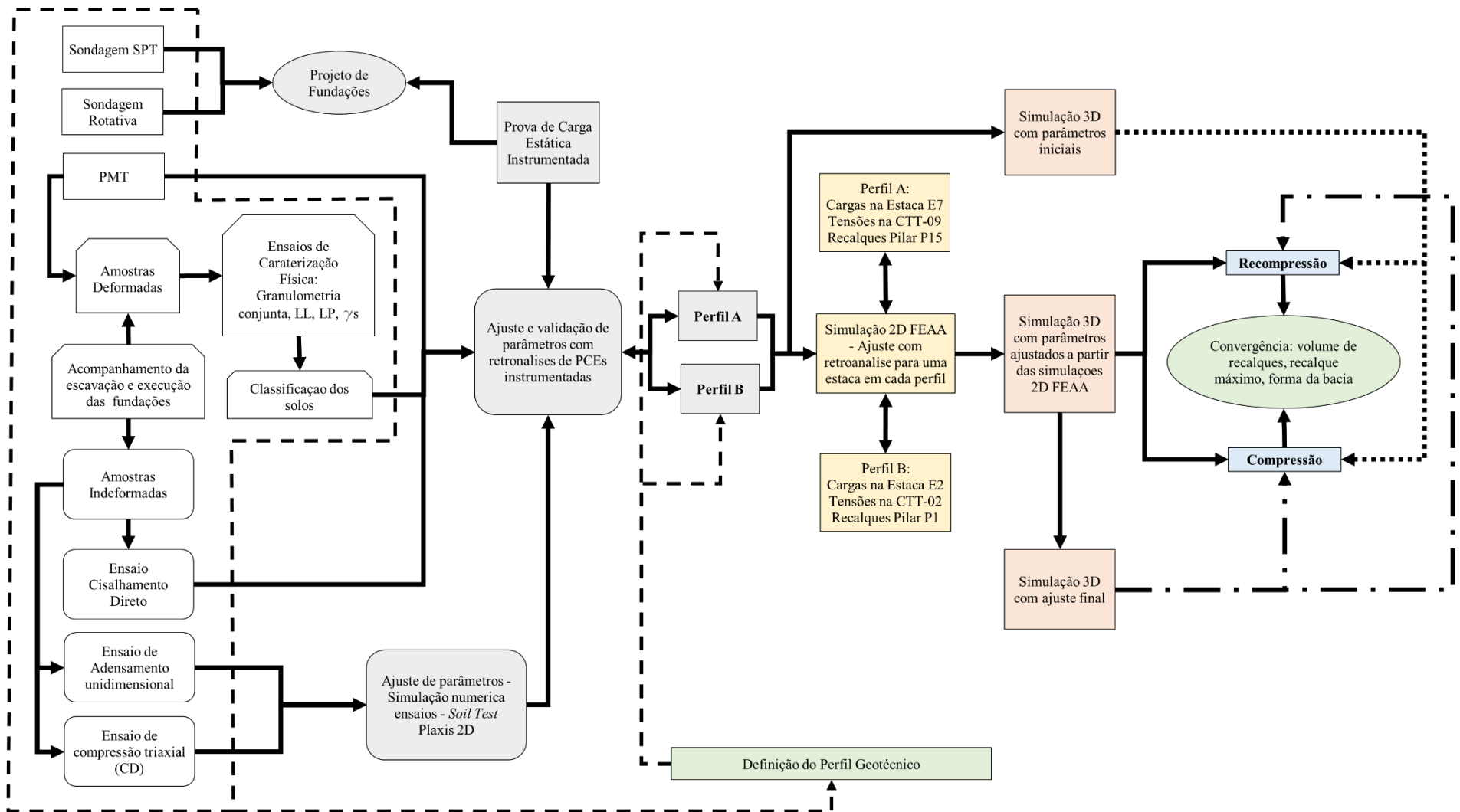


Figura 3.95. Fluxograma de atividades e processos para execução das simulações numéricas 3D.

4. RESULTADOS

Neste capítulo a análise dos resultados foi dividida para proporcionar uma melhor compreensão e avaliação, conforme descrito a seguir: primeiro, foi abordado a comprovação da ocorrência do fenômeno da compensação, definindo etapas para a análise do comportamento nas condições anteriores e posteriores ao ponto de equilíbrio de compensação; segundo, foi discutido os comportamentos indicativos da descompressão do solo, condicionados pelo alívio de cargas decorrente da escavação e percebidos por meio da instrumentação em datas iniciais; terceiro, foram desenvolvidos análises numéricas axissimétricas 2D de estacas abaixo do radier, que representem o comportamento dos dois perfis percebidos; e, por último, foram realizadas análises numéricas 3D do radier estaqueado. Os resultados da instrumentação das cargas dos pilares, estacas e radier, combinados com os recalques medidos, foram utilizados para validar o comportamento de alteração dos parâmetros geotécnicos relacionados à percepção do fenômeno da compensação.

4.1 COMPORTAMENTO DE COMPENSAÇÃO DA FUNDAÇÃO

Como primeiro e importante resultado, pode-se demonstrar que o processo de escavação dos subsolos provocou um alívio de tensões que, ao decorrer da execução da obra, com a aplicação das cargas, ocorreu um equilíbrio, sendo o comportamento da fundação diferente antes e depois deste ponto. Como descrito no subitem 2.2 desta tese, os trabalhos de Sales et al. (2010) e Tang & Zhao (2015) mostram que o comportamento de rigidez (carga *versus* recalque) da fundação até este ponto de equilíbrio deveria seguir um estado de recompressão com maior rigidez, e após este ponto estaria num estado de compressão, menos rígido.

A evolução das cargas da construção foi obtida com o monitoramento do avanço da construção do edifício, expressa pelo aumento de carga referente ao seu peso próprio, e confirmadas pela instrumentação conforme descrito no subitem 3.3.4 desta tese. A data inicial considerada para a construção (dia 0) corresponde à data média referente ao período de concretagem das estacas (23/09/2019). A Figura 4.1 (a) mostra a evolução das cargas totais do edifício ao longo de todo o período de monitoramento, o qual teve início em 23 de setembro de 2019 e término presumido (cargas medidas foram maiores que 99% das cargas permanentes previstas) após 1.235 dias, em 09 de fevereiro de 2023. Na Figura 4.1 (c) consta uma linha do tempo com principais marcos construtivos da obra.

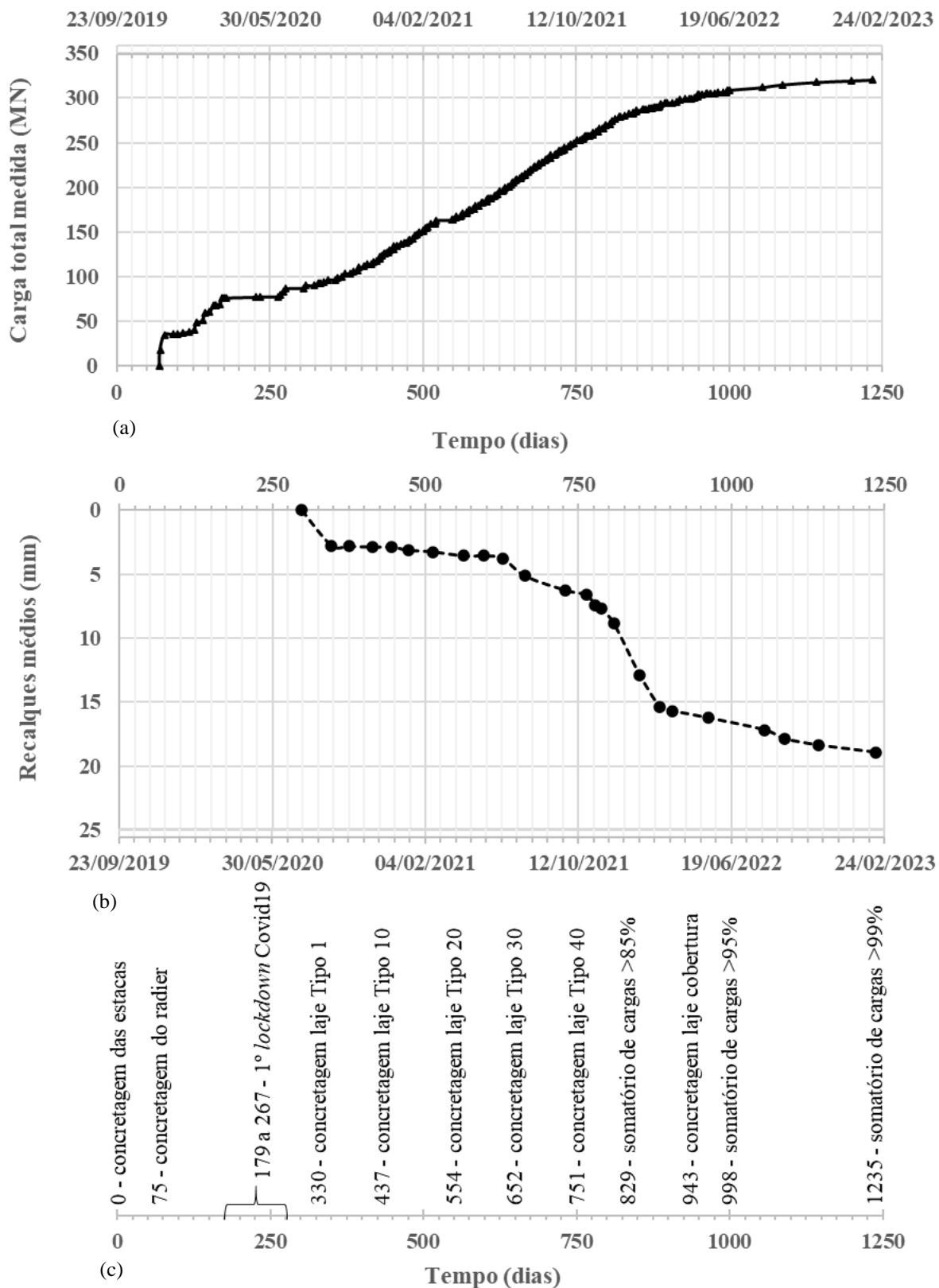


Figura 4.1. Comportamento ao longo do tempo: (a) cargas totais medidas; (b) recalques médios; e (c) linha do tempo com principais datas de concretagem.

Os recalques foram monitorados ao longo do período construtivo como descrito no subitem 3.3.5 desta tese, num total de 24 etapas de leituras. A evolução dos recalques

monitorados nos pilares em função do tempo pode ser representado em termos dos recalques médios, como mostra a Figura 4.1 (b). A pandemia de COVID-19 provocou o atraso no início do monitoramento dos recalques, impossibilitando uma melhor determinação dos efeitos de levantamento de fundo e do trecho inicial da curva carga-recalque. Os períodos de *lockdown*, durante a pandemia, com paralisação dos serviços de construção, também alterou o início da curva de cargas totais medidas em função do tempo, com ocorrência de um patamar entre 180 e 265 dias (20/03/2020 até 16/06/2020), e um intermediário entre 522 a 548 dias (26/02/2021 até 24/03/2021).

Na análise comparativa das Figura 4.1 (a) e (b), é possível observar de forma intuitiva uma mudança no comportamento dos recalques medidos (Figura 4.1 (b)), mesmo sem que ocorram alterações nas magnitudes dos acréscimos de carregamentos aplicados à estrutura, como indicado pela curva de cargas totais (Figura 4.1 (a)) com crescimento visualmente linear. Esse comportamento corrobora a ocorrência do fenômeno de compensação da fundação.

Todavia os recalques apresentam magnitudes diferentes entre os pilares, conforme demonstrado na Figura 3.73 e Figura 3.74, onde os recalques medidos nos pilares exibiram uma bacia descentralizada, com maiores valores na região do perfil A, que contém uma camada de silte de alta plasticidade roxo (MH) para uma cota inferior à base do radier (ver posição do perfil A e B na Figura 3.37), em relação ao solo do perfil B na mesma profundidade que corresponde a uma areia siltosa marrom (SM).

Assim para uma avaliação, considerando a natureza dos perfis A e B, foram agrupados os recalques de cada pilar em cada perfil, de modo a obter um recalque médio, como mostra os resultados da Figura 4.2. De modo geral, o formato e comportamento das curvas de recalque são coerentes entre os perfis A e B, variando apenas sua magnitude. No entanto, essa diferença de magnitude resulta em uma translação no tempo na identificação do ponto em que ocorre a mudança no comportamento dos recalques.

Por fim, cabe ressaltar que, devido aos recalques na borda serem menores que aqueles no centro do radier, uma forma mais precisa de avaliar o recalque total do radier e a mudança de comportamento da fundação devido à compensação da escavação seria considerar o volume de recalque. Esse método representaria melhor as diferenças entre os perfis e o comportamento da bacia de recalque ao longo do processo de carregamento.

A seguir são apresentados e discutidos os resultados de recalque da obra em termos de volume de recalques, que forneceram um parâmetro mais confiável para análise da alteração da rigidez que buscou-se identificar na comprovação da compensação da fundação.

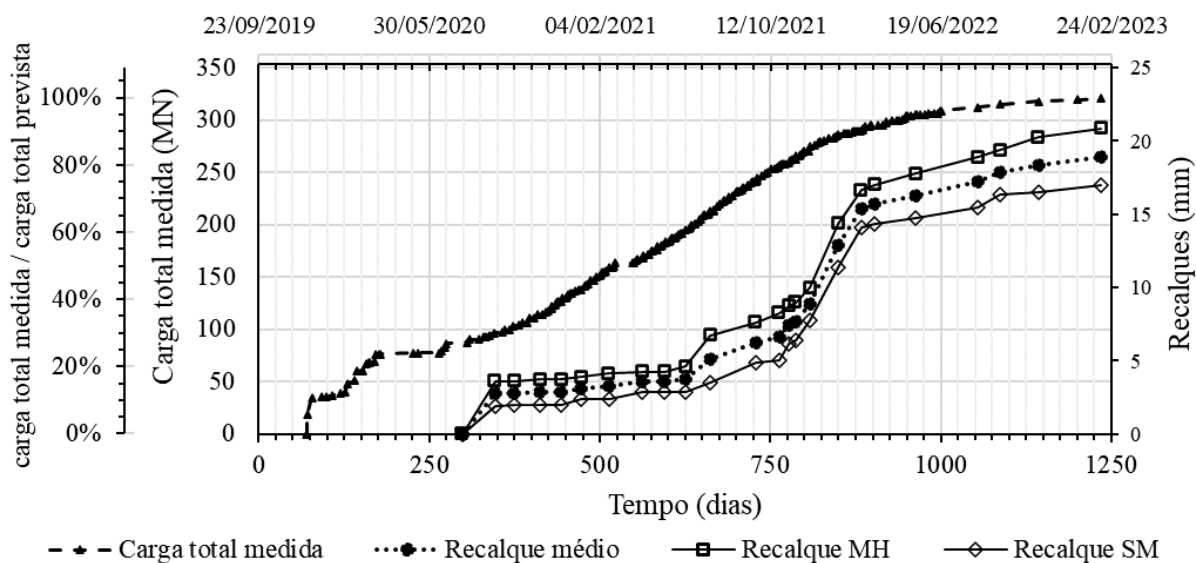


Figura 4.2. Evolução das cargas, recalques médios, recalques no perfil A (MH) e no perfil B (SM).

4.1.1 Definição dos volumes de recalques

Para determinar os volumes de recalques foi necessário criar superfícies contínuas a partir de dados discretos (recalques em cada pilar), e depois integrar essa superfície em relação a um plano de referência. Nesta tese foi utilizado o método de ajuste de curvas ("*curve fitting*") que foi estendido para ajuste de superfícies, permitindo criar uma superfície contínua a partir de dados discretos. O método é descrito em detalhes no Apêndice G.

Os recalques em cada etapa de monitoramento definiram uma superfície de recalque determinada pela solução numérica (Apêndice G), como por exemplo, mostra a Figura 4.3 para a etapa 22 de monitoramento de recalques, em 14/09/2022, onde foi obtido o maior valor de R^2 (Tabela G.3 do Apêndice G) e, portanto, deve ser a superfície dentre todas as etapas que melhor representa a sua bacia de recalques correspondente. No Apêndice G constam as Figuras que representam as superfícies das demais etapas de monitoramento dos recalques.

A Tabela 4.1 apresenta os volumes de recalque para cada uma das etapas de medições. Com esses valores, foi possível construir a curva da evolução do volume de recalque no tempo, conforme mostrado na Figura 4.4. Observa-se que o comportamento dessa curva, em termos de volume de recalque, apresenta similaridades com o comportamento dos valores lineares de recalque médio ao longo do tempo (ver Figura 4.4), exibindo picos e inflexões em pontos correspondentes. Todavia, conforme justificado anteriormente, os recalques lineares variam significativamente no espaço devido à distribuição não uniforme da bacia de recalques. Isso

torna o uso de valores médios lineares menos preciso, podendo introduzir desvios temporais na identificação do ponto de compensação.

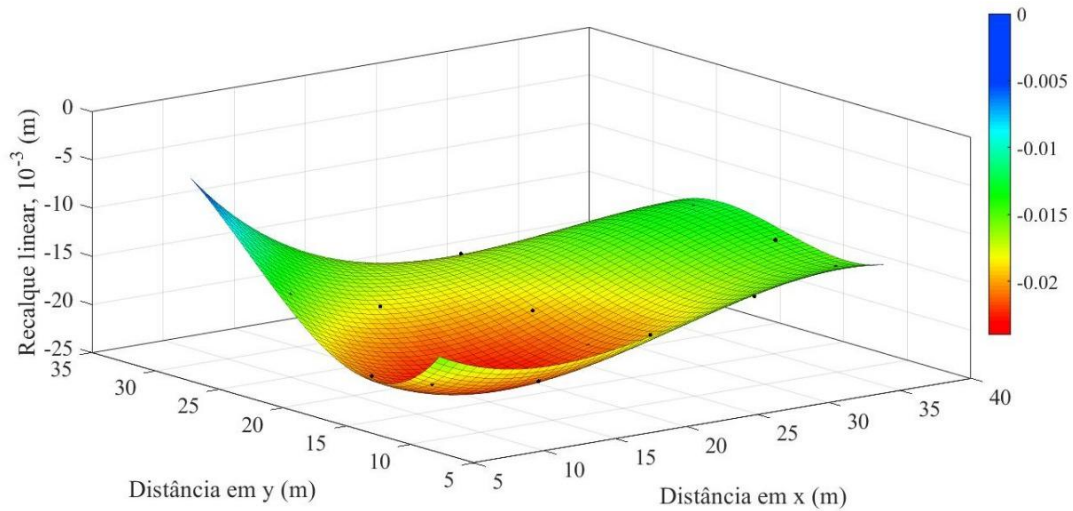


Figura 4.3. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 22 de monitoramento.

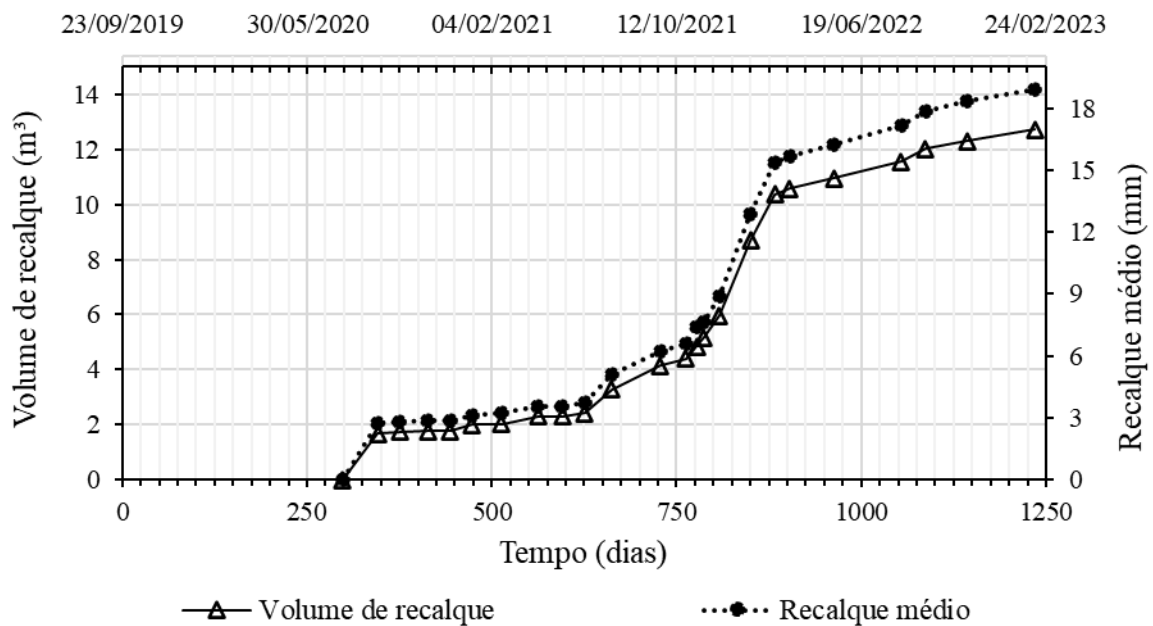


Figura 4.4. Comparação entre curvas de volume de recalque e recalques médios em função do tempo.

Essa diferença reforça a importância de considerar o volume de recalque como uma métrica mais representativa, pois ele incorpora as variações espaciais e fornece uma avaliação mais precisa do comportamento global da fundação, particularmente em cenários onde há heterogeneidade dos solos e diferenças nas condições de carregamento.

Tabela 4.1. Volume de recalque para cada uma das etapas de monitoramento

Data	Nº etapa	Volume de recalque (m ³)
03/09/2020	Etapa 2	1,67787
02/10/2020	Etapa 3	1,74311
09/11/2020	Etapa 4	1,77268
10/12/2020	Etapa 5	1,77268
08/01/2021	Etapa 6	2,00383
17/02/2021	Etapa 7	2,02525
07/04/2021	Etapa 8	2,30425
10/05/2021	Etapa 9	2,30425
10/06/2021	Etapa 10	2,41040
16/07/2021	Etapa 11	3,29139
20/09/2021	Etapa 12	4,15526
25/10/2021	Etapa 13	4,40597
18/11/2021	Etapa 15	5,16144
09/12/2021	Etapa 16	5,96006
20/01/2022	Etapa 17	8,68246
22/02/2022	Etapa 18	10,37537
14/03/2022	Etapa 19	10,58772
13/05/2022	Etapa 20	10,95330
12/08/2022	Etapa 21	11,57134
14/09/2022	Etapa 22	12,02452
09/11/2022	Etapa 23	12,30788
09/02/2023	Etapa 24	12,73071

4.1.2 Identificação do ponto de equilíbrio de compensação

Tendo em vista que os volumes de recalque representam de forma mais abrangente o comportamento da fundação, estes foram utilizados para caracterizar a evolução dos recalques ao longo do tempo, considerando os diferentes perfis de solo e o formato assimétrico da bacia de recalques. Para isso, os resultados foram combinados com as cargas medidas pela instrumentação, com o objetivo principal de identificar o ponto de compensação no caso de estudo.

O ponto de compensação é entendido como o limite entre dois regimes distintos de comportamento: recompressão (parcialmente compensado) e compressão (compensado). A identificação desse ponto permite evidenciar o efeito da compensação no comportamento da fundação do estudo de caso e determinar o nível de carga aplicado em que ocorre o equilíbrio

entre esses dois regimes. Além disso, possibilita a definição das rigidezes associadas a cada regime, antes e após o ponto de compensação.

A Figura 4.5 mostra os volumes de recalque e a carga total aplicada pela obra, medida pela instrumentação ao longo do tempo. A análise dos volumes de recalques mostra um comportamento que pode ser aproximado por uma curva trilinear, composta por três estágios diferentes, de modo semelhante ao que foi proposto por Sales et al. (2010), nos seguintes limites:

- Primeiro estágio (reta vermelha): entre 300 e 677 dias, representa o comportamento de recompressão do solo, onde a fundação é afetada pelo efeito da compensação, e mostra uma maior rigidez no comportamento geral da obra.
- Segundo estágio (reta azul): entre 677 e 950 dias, corresponde ao comportamento carga-recalque virgem da obra, quando as cargas representativas da construção ainda estão sendo aplicadas e o solo está submetido a um nível de tensão nunca enfrentado, resultando em uma rigidez global menor.
- Terceiro estágio (reta pontilhada verde): a partir de 950 dias, é caracterizado pelo recalque devido a um menor nível de carga, ou seja, a mudança de inclinação da reta dos recalques é consequência dos menores acréscimos de carga, mas também se entende, que a longo prazo, poderiam ser considerados adicionalmente mecanismos tardios de recalque, como devidos por adensamento ou fluência.

O ponto de equilíbrio de compensação é entendido como o ponto que representa a transição do primeiro para o segundo estágio percebidos nas alterações de comportamento dos volumes de recalques, que ocorreu para o tempo de 677 dias (em 31/07/2021), e ao considerar a aplicação de cargas da obra, ocorre para uma carga de 219,6 MN (Figura 4.5). Esta carga corresponde à execução da estrutura de concreto referente ao 36º pavimento (32º tipo), com altura de 117,5 metros (a partir do nível natural do terreno - nível do térreo), e representa 68,4% da carga total da obra aplicada ao final do monitoramento.

Este ponto de equilíbrio foi determinado utilizando regressões lineares, visando um melhor rigor matemático, nos trechos de comportamento descritos para o 1º e 2º estágios de volume de recalque e para o acréscimo de carga constante. A Figura 4.5 mostra as retas de regressão obtidas e suas equações. O tempo em dias correspondente à mudança de comportamento do volume de recalques foi calculado a partir da intersecção das duas retas (equações lineares), e a carga total no ponto de equilíbrio de compensação foi obtida utilizando

a regressão linear para as cargas totais, conhecendo-se o tempo. Cabe ressaltar que as regressões lineares apresentam uma boa concordância com valores de R^2 superiores a 0,9.

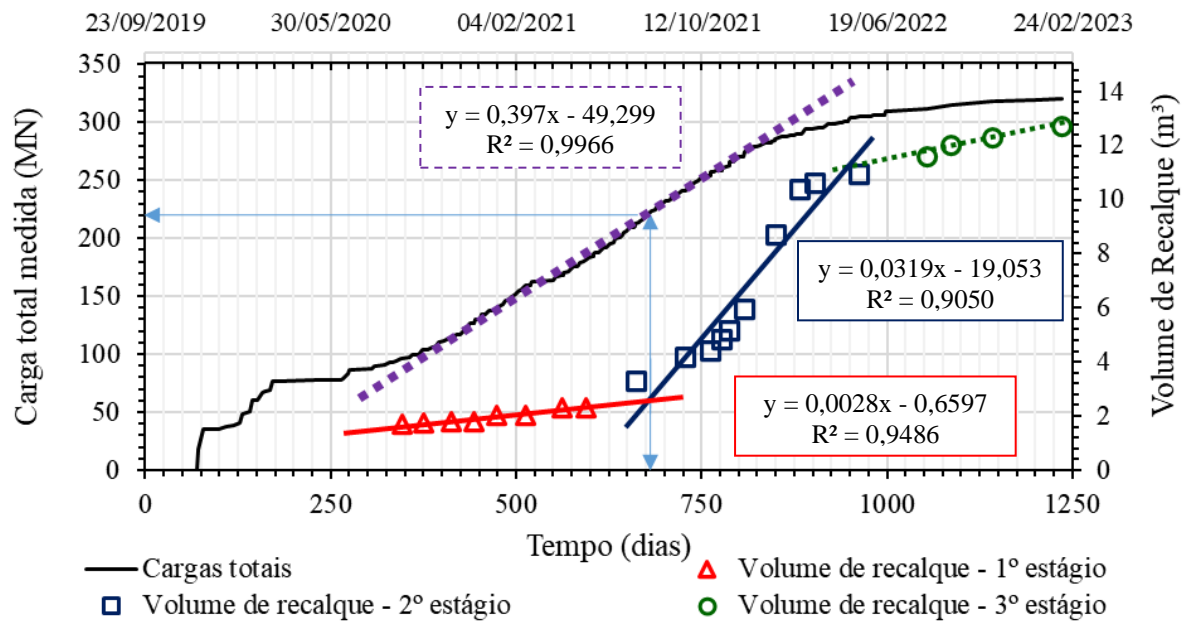


Figura 4.5. Evolução das cargas totais e volumes de recalques no tempo, e regressões lineares utilizadas para definição do ponto de equilíbrio de compensação.

Na carga determinada de 219,6 MN para o ponto de equilíbrio de compensação (Figura 4.5) estão sendo consideradas as parcelas referentes ao peso do radier, baldrame e complementos de pilares, assim como cargas provenientes de outros serviços de construção (alvenaria, revestimentos, dentre outros) nos vários pavimentos. Importante observar que as cargas totais aplicadas na obra ocorreram com acréscimo regulares, com boa aproximação para um crescimento linear (reta tracejada em roxo) no tempo entre 300 a 900 dias, como mostra a Figura 4.5 e, portanto, a diferença de comportamentos dos recalques percebidos não se deve a magnitudes diferentes do acréscimo de carga aplicado.

Ao considerar o peso do volume total de solo escavado no nível do 2º subsolo, levando em conta os limites da contenção e os níveis de escavação mostrados, respectivamente, na Figura 3.4 e Figura 3.5, e utilizando os valores de peso específico natural determinados nos ensaios de laboratório, mostrados no subitem 3.2.2 desta tese, o valor teórico do alívio de cargas alcançaria 227 MN, segundo valores calculados da Tabela 3.1, que é cerca de 3,6% maior que a carga de equilíbrio de compensação abaixo do radier, de 219,6 MN, como mostrado na Figura 4.5. Esse valor pode ser considerado próximo, o que evidencia a influência do efeito da compensação no comportamento carga-recalque do edifício.

Outra maneira de verificar as diferenças de comportamento dos estágios, antes e depois da compensação da fundação, consta na verificação de comportamentos distintos de rigidez relativa, considerando a relação entre as cargas totais medidas e os volumes de recalques, na forma como apresentado na Figura 4.6. Pode-se destacar os valores obtidos para rigidez relativa de 121.633 kN/m³ para o trecho de recompressão, e 6.830 kN/m³ para o trecho de compressão, na forma dos coeficientes angulares das regressões lineares, que mostraram bons ajustes com valores de R² de 0,95 e 0,91, respectivamente. Se for considerado um deslocamento médio uniforme para a área da base (681 m²) do radier, os valores de rigidez (na forma de um coeficiente de mola) calculados seriam de 82,8x10⁶ kN/m e 4,7x10⁶ kN/m, respectivamente, para o trecho de recompressão e de compressão, sendo o primeiro cerca de 20 vezes maior que o segundo.

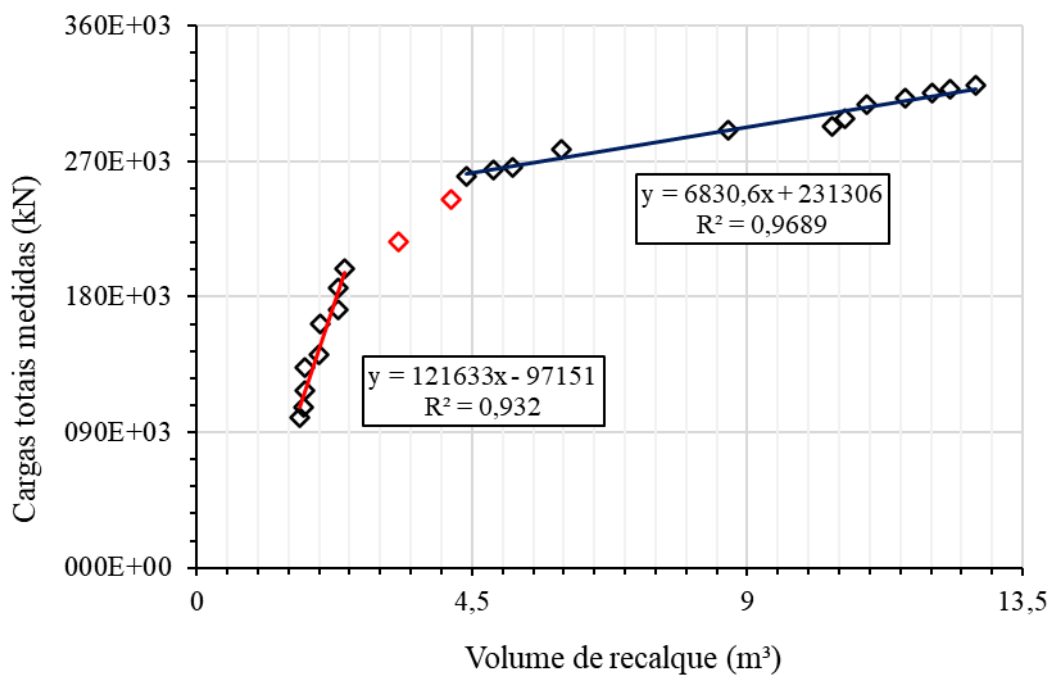


Figura 4.6. Avaliação da rigidez relativa na curva cargas totais medidas *versus* volume de recalque.

Uma conclusão importante pode ser observada a partir da Figura 4.6, onde foi possível confirmar que o terceiro estágio com alteração do comportamento dos recalques a partir dos 950 dias (reta pontilhada em verde na Figura 4.5), se deve unicamente ao acréscimo de carga ser diferente, sem contribuições de recalque devido à fluência ou adensamento, uma vez que os pontos da terceira etapa, entre 950 a 1250 dias, apresentam uma boa regressão linear em conjunto com os pontos da segunda etapa de 750 a 950 dias, com valores de R² de 0,97. Ou seja, dentro do tempo de análise do presente estudo de caso, pode-se concluir que todos os

valores de recalques e cargas medidas além do ponto de equilíbrio identificado em 677 dias representam um comportamento de compressão.

Todavia a análise por rigidez relativa mostra que existe uma não linearidade, que deve ser um reflexo da não linearidade dos recalques, uma vez que as cargas totais medidas mostram crescimento linear. Esta não linearidade é representada na Figura 4.6 por dois pontos centrais no gráfico (em vermelho) que ocorreram nas datas de 662 e 728 dias, de forma que o ponto arbitrado para o equilíbrio de compensação (677 dias) se encontra entre estes dois valores e, portanto, deve-se entender que a obtenção do ponto de equilíbrio de compensação por regressões lineares é uma aproximação.

Assim a mudança de rigidez ocorre em um intervalo de transição, onde para os dados disponíveis do estudo de caso, utilizando os resultados dos últimos pontos entre os trechos lineares definidos para recompressão e compressão, apresentam variação de tempo de 137 dias, entre 10/06/2021 (626 dias) e 25/10/2021 (763 dias), com variação de carga de 61,6 MN (19,2% da carga total final do edifício) e de volumes de recalques de 1,99 m³ (15,2% do volume de recalque final). Entretanto, os intervalos apontados poderiam ser menores caso estivesse disponível mais dados de recalques, podendo caracterizar melhor a curva e seus limites.

Ainda assim, a partir da compreensão do ponto limite determinado pela compensação no comportamento carga-recalque do edifício, é possível utilizar parâmetros geotécnicos diferentes em projetos que prevejam a recompressão. Dessa forma, é possível descrever melhor o desempenho de obras futuras, otimizando soluções e resultando em economia.

4.1.3 Definição das etapas de análise para comportamento antes e depois da compensação

Uma vez que o fenômeno da compensação foi determinado no tempo, pode-se definir etapas de análise para que os valores de cargas monitoradas nos pilares, estacas e tensões no contato radier-solo, e recalques medidos nos pilares fossem tomados, de modo a ser possível caracterizar o comportamento da fundação para cargas menores e maiores que a carga de compensação, possibilitando assim uma melhor análise do fenômeno dada a grande disponibilidade de dados. As etapas foram definidas dentro dos intervalos lineares observados (ver Figura 4.5) para o comportamento do recalque no primeiro estágio (recompressão) e segundo estágio (compressão), podendo ser relacionados na Tabela 4.2 e mostrados na Figura 4.7.

A partir dos valores medidos pela instrumentação para deformação dos sensores instalados nas estacas, nos pilares e nos contatos radier-solo, conforme demonstrado,

respectivamente, na Tabela A.1 (Apêndice A), Tabela B.1 (Apêndice B), e Tabela C.1 (Apêndice C), em cada uma das etapas definidas (Tabela 4.2), é possível determinar as cargas nas estacas e nos pilares, bem como as tensões no contato radier-solo, utilizando o método descrito no subitem 3.3.3.2, e aplicando as correções das deformações por fluência do subitem 3.3.3.3.

Tabela 4.2. Etapas definidas para estudo do comportamento da compensação.

Etapa	Condição de comportamento	Tempo (dias)	Data	Estágio de execução da obra
1	Recompressão	350	07/09/2020	Estrutura concreto executada até o 6º pavimento
2	Recompressão	400	27/10/2020	Estrutura concreto executada até o 10º pavimento
3	Recompressão	500	04/02/2021	Estrutura concreto executada até o 21º pavimento
4	Recompressão	600	15/05/2021	Estrutura concreto executada até o 29º pavimento
5	Compressão	700	23/08/2021	Estrutura concreto executada até o 40º pavimento
6	Compressão	800	01/12/2021	Estrutura concreto executada até o 49º pavimento
7	Compressão	850	20/01/2022	Estrutura concreto executada até o 51º pavimento
8	Compressão	1000	19/06/2022	Estrutura finalizada; 96,1% da carga total
9	Compressão	1200	05/01/2023	Estrutura finalizada; 99,4% da carga total

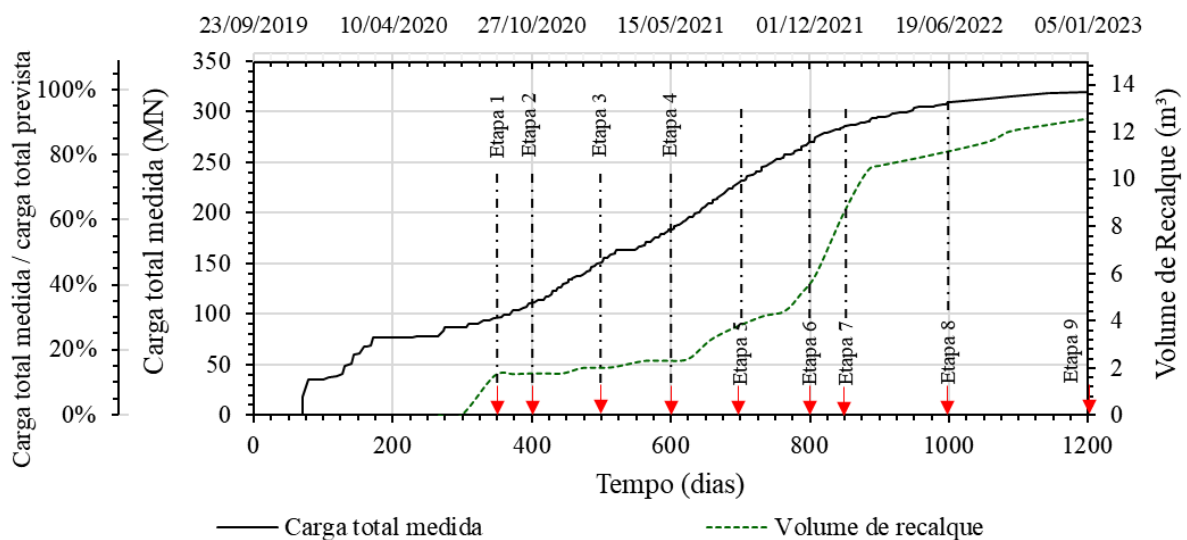


Figura 4.7. Etapas de análise definidas (etapas 1 a 9) em relação à aplicação das cargas totais e desenvolvimento dos volumes de recalques ao longo do tempo.

Entretanto as deformações medidas nas estacas e nas CTTs, no período inicial, entre 0 e 265 dias (de 23/09/2019 a 14/06/2020), mostraram comportamentos atípicos devido a efeitos térmicos, retração do concreto e de expansão do solo decorrente da escavação, como mostrado

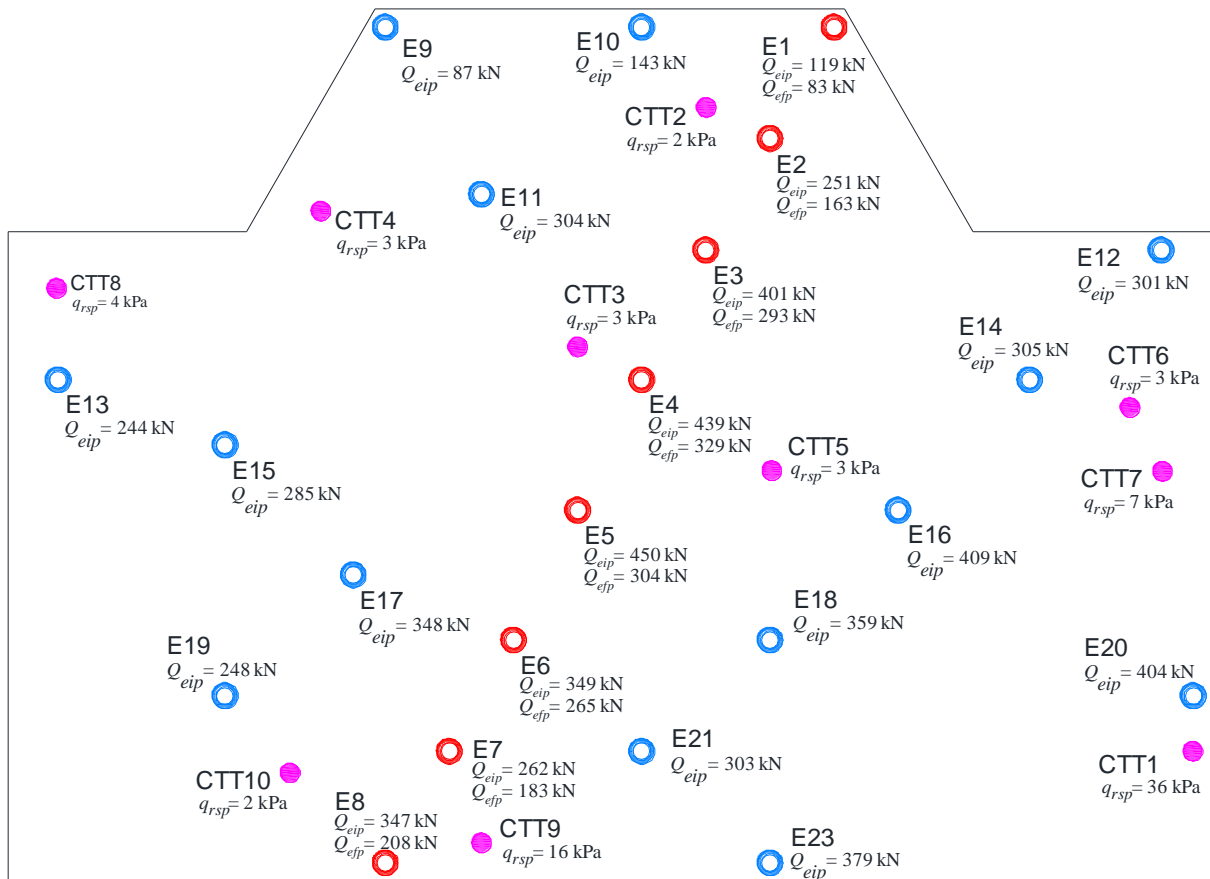
nas Figuras A.1 a A.6 no apêndice A para as estacas, e nas Figuras C.1 e C.2 no apêndice C para o contato radier-solo, sendo necessário realizar um ajuste na análise destes valores iniciais. No subitem 4.2, são discutidos os comportamentos das deformações atípicas percebidas nas estacas e no contato radier-solo, e como podem estar relacionadas ao efeito do alívio de tensões provocado pela escavação do subsolo.

Assim, nesta tese, foi utilizada uma metodologia desenvolvida em conjunto e também descrita por Bernardes (2023), com o objetivo de ajustar a interpretação dos dados iniciais (0 a 265 dias) de deformação medidos pelo SI no topo das estacas e nas CTTs, por meio de uma análise global do comportamento da fundação em função da aplicação das cargas da superestrutura. A avaliação baseou-se em uma análise tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme a modelagem numérica descrita no subitem 3.4.3, para calcular as cargas próximas ao topo das estacas (Q_{eip}), próximas a ponta (Q_{efp}) e as tensões no contato radier-solo (q_{rsp}), considerando os valores das cargas medidas nos pilares na data de 265 dias. A partir dessa data, somente os incrementos de deformação medidos pela instrumentação nas etapas subsequentes foram utilizados para determinar o acréscimo de cargas nas estacas e tensões no contato radier-solo ao valor definido pelo modelo.

Na Figura 4.8 constam os resultados da simulação numérica para data de 265 dias. O baixo valor médio (4 kPa) determinado pelo modelo numérico para a tensão atuante no contato radier-solo (q_{rsp}), é consequência do pequeno espaçamento entre estacas, que resulta em uma parcela elevada da carga total absorvida somente pelo estaqueamento (99%). Todavia, como discutido no subitem 4.2, mostram coerência com valores monitorados de deformação, com acréscimos de até 100 dias, seguidos de decréscimos entre 100 e 265 dias, que resultam em valores médios não elevados.

Ainda cabe ressaltar que o intervalo de análise apresentado por Bernardes (2023) foi limitado a junho de 2022, com 96% da carga total permanente aplicada, utilizando o banco de dados na emissão inicial, sendo a última leitura de recalques em maio de 2022. Nesta tese os dados de cargas foram complementados até 05 de janeiro de 2023, com a revisão do banco de dados, chegando a 99% de carga aplicada. Além disso, foram adicionadas mais quatro leituras de recalques, com a última leitura em 09 de fevereiro de 2023.

Nos subitens a seguir constam os resultados obtidos pela instrumentação referentes as cargas nos pilares, cargas nas estacas e as tensões no contato radier-solo, assim como os recalques para cada uma das etapas de análise definidas na Tabela 4.2.



LEGENDA

- ESTACA INSTRUMENTADA NO TOPO
- ESTACA INSTRUMENTADA EM CINCO NÍVEIS
- CÉLULA DE TENSÃO TOTAL

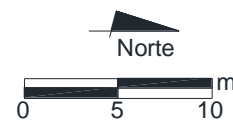


Figura 4.8. Valores das cargas nas estacas próximo ao topo (Q_{eip}), e à ponta (Q_{efp}) e as tensões no contato radier-solo (q_{rsp}), calculadas com modelo numérico para a data de 265 dias considerando a aplicação de 23% da carga total prevista.

4.1.3.1 Determinação das cargas nos pilares para cada etapa de análise

Os resultados das cargas determinadas pela instrumentação nos pilares (Q_c) acima do radier, referentes às etapas de análise definidas, estão apresentados na Tabela 4.3. Essas cargas foram calculadas com base na metodologia descrita nos subitens 3.3.3.1 a 3.3.3.4 e nos resultados de deformações apresentados no Apêndice B.

A determinação das cargas medidas nos pilares foi favorecida pelo número adequado de sensores instalados por pilar (≥ 2) e pela instrumentação em todos os pilares, além das melhores condições conhecidas de fluência, seção geométrica e variações de temperatura. Esses fatores possibilitaram a obtenção de valores quantitativos confiáveis das cargas medidas, os

quais puderam ser comparados tanto com os valores calculados a partir do acompanhamento do avanço físico da obra quanto com aqueles previstos em projeto.

Tabela 4.3. Cargas nos pilares determinadas pela instrumentação.

Etapa Tempo (dias)	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
PILAR	Carga medida no pilar acima do radier – Q_c (MN)								
P1	9,7	11,4	16,1	18,9	23,4	33,4	32,5	37,5	39,0
P2	4,2	4,8	13,2	7,8	9,5	13,3	13,4	14,1	15,5
P3	2,0	2,4	4,3	4,2	4,0	6,7	7,6	8,7	9,6
P4	2,9	3,4	4,8	6,0	6,3	8,6	9,4	10,9	14,0
P5	2,2	2,9	4,9	6,2	7,9	9,7	10,2	10,5	12,2
P6	2,0	2,7	4,6	5,7	7,1	9,3	9,4	10,4	10,7
P7	7,1	9,3	14,1	20,1	22,0	24,9	27,1	27,5	28,0
P8	3,2	4,2	7,0	8,9	11,3	14,6	14,0	14,6	17,0
P9	5,3	6,6	11,4	12,8	12,5	15,9	15,9	17,5	20,1
P10	1,8	2,7	5,4	6,6	8,3	10,1	10,4	11,4	11,4
P11	2,4	3,4	5,8	7,7	9,5	12,1	12,8	13,7	13,4
P12	3,1	3,6	5,0	6,2	8,0	12,7	12,5	13,2	17,0
P13	2,7	2,9	3,9	5,7	9,8	13,3	14,2	14,8	15,7
P14	1,9	2,9	5,5	7,2	10,5	13,6	14,5	16,2	16,4
P15	3,7	4,7	7,3	10,1	14,0	19,5	20,2	21,9	20,9
P16	3,6	4,4	6,6	9,9	13,1	16,3	16,8	18,6	19,4
P17	2,2	3,0	5,8	6,8	8,7	12,0	12,3	14,5	16,2
Total	59,9	75,3	125,7	150,8	185,9	246,0	253,2	276,0	296,5

A comparação das cargas medidas nos pilares, normalizadas em relação às cargas previstas em projeto, demonstra diferenças iniciais de 50% a 140% na etapa 1, que se reduzem gradativamente para um intervalo de 70% a 125% na etapa 9. Essas diferenças são atribuídas à rigidez desigual entre os solos dos Perfis A e B, que resultaram em recalques assimétricos no radier, com maiores deslocamentos na lateral esquerda e com a consequente redistribuição de cargas entre os pilares. Os pilares localizados sobre o Perfil B (P5, P6, P9, P11, P14 e P16), mais rígido, apresentaram cargas superiores às do Perfil A (P3, P4, P8, P10, P13 e P15), numa comparação simétrica (ver Figura 3.59), em todas as etapas de análise, conforme ilustrado na Figura 4.9. A diferença percentual entre os somatórios de cargas entre os dois perfis, nas etapas

1 a 4 de recompressão mostram-se crescentes, alcançando 18%, ao passo que nas etapas 5 a 9 de compressão foram decrescentes até 4%, indicando um processo de estabilização.

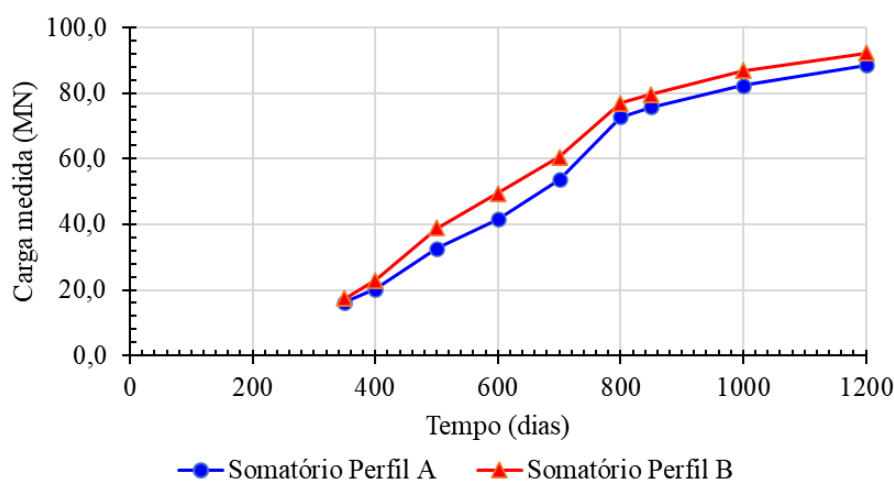


Figura 4.9. Somatório de cargas medidas nos pilares entre perfil A e B.

O pilar P8 apresentou, em diversas etapas, as menores cargas normalizadas (variando de 77% a 64%), comportamento coerente com os maiores recalques medidos nessa região. Por outro lado, os pilares ao redor (P7, P10, P13 e P15) absorveram as cargas redistribuídas, exibindo valores normalizados mais elevados, entre 111% e 127%. Na lateral direita (P6, P11 e P14), localizada em uma área de menores recalques, foram medidas cargas normalizadas maiores (>100%), evidenciando o papel da rigidez da superestrutura na redistribuição de cargas e conseqüentemente na uniformização dos recalques diferenciais.

Em relação ao fenômeno de compensação, observou-se que, nas etapas 1 a 4 (com a fundação em condição de recompressão), as cargas nos pilares apresentaram variações mais significativas em relação aos valores previstos no projeto, com maior sobrecarga nos pilares localizados na região central do radier. Nas etapas 5 a 9 (sob condição de compressão), verificou-se uma estabilização na amplitude das cargas normalizadas, acompanhada de maior carregamento dos pilares periféricos. A condição de compressão, alcançada com a aplicação de cargas totais mais elevadas, resultou em recalques de maior magnitude, os quais, devido à rigidez da superestrutura, condicionam uma maior redistribuição das cargas entre os pilares.

4.1.3.2 Determinação das cargas nas estacas para cada etapa de análise

A Tabela 4.4 apresenta os resultados das cargas determinadas pela instrumentação no topo das estacas (Q_{ei}), abaixo do radier, na cota de -14 m nas estacas E2, E3, E4 e E5 e na cota de -12 m nas estacas E6, E7, E8, e E9 a E23, e a Tabela 4.5 mostra os resultados das cargas

medidas no sensor instalado em posição mais profunda (Q_{ef}), mais próximo a ponta, na cota -18,3 m para estaca E6, na cota -20,5 m para as estacas E2, E3, E4, E5 e E7, e na cota -21,7 para as estacas E1 e E8, para cada uma das etapas de análise definidas. Na Estaca E1 os sensores do topo e intermediários foram perdidos restando somente o sensor em posição mais profunda.

A metodologia empregada para o ajuste dos dados iniciais (até 265 dias) baseou-se em simulação numérica descrita no subitem 4.1.3, enquanto os cálculos das cargas para todas as etapas seguiram os procedimentos descritos nos subitens 3.3.3.1 a 3.3.3.4, utilizando os acréscimos de deformações medidas pela instrumentação, utilizando dos dados apresentados no Apêndice A.

De modo geral ocorreu uma maior mobilização das estacas do Perfil A, na região de menor rigidez, como mostra a Figura 4.10 (a), todavia deve-se lembrar que o número de estacas instrumentadas é cerca de 10% do total de estacas abaixo do radier, sendo no Perfil A consideradas as estacas E6, E7, E8, E9, E11, E13, E15, E17 e E19, e no perfil B as estacas E2, E3, E12, E14, E16, E18, E20 e E23, conforme posições em planta mostradas na Figura 3.59.

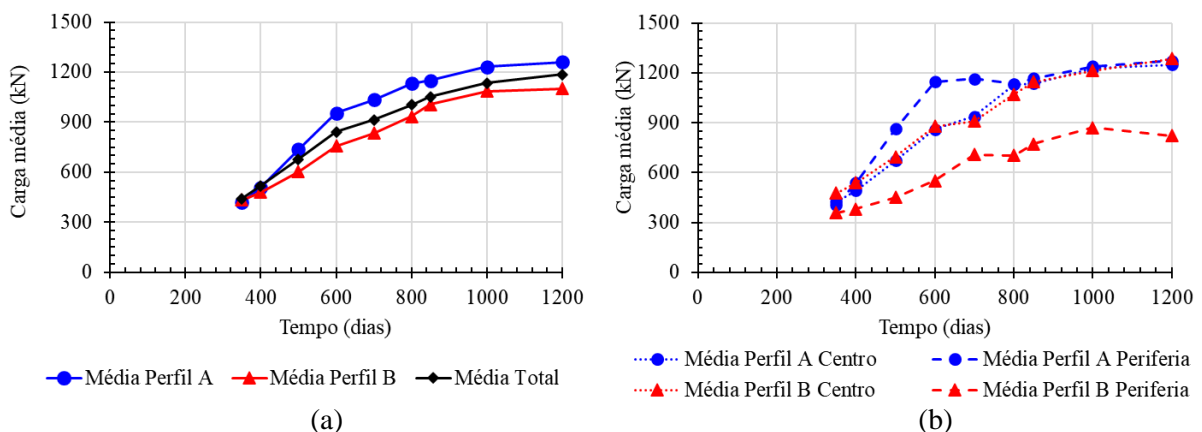


Figura 4.10. Cargas médias medidas no topo das estacas ao longo do tempo: (a) entre perfis A e B; (b) entre centro e periferia nos perfis A e B.

As cargas médias medidas no topo das estacas mostram uma aparente convergência no valor aproximado de 1.200 kN (Figura 4.10 (a) e (b)), inferior à carga admissível das estacas (Q_{adm}), definida em etapa de projeto, igual a 2.300 kN. De modo semelhante, a carga média medida na ponta mostra convergência em torno de 690 kN (ver Tabela 4.5). Considerando o fenômeno de compensação, observa-se que, entre as etapas 4 e 5, ocorreram as maiores diferenças entre cargas médias nas estacas dos Perfis A e B em relação à média total, da ordem de 23%, sendo que inicialmente (etapa 1 e 2) a diferença foi pequena (3%) e ao final (etapa 7 a 9) tendem a ser convergentes (13%).

Tabela 4.4. Cargas medidas próximo ao topo das estacas instrumentadas.

Etapa Tempo (dias)	Etapa 1 350	Etapa 2 400	Etapa 3 500	Etapa 4 600	Etapa 5 700	Etapa 6 800	Etapa 7 850	Etapa 8 1000	Etapa 9 1200
ESTACA	Carga medida próximo ao topo da estaca abaixo do radier - Q_{ei} (kN)								
E2	384	398	880	993	989	1082	1191	1208	1232
E3	511	613	677	832	918	1009	1073	1102	1175
E4	532	703	876	1006	1065	1123	1213	1247	1329
E5	642	741	836	896	1218	1228	1357	1432	1497
E6	444	500	741	955	1261	1514	1459	1631	1648
E7	420	560	748	878	1053	1126	1223	1329	1408
E8	438	680	931	1204	1419	1501	1575	1624	1632
E9	484	607	795	982	1010	796	804	800	849
E10	342	371	381	389	420	450	505	626	636
E11	487	521	762	1156	-	-	-	-	-
E12	300	300	282	288	283	377	376	612	620
E13	298	329	863	1249	1064	1104	1124	1291	1339
E14	323	333	387	339	329	850	1111	1150	-
E15	366	477	599	861	-	-	-	-	-
E16	707	883	910	1206	1239	1256	1251	1379	1450
E17	537	571	771	871	924	1107	1109	1130	1178
E18	459	463	618	1028	1074	1155	1108	1227	-
E19	299	329	414	442	515	771	751	812	762
E20	345	310	358	468	737	839	890	942	1024
E21	544	636	690	744	722	859	842	939	-
E23	429	534	716	898	1107	896	1052	1061	-
Média	442	517	678	842	913	1002	1053	1134	1185

Ao analisar o comportamento das médias das cargas medidas no topo nas estacas no centro e periferia, como mostra a Figura 4.10 (b), pode-se observar uma convergência nas etapas 6 a 9 (condição de compressão) para as estacas localizadas na periferia do radier (bordas e cantos) Perfil A e no centro em ambos os perfis. Na etapa 4 (600 dias), as estacas da periferia do Perfil A apresentaram cargas significativamente superiores às da periferia do Perfil B, que por sua vez mostraram cargas menores em todas as etapas. As estacas centrais mantiveram cargas médias semelhantes em ambos os perfis, mesmo com os maiores níveis de recalques ocorrendo predominantemente no Perfil A.

Tabela 4.5. Cargas medidas em posição mais profunda nas estacas instrumentadas.

Etapa Tempo (dias)	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
ESTACA	Carga medida na posição mais próxima a ponta da estaca - Q_{ef} (kN)								
E1	279	338	414	487	582	657	667	669	632
E2	250	263	528	586	607	772	655	676	671
E3	373	466	494	641	661	696	735	766	811
E4	399	541	569	614	650	679	728	811	837
E5	434	519	527	493	420	396	394	351	359
E6	337	405	519	611	839	982	773	938	964
E7	294	384	411	430	582	684	593	571	591
E8	263	394	466	614	695	720	740	666	653
Média	329	414	491	560	630	698	661	681	690

4.1.3.3 Determinação das tensões no contato radier-solo para cada etapa de análise

Os resultados das tensões no contato radier-solo (q_{rs}), determinadas pela instrumentação com CTTs instaladas abaixo do radier, para cada uma das etapas de análise definidas, constam na Tabela 4.6. A metodologia aplicada para ajustar os dados iniciais (até 265 dias) baseou-se em simulação numérica descrita no subitem 4.1.3, enquanto a determinação das tensões em todas as etapas foi realizada conforme o subitem 3.3.1.2, utilizando os resultados dos acréscimos de deformações medidas pela instrumentação, conforme detalhado no Apêndice C.

As CTTs instaladas no Perfil A (04, 08, 09 e 10) apresentaram maior mobilização das tensões no contato radier-solo em relação às localizadas no Perfil B (01, 02, 05, 06 e 07) durante as etapas 1 a 4 (350 a 600 dias), período caracterizado pela condição de recompressão anterior ao ponto de equilíbrio de compensação, conforme ilustrado na Figura 4.11. As posições das CTTs nos Perfis A e B podem ser verificadas na Figura 3.59. Cabe ressaltar que a CTT-03 não foi considerada na análise por estar localizada em uma zona de transição entre os dois perfis.

A partir das etapas 5 a 9, de 700 a 1200 dias, na condição de compressão, houve uma aproximação no comportamento, onde a média das tensões no contato radier-solo registradas pelas CTTs no Perfil B passou a ser pouco superior à do Perfil A (ver Figura 4.11). Apesar disso, observou-se uma tendência de estabilização, com os valores registrados para ambos os perfis convergindo para um valor médio.

Tabela 4.6. Tensões no contato radier-solo determinadas pela instrumentação.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
CTT	Tensão no contato radier-solo medidas por Célula de Tensão Total - q_{rs} (kPa)								
CTT-01	28	48	55	116	199	221	204	208	219
CTT-02	0	-5	5	63	132	74	135	203	200
CTT-03	212	150	154	154	166	190	269	251	259
CTT-04	56	41	55	81	63	66	80	85	89
CTT-05	48	66	92	110	94	167	184	200	225
CTT-06	155	153	-	-	-	-	-	-	-
CTT-07	87	95	87	-	164	174	209	-	-
CTT-08	90	109	144	168	166	159	166	194	203
CTT-09	131	153	190	195	195	206	210	242	245
CTT-10	185	130	184	189	160	142	209	240	250
Média	99	94	107	135	149	155	185	203	211

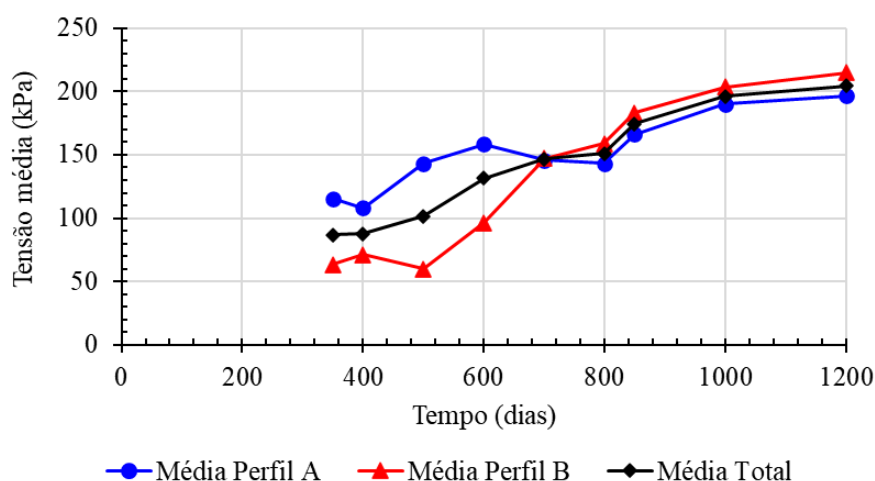


Figura 4.11. Tensões médias no contato radier-solo ao longo do tempo.

4.1.3.4 Determinação dos recalques para cada etapa de análise

Na Tabela 4.7 são mostrados os resultados dos recalques considerados em cada pilar para as etapas de análise definidas. Foram considerados os valores medidos (ver Tabela 3.13) conforme metodologia descrita no subitem 3.3.5, sendo calculadas aproximações lineares, quando necessário, em função de algumas das datas de leitura não coincidirem exatamente com as datas definidas para as etapas.

Tabela 4.7. Recalques determinados para cada etapa de análise.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
PILAR	Recalques determinados nos pilares por etapa - w (mm)								
P1	1,0	1,0	2,0	3,0	4,2	7,6	13,0	15,4	17,6
P2	4,0	4,0	4,0	4,0	7,0	8,6	14,0	17,4	20,2
P3	2,0	2,0	2,0	2,0	4,0	5,6	10,0	13,4	16,6
P4	4,0	4,0	4,0	4,0	8,0	8,6	14,0	17,4	19,6
P6	1,0	1,0	1,0	1,0	1,6	4,2	7,0	11,4	13,0
P7	1,0	1,0	2,4	4,0	5,2	8,6	14,0	16,8	19,6
P8	3,0	3,7	5,0	5,2	9,6	12,6	16,0	21,4	23,0
P9	2,0	2,0	3,0	3,0	4,2	7,6	13,0	16,4	18,2
P10	5,0	5,0	5,0	5,2	8,2	10,6	16,0	19,8	23,0
P11	0,0	0,0	0,0	1,0	1,6	5,2	8,0	12,4	14,0
P12	4,1	5,0	5,0	5,0	9,2	11,6	16,0	20,4	22,0
P13	5,0	5,0	5,0	5,0	7,6	10,6	15,0	19,4	22,0
P14	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	5,6	10,0	12,0	15,0
P15	5,0	5,0	5,0	5,2	8,6	11,6	16,0	20,0	21,0
P16	1,0	1,0	2,0	3,0	3,6	7,2	11,0	15,0	16,0
P17	3,0	3,0	3,0	4,0	7,2	8,6	13,0	17,4	18,6
Volume (m ³)	1,682	1,762	2,024	2,306	3,783	5,642	8,683	11,190	12,552

A Figura 4.12 apresenta os valores de recalque médio registrados nos seis pilares situados no Perfil A (P3, P8, P10, P13 e P15), e nos seis pilares do Perfil B (P6, P9, P11, P14 e P16), numa condição simétrica (ver Figura 3.59), e também do recalque médio global de todos os pilares da estrutura da torre para as etapas de análise definidas. Os pilares da lateral esquerda (Perfil A), assentados na região de solo mais compressível (solo MH, ver Figura 3.80) registraram recalques superiores aos da lateral oposta (Perfil B) ao longo de todas as etapas de análise, com a diferença entre os recalques médios entre os dois perfis da ordem de 2,5 mm entre a etapa 1 e 4, na condição de recompressão, e em torno de 5,0 mm entre a etapa 5 e 9 na condição de compressão.

Apesar de ocorrer uma diminuição do percentual da diferença entre os recalques médios nos perfis pela razão do valor médio de recalque de todos os pilares, a convergência dos valores médios de recalques nos perfis não foi observada. Ao relacionar este comportamento com os resultados do subitem 4.1.3.1 pode-se inferir que as cargas aplicadas nos pilares, que

inicialmente tenderiam a ser iguais (simetria), provocaram recalques diferentes devido a condições heterogêneas do subsolo (diferentes relações de rigidez). As diferenças de recalque condicionaram uma redistribuição de cargas que dependem por sua vez da rigidez da estrutura, i.e., se a estrutura for suficientemente rígida as cargas sobrecarregariam pontos mais rígidos buscando um equilíbrio (estabilização) em relação aos recalques.

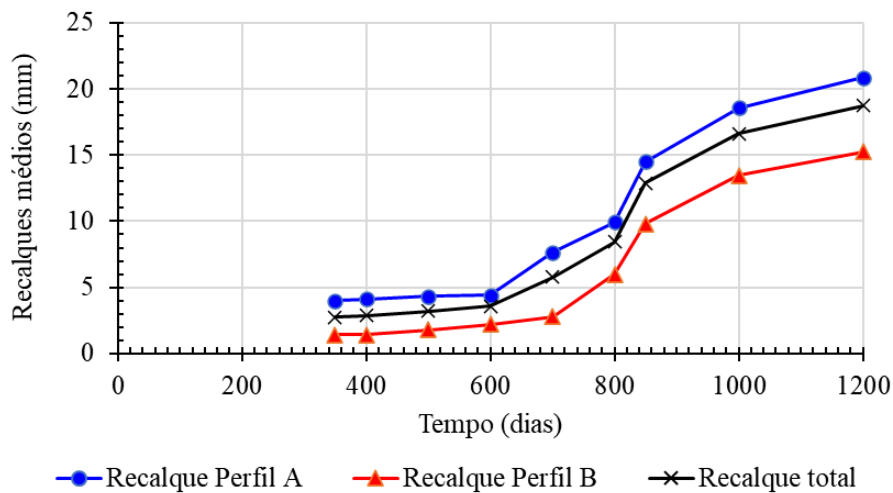


Figura 4.12. Recalques médios ao longo do tempo para cada etapa de análise.

Na Tabela 4.7, também consta o volume de recalque calculado utilizando o método descrito no item 4.1.1 e Apêndice G, sendo este parâmetro fundamental, como anteriormente justificado, para caracterizar o comportamento tridimensional da bacia assimétrica dos recalques. Ainda, a partir das superfícies de integração, foi possível, utilizando o *software* Matlab, construir mapas de contorno de recalques experimentais para cada etapa de análise definida. Esses mapas foram fundamentais para uma avaliação qualitativa do comportamento da bacia de recalques em comparação aos resultados das simulações numéricas 3D, que serão apresentados mais adiante, nas letras (a), (c), (e) e (g) da Figura 4.33, Figura 4.35 e Figura 4.38.

4.2 ALÍVIO DE CARGAS DEVIDAS À ESCAVAÇÃO EM DATAS INICIAIS.

A instrumentação instalada no edifício, no topo das estacas e na interface radier-solo permitiu identificar comportamentos decorrentes do alívio de cargas relacionadas à escavação. Esses monitoramentos, realizados entre 23/09/2019 e 14/06/2020 (de 0 a 265 dias), registraram deformações atípicas em relação ao sentido de aplicação das cargas. Inicialmente, observaram-se deformações de tração nas estacas, seguidas por deformações que sugerem excesso de

compressão nas estacas e no solo sob o radier, posteriormente, alívios de cargas nas estacas e nas tensões no contato radier-solo, após a execução do radier.

Entende-se que essas deformações atípicas não se devem exclusivamente aos efeitos do alívio de carga gerado pela escavação do solo. Na verdade, são resultados de uma combinação de fenômenos, incluindo acréscimo de temperatura da fundação decorrente da cura do concreto do radier devido ao seu grande volume, resfriamento do radier recém concretado e sua consequente contração volumétrica, interação solo-estrutura e processos de endurecimento do concreto. Bernardes (2023) realiza uma ampla discussão sobre essas prováveis causas de ocorrência.

A análise dos resultados da instrumentação entre 0 e 100 dias (de 23/09/2019 a 01/01/2020), período que incluiu parte das escavações, a concretagem das estacas e a execução do radier, mostrou que a carga permanente total aplicada pelo edifício representava cerca de 11% do total projetado. Durante essa etapa inicial, os sensores instalados nas estacas revelaram tendências e comportamentos característicos das deformações no sistema de fundação, relacionados às atividades realizadas (escavação, arrasamento e concretagem do radier) e à interação entre o solo e as estacas, além do início da carga do radier por peso próprio.

Os sensores de imersão no topo das estacas indicaram deformações médias de tração de aproximadamente $-50 \mu\text{m/m}$ por volta do 65º dia, período anterior à concretagem do radier, quando o topo das estacas estava exposto (durante as atividades de escavação e arrasamento), conforme ilustrado na Figura 4.13, com círculo vermelho. A leitura de referência ($0 \mu\text{m/m}$) foi definida adotando um zero de balanço inicial, considerando o estado do sensor antes de sua imersão no concreto das estacas. Além disso, os dados mostraram acréscimos de deformação compressiva no topo das estacas, de $53 \mu\text{m/m}$ e $59 \mu\text{m/m}$, durante as etapas de concretagem do radier, realizadas em 03/12/2019 e 10/12/2019, respectivamente. Esses resultados indicam que a mobilização das estacas ocorreu quase imediatamente após a aplicação do peso próprio do radier. Em consequência, as cargas determinadas pela instrumentação no topo das estacas instrumentadas (Q_e) entre 68 e 80 dias, durante a concretagem do radier, apresentaram uma média de 640 kN, significativamente superior à carga média estimada de 137 kN prevista no projeto.

Conforme discutido por Sales et al. (2010), o comportamento de tração nas estacas pode estar relacionado à escavação de 2,68 m de solo entre o nível de execução das estacas (-9,12 m) e a sua cota de arrasamento (-11,80 m). Esse processo causa a expansão do solo devido ao desconfinamento, gerando deslocamentos verticais ascendentes conhecidos como levantamento de fundo. Além disso, parte dessa expansão pode ser atribuída ao relaxamento de tensões após

a escavação total da obra, incluindo os dois subsolos escavados anteriormente ao dia 0. Esse relaxamento pode ocorrer de forma mais lenta, conforme discutido por Burland et al. (1977), mesmo após alguns meses.

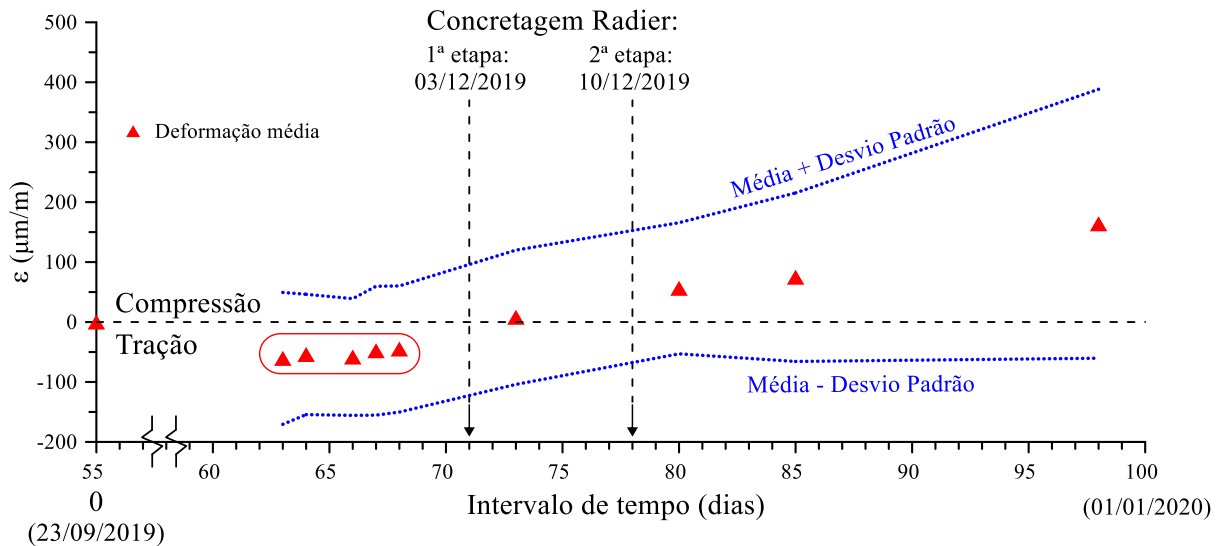


Figura 4.13. Deformação média medida no topo das estacas monitoradas durante o intervalo entre 0 e 100 dias.

As células de tensão total (CTTs) indicaram o aumento progressivo das tensões de compressão no contato radier-solo (q_{rs}) após a concretagem do radier, no dia 76, comportamento que se assemelha ao registrado nas estacas. A Figura 4.14 apresenta as tensões de compressão ($q_{rs} > 0$) registradas pelas CTTs ao longo do tempo. As CTTs instaladas em solo de areia siltosa (SM) são representadas pelos símbolos vazios em vermelho (CTT-01, CTT-02, CTT-05, CTT-06), enquanto as instaladas em silte de alta plasticidade roxo (MH) são representadas pelos símbolos preenchidos em azul (CTT-03, CTT-04, CTT-08, CTT-09, CTT-10). O conector da CTT-07 foi danificado durante a instalação da armadura do radier, sendo reparado apenas após a concretagem. Por essa razão, seus dados de monitoramento não foram considerados na Figura 4.14.

A Figura 4.14 evidencia dois aumentos significativos de tensão logo após cada etapa de concretagem do radier, com valores máximos registrados variando entre 100 e 300 kPa, exceto pela CTT-06, que ultrapassou os 400 kPa. As tensões mais elevadas foram registradas pelas CTTs instaladas em solo de areia siltosa, refletindo a maior rigidez da camada, conforme indicado pelos ensaios pressiométricos e triaxiais. Após a conclusão da concretagem, entre 85 e 98 dias, os resultados mostraram uma estabilização das tensões no contato radier-solo.

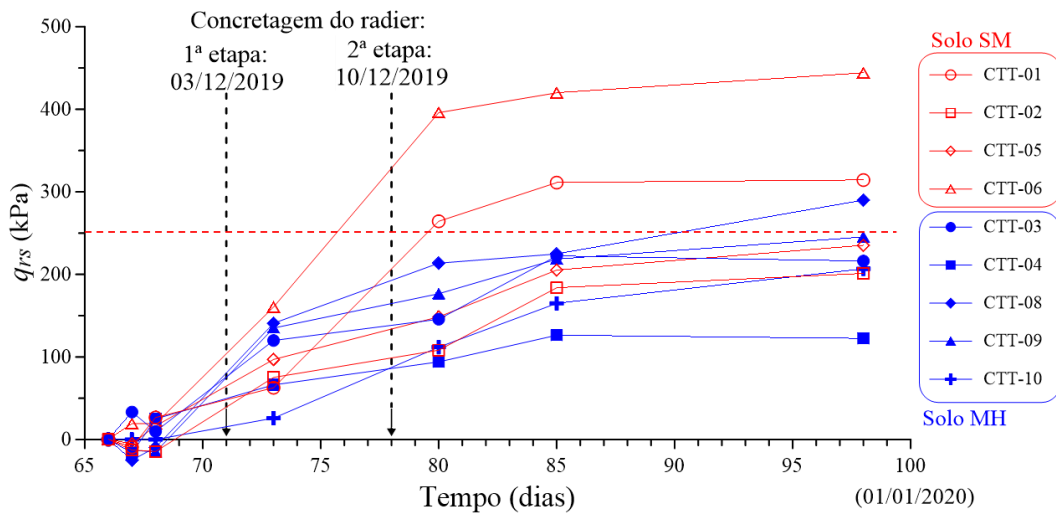


Figura 4.14. Tensões registradas pelas CTTs antes e após a concretagem do radier.

Os valores teóricos de tensão na interface radier-solo, considerando somente a concretagem do radier com a espessura de 2,1 metros e o peso específico do concreto de 25 kN/m³, deveriam ser de aproximadamente 52 kPa nos dias de concretagem. No entanto, o excesso de tensões medido pelas CTTs (Figura 4.14) sugere que o solo esteja empurrando a célula contra o radier devido ao alívio de tensões decorrente da escavação. Esse levantamento, associado à restrição ao deslocamento vertical do radier pela sua conexão com as estacas, gerou um confinamento adicional no solo, elevando as tensões na interface, conforme também discutido por Tang & Zhao (2015). Dessa forma, a partir dos resultados apresentados na Figura 4.14, infere-se que o valor médio de 250 kPa registrado pelas CTTs (linha tracejada vermelha) aos 98 dias tende a representar o efeito de compensação, uma vez que sua magnitude se aproxima dos valores teóricos previsto para o equilíbrio com as tensões geostáticas indicados na Tabela 3.1.

Além disso, outros fatores como acréscimos de temperatura, podem ter contribuído simultaneamente para a magnitude elevada das tensões registradas, como discutido por Bernardes (2023) que defende que o principal motivo de terem ocorrido as deformações atípicas nas idades iniciais se deve a variação de temperatura, provocada pelo calor de hidratação do cimento durante a cura do radier, sendo um fator determinante nas medições registradas, resultando em valores elevados que não correspondem às cargas reais aplicadas. Foram observadas temperaturas de até 63°C durante a cura do radier, gerando variações de até 35°C em relação a temperatura ambiente. Essa elevação térmica interfere nas medições dos sensores, mesmo com extensômetros autocompensados, devido a diferenças de dilatação térmica entre o concreto e o alumínio dos sensores. Os efeitos de temperatura mostraram-se representativos durante os 90 dias iniciais, influenciando diretamente as leituras. De modo semelhante Cooke

et al (1981) observaram tensões de até 80 kPa em CTTs na interface radier-solo, superiores às teóricas de 22 kPa, atribuídas pelos autores ao aumento de temperatura (60-65 °C) durante a cura do radier.

Os monitoramentos dos sensores nos topos das estacas E1 a E8 (estacas que possuem vários níveis instrumentados, como consta na Figura 3.59), mostraram que as deformações registradas após a concretagem do radier (68 a 80 dias) foram de 50% a 100% maiores que às medidas pelo próximo nível instrumentado (cerca de dois metros abaixo), como mostra a Figura 4.15, por exemplo, para a data de 80 dias nas estacas E1, E5 e E8. Uma das hipóteses possíveis para justificar esta diferença, consta no comportamento do concreto, ao restringir a dilatação térmica dos sensores de alumínio, provoca acréscimos de deformação que impactam diretamente nos valores de carga medidos. Essas variações foram mais significativas no topo das estacas, onde o gradiente térmico é mais intenso, e diminuem com a profundidade, devido à dissipação deste gradiente.

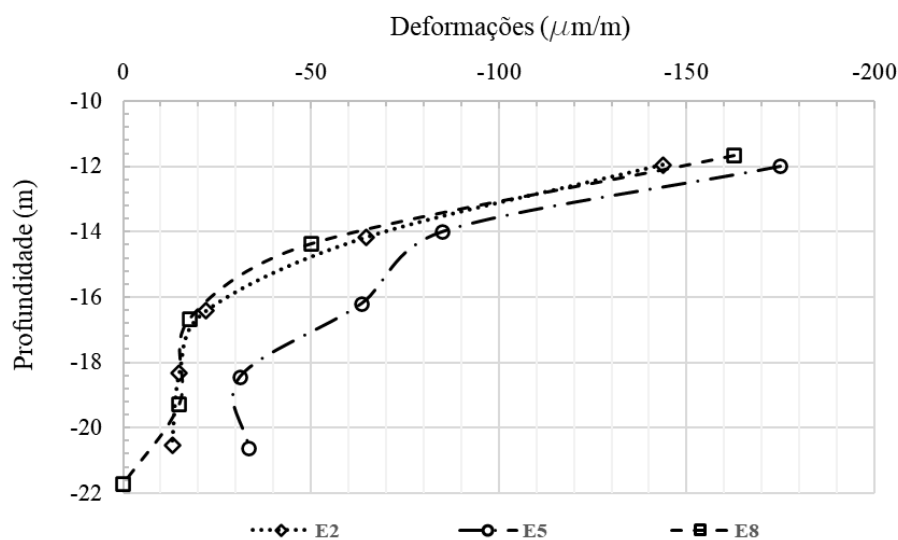


Figura 4.15. Deformações medidas pelos sensores em cada nível instrumentado em 80 dias (12/12/2019) para as estacas E2, E5 e E8.

Em estudo similar realizado por Price & Wardle (1986), onde foram monitoradas as cargas nas estacas e as tensões na interface radier-solo de um radier estaqueado, no Centro de Conferência Rainha Elizabeth II, em Londres, também foi observado um aumento significativo das tensões de compressão nas estacas, que os autores apontaram como provocado pelo incremento de temperatura decorrente da concretagem do bloco. Assim como nesta pesquisa, posteriormente, registraram um período de redução de cargas nas estacas, com um alívio de 1.260 kN ao longo de três meses em uma estaca com 1,8 m de diâmetro.

No período entre 100 e 172 dias (de 01/01/2020 a 13/03/2020), quando a construção avançou até o segundo pavimento da estrutura, a carga aplicada pela obra elevou-se para 22% (40 MN) da carga total planejada. A instrumentação apontou para um decréscimo das cargas em algumas estacas, como mostra a Figura 4.16, que pode ter ocorrido devido a expansão do solo decorrente da escavação. Considerado que o radier já estava concretado e endurecido, ele restringe possíveis movimentos de expansão do solo, que provocariam tração nas estacas. Também o decréscimo de cargas nas estacas pode ser explicado pela dissipação do calor gerado durante a cura do radier, combinado com a contração volumétrica, gerando esforços de levantamento no topo das estacas. A redução da temperatura nos sensores no topo das estacas pode estar associada ao alívio das deformações medidas, interpretadas como redução de carga. Como o coeficiente de dilatação térmica do alumínio é maior que o do concreto, a queda de temperatura encurta o sensor mais que a estaca, sendo restringido pelo concreto, o que resulta em uma tração do sensor (Fellenius, 2012).

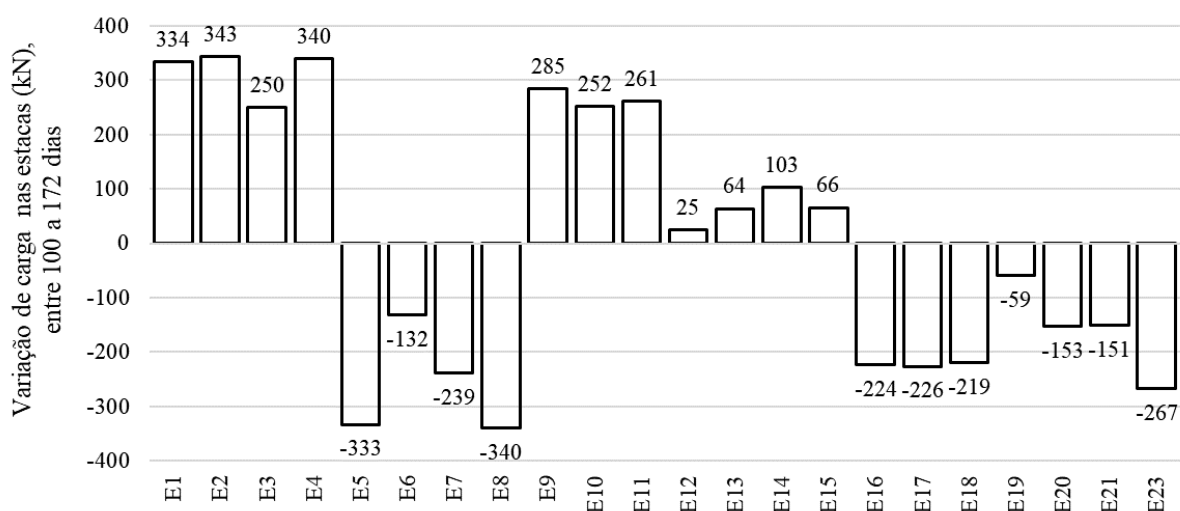


Figura 4.16. Variações de cargas medidas no topo das estacas no período entre 100 a 172 dias.

A pandemia de Covid-19 provocou paralisação da construção o que manteve a carga total permanente estável em 23%, entre os dias 173 e 265, no período de 14/03/2020 a 14/06/2020. Neste período as instrumentações indicaram alívios médios de carga de -156 kN nas estacas, com maiores variações de carga nas estacas do centro do radier, corroborando a hipótese de uma maior expansão do solo na região central da escavação, com variabilidade significativa nos valores absolutos de carga no topo das estacas de -343 kN a 1.324 kN, conforme demonstrado na Figura 4.17.

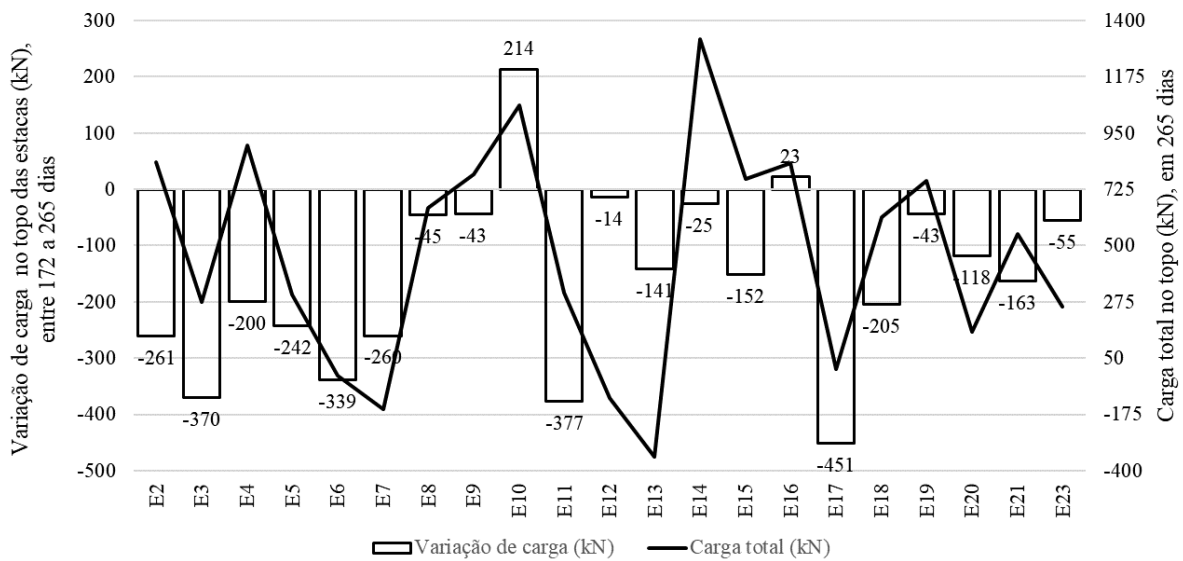


Figura 4.17. Variações de cargas medidas no topo das estacas no período entre 172 a 265 dias e carga total medida no topo em 265 dias.

O fenômeno de expansão do solo atribuído ao alívio de cargas provocado pela escavação dos subsolos, pode ter sido intensificado pelo alto índice pluviométrico registrado na estação chuvosa, na cidade de Goiânia, no período entre 0 e 240 dias, como mostrado na Figura 4.18. Os resultados dos ensaios de adensamento unidimensional (ver sub item 3.2.2.3) confirmaram uma leve expansão do solo em condições de inundação. Como discutido por Zhang et al. (2019), a presença de mica condiciona a geração de espaços adicionais entre os agregados argilosos, esses espaços favorecem a adsorção de água pelas partículas de argila, levando a um aumento no potencial de expansão do solo. O alívio de cargas é maior nas estacas do Perfil A (Solo MH), sendo compatíveis com a maior tendência de deformações por expansão de tempo prolongado devido a maior quantidade de finos.

De modo geral entre 100 e 265 dias, no período de 01/01/2020 a 14/06/2020, os resultados indicaram um comportamento complexo na interação radier-solo com uma redução média das tensões medidas nas CTTs da ordem de 190 kPa. Embora as estacas tenham registrado alívios compatíveis com a hipótese de expansão do solo, as CTTs não apresentaram aumento esperado de tensões de compressão como o obtido por Price & Wardle (1986), o que sugere a influência de outros fatores, como a hipótese de contração térmica do radier, resultante da diminuição do gradiente de temperatura, ou uma redistribuição estrutural das cargas aplicadas, com alívios nos pilares centrais e acréscimos em pilares periféricos. Essa redistribuição resulta em tensões menores no centro do radier em contato com o solo e maiores na periferia.

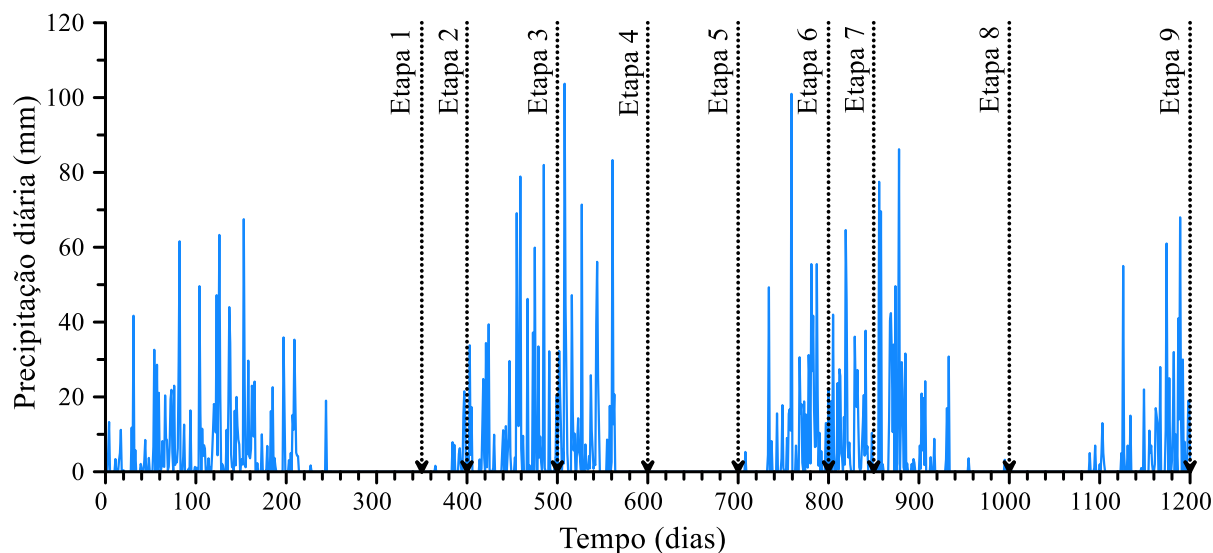


Figura 4.18. Precipitação diária em Goiânia ao longo do período instrumentado para as etapas da pesquisa (Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia).

A expansão do solo devido ao alívio de carga pode ser monitorada por meio de medições do levantamento do fundo da superfície da escavação. No entanto, nesta pesquisa, não foi possível realizar esse monitoramento devido à pandemia de Covid-19, que resultou até mesmo em atraso do início dos monitoramentos de recalques. Todavia, entende-se que a expansão do solo é um problema complexo, influenciado por fatores como o histórico de tensões geológicas acumuladas e a capacidade do solo de reter sucção após o alívio das tensões (Simpson, 2018), especialmente em solos argilosos, onde a redução das tensões de sucção é lenta e pode gerar deslocamentos por meses após a escavação (Burland et al., 1977).

Por fim, os fenômenos registrados reforçam a importância do monitoramento contínuo para entender as interações entre a estrutura e o solo em diversas condições. A combinação de fatores como expansão do solo, variações pluviométricas e interações solo-estrutura ao longo do tempo, demonstra a complexidade do comportamento geotécnico, especialmente em situações de paralisação e retomada de obras.

4.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM 2D

As simulações numéricas em 2D, na forma de Análise Axissimétrica em Elementos Finitos (FEAA), foram realizadas com auxílio do *software* PLAXIS 2D para analisar o fenômeno de compensação observado na fundação, considerando as etapas de análise previamente definidas.

Essa abordagem foi adotada como solução simplificada para o problema, permitindo o uso de um conjunto reduzido de dados para representar, de forma local, o comportamento

registrado pela instrumentação. O objetivo foi fornecer informações relevantes sobre as alterações nos parâmetros geotécnicos que influenciam o desempenho da fundação. Além disso, as simulações numéricas 2D FEAA demandam menor esforço computacional e permitem maior agilidade no cálculo das diversas etapas, em comparação com as simulações 3D.

4.3.1 Definição de geometria, seqüência executiva e pontos de análise

A definição do modelo numérico 2D FEAA para as análises desta tese seguiu a concepção proposta por Rebolledo et al. (2019b), descrita no subitem 2.4.2.4. Para que o problema se tornasse axialmente simétrico, as estacas foram modeladas como um grupo infinito sob um radier (placa) infinitamente grande, considerando uma área de influência hexagonal para cada estaca. Essa configuração foi simplificada para uma célula unitária circular, conforme ilustrado na Figura 4.19. No caso estudado, o raio R adotado foi de 87,5 cm, correspondente ao raio de uma malha axialmente simétrica de elementos finitos, aproximadamente igual a metade do espaçamento entre estacas ($2,5D = 175$ cm).

Uma vez definida em planta a área de influência do modelo axissimétrico, foram estabelecidas as camadas e profundidades do perfil de solos. Como mostrado no perfil geotécnico (Figura 3.37), o modelo numérico é composto por dois perfis distintos. Assim, a simulação 2D foi realizada em duas geometrias: uma para o Perfil A e outra para o Perfil B. Para ambos os perfis, foram consideradas as mesmas profundidades dos perfis (Figura 3.80) utilizados na validação dos parâmetros nos resultados de PCEs, conforme definido na entrada de dados do PLAXIS 2D para as espessuras de camadas (Figura 4.20).

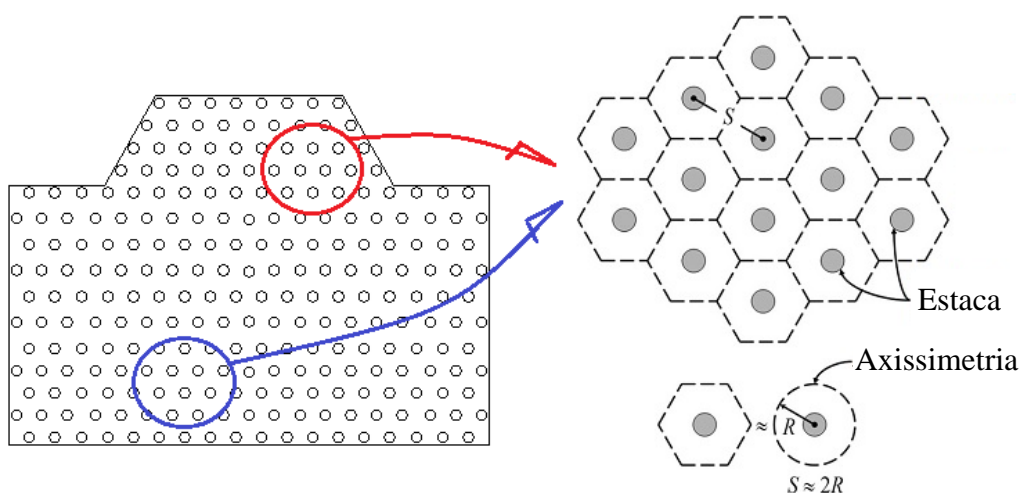


Figura 4.19. Simplificação em planta para a modelagem axissimétrica com a distribuição de um grupo infinito de estacas dispostas em grade, em azul para o Perfil A e vermelho para o Perfil B.

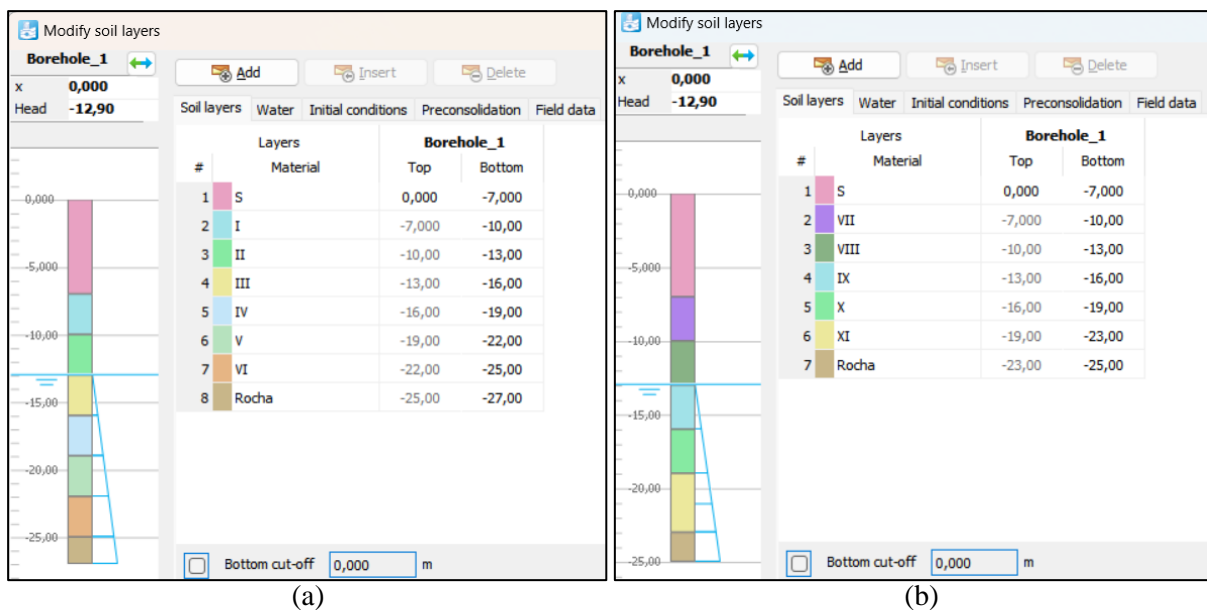


Figura 4.20. Tela de dados das camadas de solo no *software*: (a) Perfil A; e (b) Perfil B.

Os parâmetros geotécnicos e modelos constitutivos das diversas camadas de solo utilizados nas simulações iniciais estão apresentados nas Tabela 3.17 e Tabela 3.18, respectivamente, para os Perfis A e B. Outros parâmetros necessários (E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} , K_0 , OCR , ν_{ur} , P_{ref} e R_f) foram definidos conforme descrito nos subitens 3.4.1 e 3.4.2.

As características gerais do modelo numérico 2D FEAA incluem as condições de contorno, os tipos de elementos (triangulares de quinze nós), os elementos de interface (5 pares de nós), análises em regime drenado para todos os solos e parâmetros do concreto (E_c , γ_c , ν). Essas especificações também seguiram o descrito no subitem 3.4.2.

No modelo numérico 2D FEAA desenvolvido para a fundação da obra, as etapas de escavação, execução da estaca, do radier e aplicação dos carregamentos foram simuladas em 15 fases de estágio de construção, sendo idênticas entre os perfis A e B, conforme resumido na Tabela 4.8. As etapas de escavação e execução de estacas seguiram a sequência descrita no item 3.1 e na Figura 3.5, e são ilustradas na Figura 4.21(a) a (f), que apresenta a tela de estágio de construção do *software*, como exemplo para o Perfil A. A execução do radier está representada na Figura 4.21 (g), e a aplicação dos carregamentos na Figura 4.21 (h).

Os carregamentos aplicados (fases 7 a 15) no *software* foram definidos como cargas distribuídas por metro linear (kN/m/m). Esses valores foram convertidos em tensões equivalentes, expressas em kPa, calculadas com o total das cargas medidas nos pilares (Tabela 4.3), para cada uma das 9 etapas de análise, dividida pela área do radier (681,55 m²), como

mostrado na Tabela 4.8. Essa simplificação, que considera uma tensão homogênea em uma etapa, é razoável por representar uma tensão média ao longo de todo o radier.

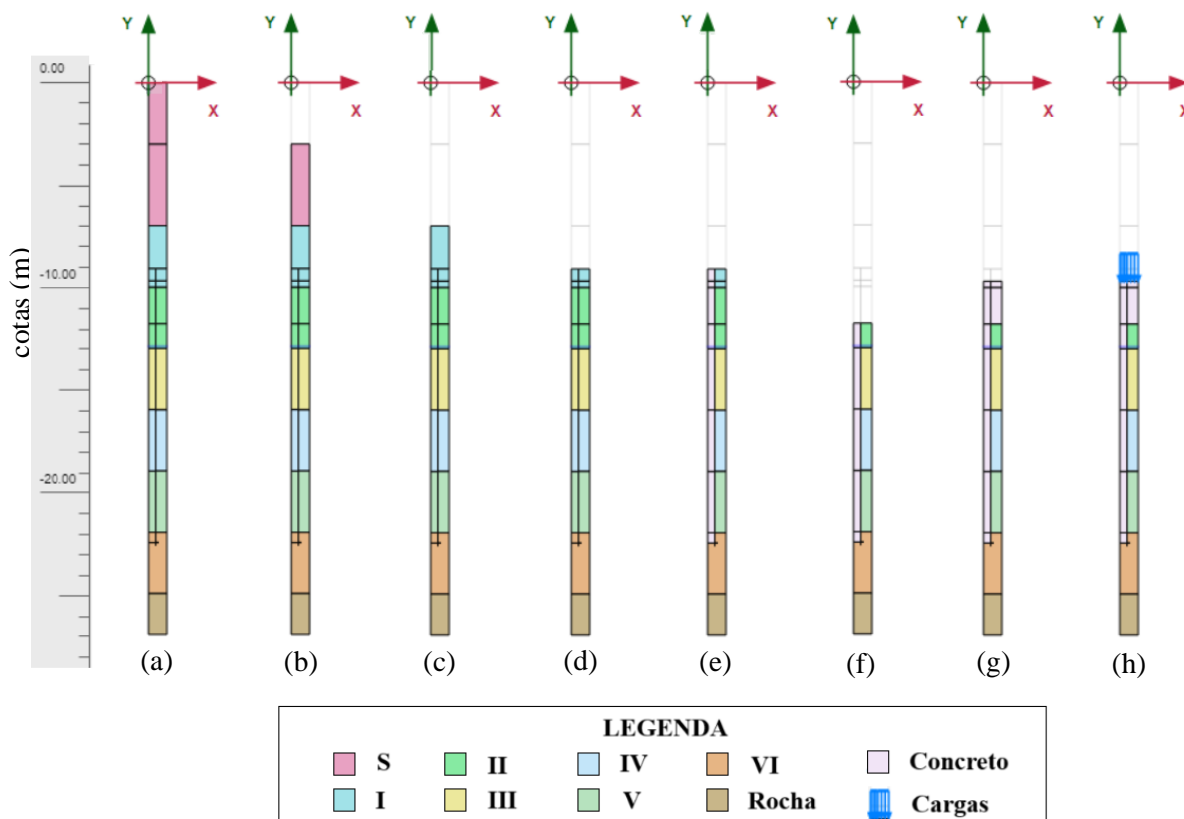


Figura 4.21. Fases dos estágios de construção no *software*, considerando camadas do Perfil A: (a) inicial; (b) fase 1; (c) fase 2; (d) fase 3; (e) fase 4; (f) fase 5; (g) fase 6; e (h) fase 7 a 15.

Na etapa de execução das estacas de fundação (fase 4), o material no contorno das estacas foi substituído por concreto, modelado como um material linear elástico (LE). Os deslocamentos nas simulações foram zerados na fase 6 para que os recalques calculados em cada etapa de carregamento (fases 7 a 15) pudessem ser comparados com os resultados experimentais (Tabela 4.7). Cabe lembrar que os recalques medidos não captaram o levantamento devido à escavação, como discutido no subitem 3.3.5.

Os modelos numéricos foram desenvolvidos com densidade de malha similar entre os perfis A e B, utilizando uma distribuição de elementos muito fina e fatores de refinamento de malha (*coarseness factor*). Para o Perfil A, foi gerada uma malha com 4.974 elementos e 41.511 nós, enquanto para o Perfil B, a malha consistiu em 4.533 elementos e 37.897 nós, conforme ilustrado na Figura 4.22.

Foram definidos dois pontos de análise representativos em planta, localizados no interior do radier, para considerar a simplificação de uma célula unitária circular. Esses pontos

foram escolhidos em posições equivalentes instrumentadas com resultados experimentais viáveis, permitindo a comparação dos valores monitorados com os resultados do modelo numérico: um para o Perfil A (círculo azul na Figura 4.19) e outro para o Perfil B (círculo vermelho na Figura 4.19). O critério utilizado para priorizar a escolha dos pontos foi a disponibilidade das cargas medidas na ponta das estacas (E1 a E8, ver Figura 3.59), evitando-se a região central do contato entre os perfis e as regiões de borda do radier.

Tabela 4.8. Fases implementadas nas simulações numéricas FEAA 2D.

Fase	Descrição da fase do estágio de construção no PLAXIS	Figura 4.21
Inicial	Terreno no nível natural, sem escavação	(a)
Fase 1	Escavação do solo S entre cotas 0,0 a -3,0m – 1ª linha de grampos (ambos perfis)	(b)
Fase 2	Escavação do solo S entre cotas -3,0 a -7,0m – Nível do 2º SS (ambos perfis)	(c)
Fase 3	Escavação parcial do solo I no perfil A, ou parcial solo VII no perfil B, entre cotas -7,0 a -9,1m	(d)
Fase 4	Execução das estacas da fundação	(e)
Fase 5	Escavação total do solo I e parcial do solo II no perfil A, ou total do solo VII e parcial do solo VIII no Perfil B, entre cotas -9,1 a -11,8m	(f)
Fase 6	Execução do radier – Concretagem entre cotas -11,8 a -9,7m	(g)
Fase 7	Etapa 1 de carregamento – Tensão aplicada de 87,9 kPa	(h)
Fase 8	Etapa 2 de carregamento – Tensão aplicada de 110,5 kPa	(h)
Fase 9	Etapa 3 de carregamento – Tensão aplicada de 184,4 kPa	(h)
Fase 10	Etapa 4 de carregamento – Tensão aplicada de 221,3 kPa	(h)
Fase 11	Etapa 5 de carregamento – Tensão aplicada de 272,8 kPa	(h)
Fase 12	Etapa 6 de carregamento – Tensão aplicada de 360,9 kPa	(h)
Fase 13	Etapa 7 de carregamento – Tensão aplicada de 371,5 kPa	(h)
Fase 14	Etapa 8 de carregamento – Tensão aplicada de 405,0 kPa	(h)
Fase 15	Etapa 9 de carregamento – Tensão aplicada de 435,0 kPa	(h)

Para o Perfil A foi escolhido o ponto do centro da Estaca E7, para o eixo de simetria do modelo 2D. Nesse ponto, foram considerados os resultados experimentais de cargas medidas próximas ao topo (Q_{ei}) e à ponta (Q_{ef}) da estaca, e associados aos resultados experimentais mais próximos, como de tensões no contato radier-solo (q_{rs}), obtidos com a CTT-09 e recalques (w) determinados no pilar P15. Para o Perfil B, o ponto de análise foi definido no centro da Estaca E2, como eixo de simetria no modelo 2D, sendo associado as tensões medidas no contato radier-solo pela CTT-02 e recalques lidos no Pilar P1. As posições das estacas, CTT e pilares, podem ser verificadas na Figura 3.59, e os resultados experimentais obtidos pela instrumentação, constam resumidos na Tabela 4.9 para as nove etapas de análise e para cada um dos perfis

definidos, considerando o discutido no subitem 4.1.3. As etapas 1 a 9 descritas na Tabela 4.9 correspondem as fases 7 a 15 da Tabela 4.8 e representam o modelo na Figura 4.21(h).

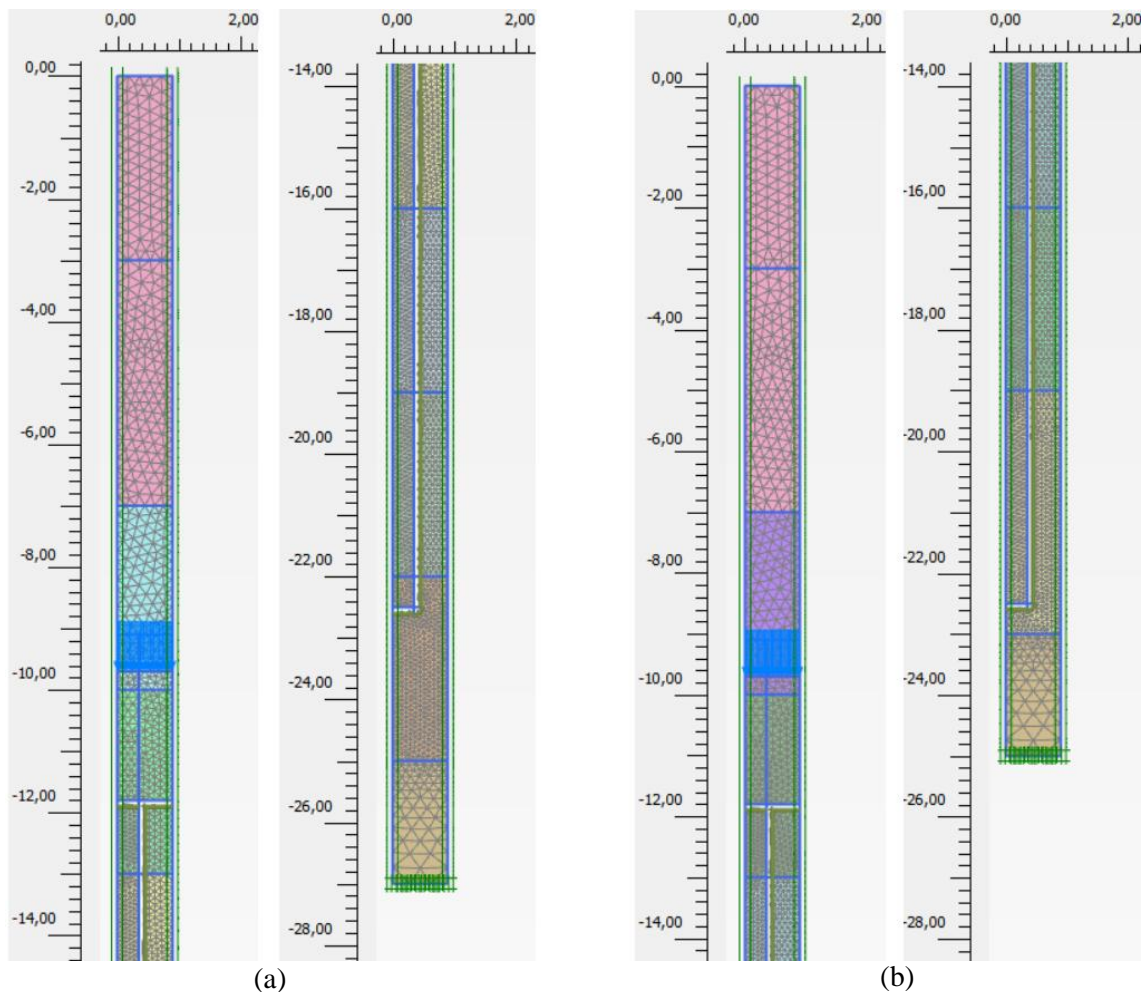


Figura 4.22. Malhas definidas no *software*: (a) Perfil A; e (b) Perfil B.

Tabela 4.9. Resumo dos resultados experimentais considerados para os pontos de análise definidos para a simulação numérica 2D FEAA.

Perfil	Resultados	Recompressão				Compressão				
		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Perfil A	Q_{ei} (kN)	420	560	748	878	1053	1126	1223	1329	1408
	Q_{ef} (kN)	294	384	411	430	582	684	593	571	591
	q_{rs} (kPa)	131	153	190	195	95	206	210	242	245
	w (mm)	5,0	5,0	5,0	5,2	8,6	11,6	16,0	20,0	21,0
Perfil B	Q_{ei} (kN)	384	398	880	993	989	1082	1191	1208	1232
	Q_{ef} (kN)	250	263	528	586	607	772	655	676	671
	q_{rs} (kPa)	0	-5	5	63	132	74	135	203	200
	w (mm)	1,0	1,0	2,0	3,0	4,2	7,6	13,0	15,4	17,6

4.3.2 Resultados das análises numéricas 2D utilizando os parâmetros iniciais obtidos pelas retroanálises de PCEs

As simulações numéricas 2D FEAA para os Perfis A e B, considerando todas as especificações discutidas no subitem 4.3.1 e os parâmetros iniciais validados nas Tabela 3.17 e Tabela 3.18, resultaram nos valores calculados numericamente mostrados na Tabela 4.10. Os resultados das modelagens numéricas incluem a carga próxima ao topo da estaca (Q_{ei}^{num}), a carga na ponta da estaca (Q_{ef}^{num}), a tensão no contato radier-solo (q_{rs}^{num}) e recalque (w^{num}) para cada uma das etapas de análise definidas.

Tabela 4.10. Resultados da simulação 2D FEAA com parâmetros iniciais validados pelas PCEs.

Perfil	Resultados	Recompressão				Compressão				
		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Perfil A	Q_{ei}^{num} (kN)	329,7	386,6	572,7	665,5	795,1	1017,1	1043,7	1127,9	1203,6
	Q_{ei}^{num}/Q_{ei} (%)	79%	69%	77%	76%	76%	90%	85%	85%	85%
	Q_{ef}^{num} (kN)	314,1	364,9	526,2	604,8	712,7	892,9	914,3	980,0	1039,5
	Q_{ef}^{num}/Q_{ef} (%)	107%	95%	128%	141%	122%	131%	154%	172%	176%
	q_{rs} (kPa)	2,5	2,8	3,7	4,1	4,7	5,8	5,9	6,3	6,6
	q_{rs}^{num}/q_{rs} (%)	1,9%	1,8%	1,9%	2,1%	2,4%	2,8%	2,8%	2,6%	2,7%
	w^{num} (mm)	1,31	1,53	2,59	3,15	3,94	5,26	5,42	5,91	6,35
	w^{num}/w (%)	26%	31%	52%	61%	46%	45%	34%	30%	30%
Perfil B	Q_{ei}^{num} (kN)	273,8	330,7	517,0	609,7	739,4	961,5	988,1	1072,3	1148,0
	Q_{ei}^{num}/Q_{ei} (%)	71%	83%	59%	61%	75%	89%	83%	89%	93%
	Q_{ef}^{num} (kN)	287,7	356,5	519,4	599,0	709,4	895,8	918,4	987,3	1049,5
	Q_{ef}^{num}/Q_{ef} (%)	115%	136%	98%	102%	117%	116%	140%	146%	156%
	q_{rs} (kPa)	4,0	4,4	5,7	6,3	7,3	8,9	9,0	9,6	10,2
	q_{rs}^{num}/q_{rs} (%)	-	-88%	114%	10%	6%	12%	7%	5%	5%
	w^{num} (mm)	0,75	0,89	1,38	1,66	2,05	2,73	2,81	3,07	3,30
	w^{num}/w (%)	75%	89%	69%	55%	49%	36%	22%	20%	19%

Os percentuais de comparação entre os resultados obtidos pela simulação numérica e os experimentais, indicam que a análise numérica subestima consideravelmente os recalques e as tensões no contato radier-solo. A Figura 4.23(a) mostra os recalques medidos e calculados ao longo do tempo para o Perfil A, enquanto a Figura 4.23(b) apresenta os mesmos resultados para o Perfil B. Para o Perfil B, o modelo apresenta ajuste próximo apenas nas primeiras etapas (entre 350 e 600 dias) no trecho de recompressão. Independente do perfil, o modelo não consegue representar a mudança de rigidez do solo entre as fases de recompressão e compressão.

Em relação às cargas próximas ao topo da estaca, embora também subestimadas, os resultados numéricos apresentam maior proximidade percentual com os experimentais, atingindo uma média de aproximadamente 80%. Por outro lado, as cargas próximas à ponta da estaca são superestimadas pelo modelo numérico, que concentra uma dissipação considerável de carga por atrito somente próximo à ponta da estaca.

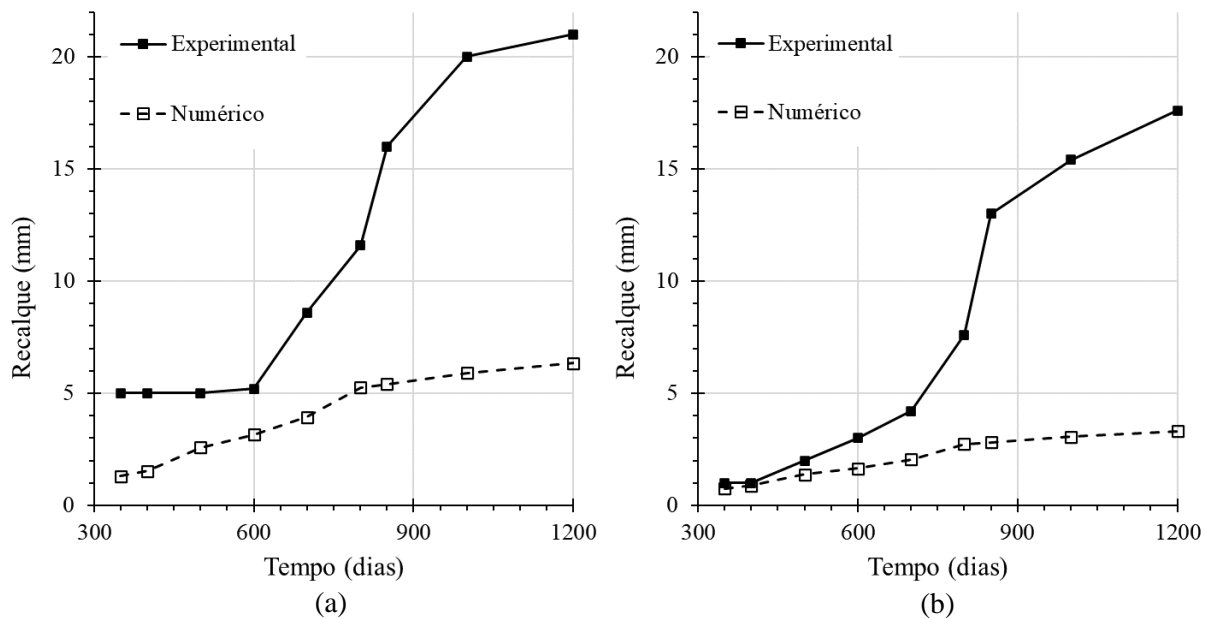


Figura 4.23. Comparativo entre recalques ao longo do tempo: (a) Perfil A; e (b) Perfil B.

A comparação entre as cargas previstas pelo modelo numérico e os valores medidos pela instrumentação para os Perfis A e B pode ser visualizada na Figura 4.24 (a) e (b), respectivamente. As Etapas 2 e 4 representam a condição de recompressão, enquanto as Etapas 7 e 9 correspondem à fase de compressão. Os resultados indicam que o modelo numérico 2D, com os parâmetros inicialmente ajustados, não reproduziu adequadamente a dissipação de cargas por atrito lateral ao longo da estaca, além de não evidenciar diferenças significativas entre os dois perfis analisados. Nas Etapas 7 e 9, nota-se uma mobilização mais efetiva por atrito no trecho final da estaca à medida que o carregamento aumenta, divergência que não foi bem captada pela análise numérica. Também é possível que uma melhor correspondência fosse obtida ao comparar as cargas na ponta obtidas pela simulação com as extrapoladas a partir da instrumentação.

Mesmo reconhecendo que o modelo numérico 2D FEAA é uma abordagem simplificada com limitações inerentes, os resultados indicam a necessidade de ajustes nos parâmetros para melhorar a concordância entre as simulações numéricas e os resultados experimentais. Uma vez que a análise numérica se estende apenas ao estado limite de utilização da fundação, a

resistência do solo permanece inalterada, assim as modificações podem ser aplicadas apenas aos parâmetros de deformabilidade.

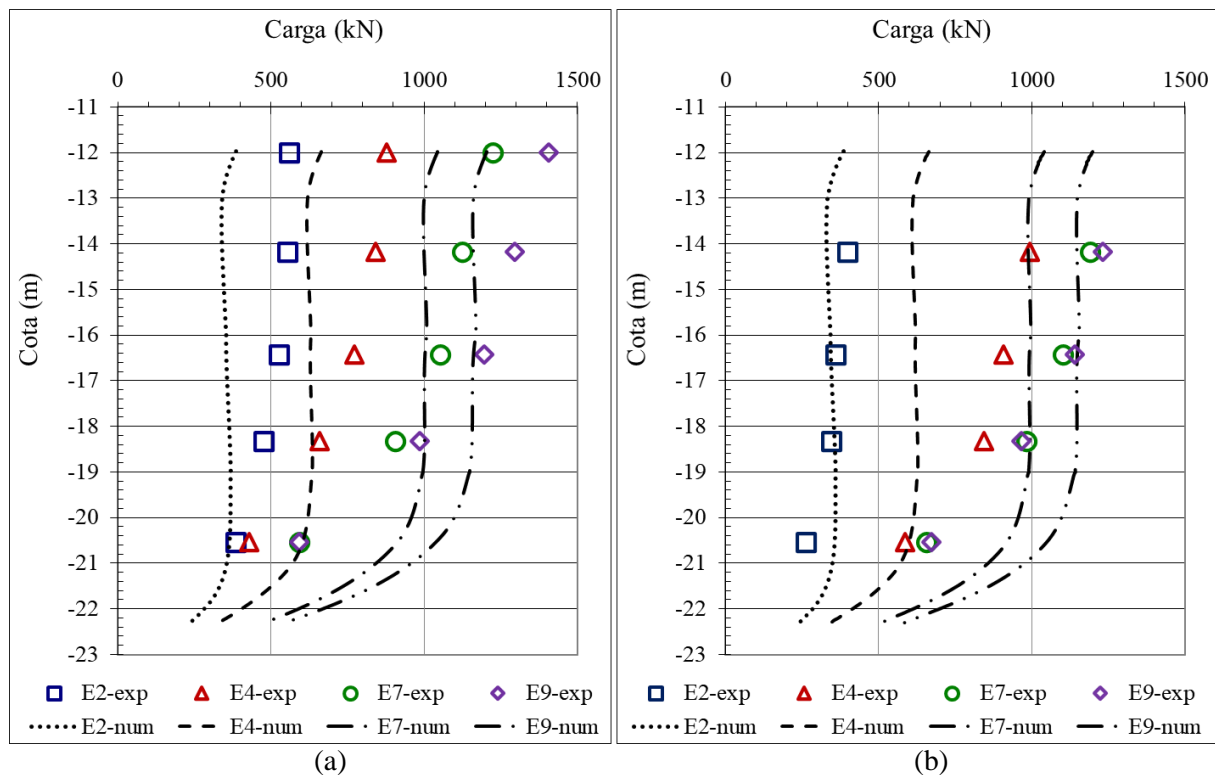


Figura 4.24. Cargas ao longo das estacas obtidas na simulação numérica 2D FEAA e medidas próximas ao topo e ponta para etapas 2, 4, 7 e 9 no: (a) Perfil A, e (b) Perfil B.

De forma geral, os recalques calculados foram menores do que os medidos experimentalmente (ver Tabela 4.10), sugerindo que os parâmetros de deformabilidade (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) deveriam ser reduzidos. A redução destes parâmetros ao longo de todo o perfil poderia melhorar a concordância das cargas calculadas próximo ao topo das estacas, embora, de forma contraditória, possa distanciar ainda mais os resultados numéricos das tensões no contato radier-solo em relação aos dados experimentais.

4.3.3 Aspectos conceituais da compensação na análise numérica

O desenvolvimento dos recalques nos solos está diretamente associado às alterações de rigidez, condicionadas pelo estado de tensões efetivas e pelo índice de vazios. Em especial, o ajuste dos parâmetros relacionados à razão de sobreadensamento (OCR) ou, de forma equivalente, à diferença entre a tensão efetiva atuante e a tensão de pré-adensamento, denominada tensão efetiva excedente (POP, *Pre-Overburden Pressure*), exerce papel fundamental no controle da deformabilidade de solos finos e areias cimentadas (Das, 2007). Essa influência é particularmente relevante em situações de alívio de tensões seguido de

recarregamento, como ocorre em fundações compensadas. Nessas condições, torna-se imprescindível ajustar não apenas os módulos de elasticidade, mas também os parâmetros que representam a mudança de rigidez do solo durante a recompressão e sua transição para o regime de compressão virgem.

A seguir, apresenta-se o fenômeno de compensação de fundações, associado ao desenvolvimento dos recalques e ao comportamento compressível do solo (representado pela relação $e \times \log \sigma'$). Inicialmente a remoção do solo durante a escavação gera alívio das tensões verticais efetivas naturais, que posteriormente são reconstituídas (compensadas) com aplicação das cargas estruturais da obra construída. A Figura 4.25 (I) a (VI) ilustra, de forma esquemática, as diferentes etapas de execução da obra, do estado natural do terreno (I) até a construção de múltiplos pavimentos (VI), destacando o ponto A, localizado na camada de solo abaixo da escavação, que como discutido anteriormente pode ser assumido como representativo das regiões próximas à ponta das estacas.

No estado inicial (Figura 4.25 (I)), o solo está submetido à tensão vertical efetiva geostática correspondente ao peso das camadas superiores. À medida que a escavação avança (Figura 4.25 (II)), essa tensão é progressivamente reduzida no ponto A, promovendo uma trajetória de alívio compatível com o comportamento de solos sobreadensados (I para II, nas Figura 4.26 e 4.29), mesmo que originalmente o solo fosse normalmente adensado, apresentando deslocamentos negativos, na forma de levantamento do fundo da escavação. Nesse cenário, o solo responde com deslocamentos reduzidas, como ilustrado na Figura 4.26 (b).

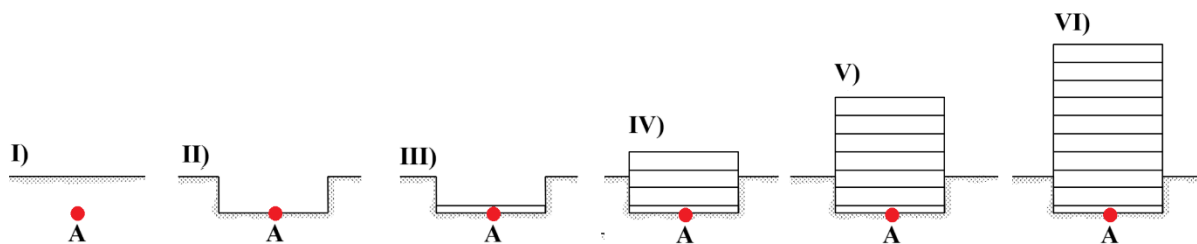


Figura 4.25. Representação esquemática da sequência executiva: (I) Estado natural do terreno; (II) escavação do terreno; (III) execução das fundações e radier; (IV), (V) e (VI) execução sequencial de múltiplos pavimentos.

Com a construção da fundação e dos primeiros pavimentos (II a IV, nas Figura 4.26 e 4.29), a carga estrutural restabelece gradualmente o nível de tensões efetivas original. Quando a carga aplicada se iguala àquela previamente descarregada pela escavação, diz que há um estado de compensação total (ponto de equilíbrio de compensação – ponto IV). Como resultado, o solo demonstra um comportamento elástico ou pseudoelástico, com recalques menores seguindo uma rigidez maior típica de recompressão.

Mesmo após o ponto de equilíbrio de compensação, o solo pode se comportar como sobreadensado, como evidenciado na Figura 4.26 (a) e (b) nas etapas V e VI. Assim no diagrama $e \times \log \sigma'$, observa-se que a trajetória seguida pelo solo durante todas as etapas de carregamento (até VI) permanece no ramo de recompressão da curva, sem atingir a tensão de pré-adsensamento (σ'_{pa}). A curva de recalque versus etapas (Figura 4.26 (b)) reforça esse entendimento, evidenciando que a taxa de acréscimo de recalque consequência dos carregamentos mostram uma rigidez aparentemente constante além do ponto de compensação.

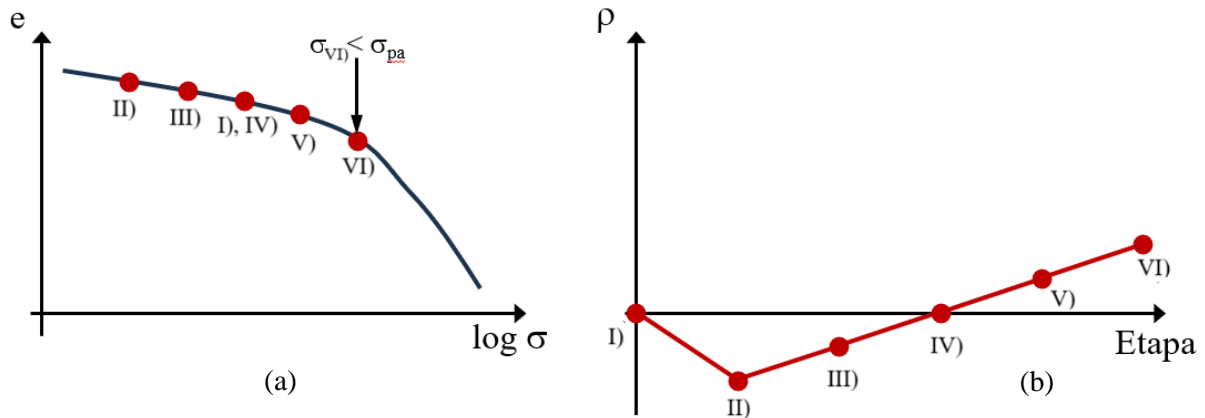


Figura 4.26. Fenômeno de compensação em solos de comportamento sobreadensados: (a) curva típica das tensões em função do índice de vazios; e (b) recalques ao longo das etapas.

Quando o solo estiver em uma condição de solo normalmente adensado, como ilustrado na Figura 4.27 (a) e (b), o ponto de compensação deve ocorrer próximo à tensão de pré-adsensamento. A curva $e \times \log \sigma'$ evidencia o ponto de inflexão no comportamento do solo, assim a curva de recalque mostra crescimento mais acentuado (etapas IV a VI) apenas após as tensões ultrapassarem a tensão de pré-adsensamento, que corresponderia a uma carga imposta superior ao valor previamente aliviado pela escavação.

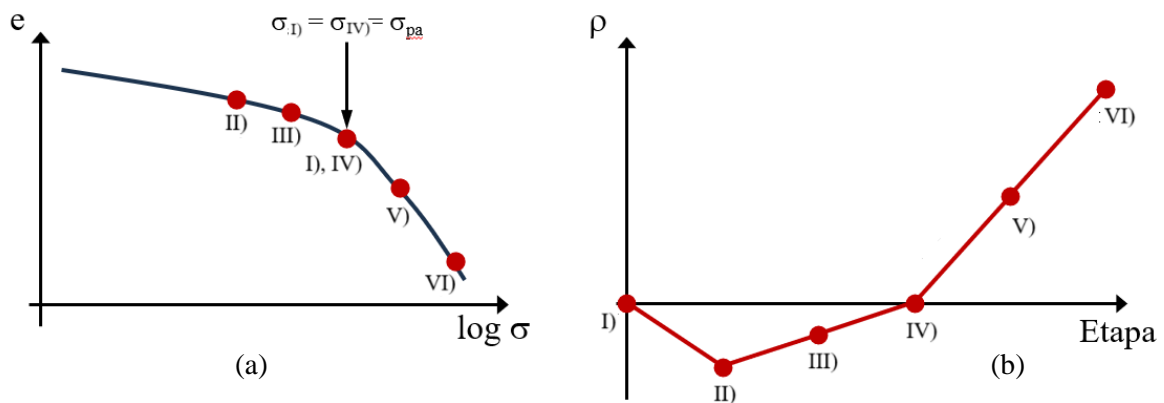


Figura 4.27. Fenômeno de compensação em solos de comportamento normalmente adensados: (a) curva típica das tensões em função do índice de vazios; e (b) recalques ao longo das etapas

A Figura 4.28 (a) representa o comportamento dos recalques para diferentes condições da razão de sobreadensamento (OCR). Quando $OCR \gg 1$ (condição sobreadensada), os recalques crescem de forma moderada. À medida que OCR se aproxima de 1, indicando um solo normalmente adensado, a curva se torna mais inclinada, refletindo maior deformabilidade. A curva pontilhada na Figura 4.28 (b) ilustra a situação típica onde o monitoramento dos recalques iniciou em alguma etapa (III) durante a construção da obra e, portanto, o ponto que representa a compensação desloca-se em relação a origem, sem que seja possível determinar o levantamento de fundo da escavação.

Nesta tese, nas análises numéricas 2D, para representar as condições de solo sobreadensado e normalmente adensado, foi adotado o valor da tensão efetiva excedente (POP), variável equivalente à OCR. O valor de POP foi definido com base na diferença entre dois casos de cálculo da pressão de contato efetiva na cota da base do radier (Figura 4.29): no primeiro, considerando o alívio de tensões devido ao peso do volume escavado somente sobre a projeção da área do radier; no segundo, utilizando todo o volume escavado para determinar o alívio de tensões sobre a área do radier. A diferença entre os dois casos, considerando todas as etapas de análise, com carregamentos conforme Tabela 4.8, foi de 139,4 kPa, sendo este valor adotado como POP. Cabe destacar que, no caso 2, a pressão de contato efetiva foi praticamente nula na data muito próxima à correspondente ao ponto de compensação identificado no subitem 4.1.2, que corrobora com interpretação teórica formulada.

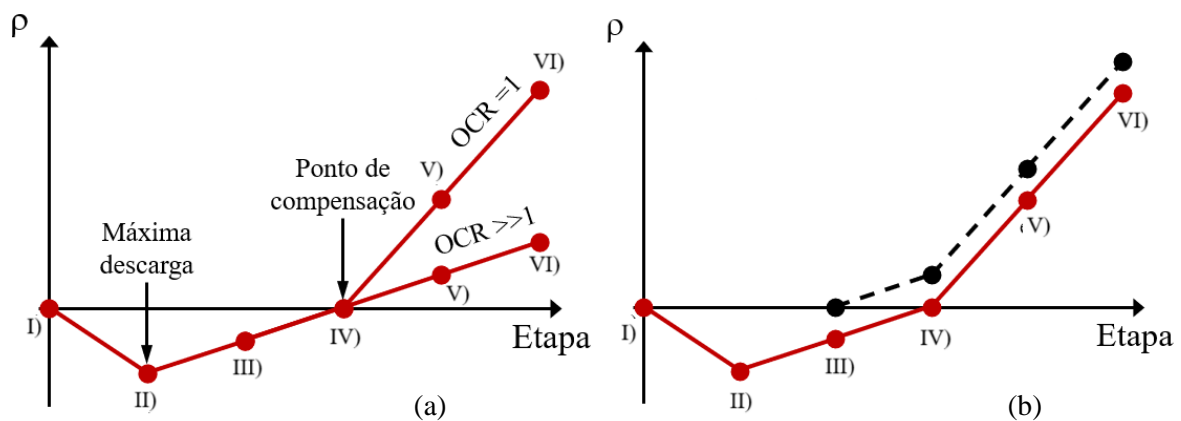


Figura 4.28. Mudança de rigidez percebida nas curvas de recalque por etapa: (a) análise em função de alterações de OCR; e (b) deslocamento da curva de recalques numa situação de $OCR=1$ para o início de monitoramento dos recalques em etapa intermediária (III).

A tensão de pré-adensamento foi calculada em 295 e 315 kPa (a partir dos dados da Tabela 3.17 e Tabela 3.18), considerando a tensão geostática efetiva nas profundidades da base das camadas VI (Perfil A) e XI (Perfil B), respectivamente.

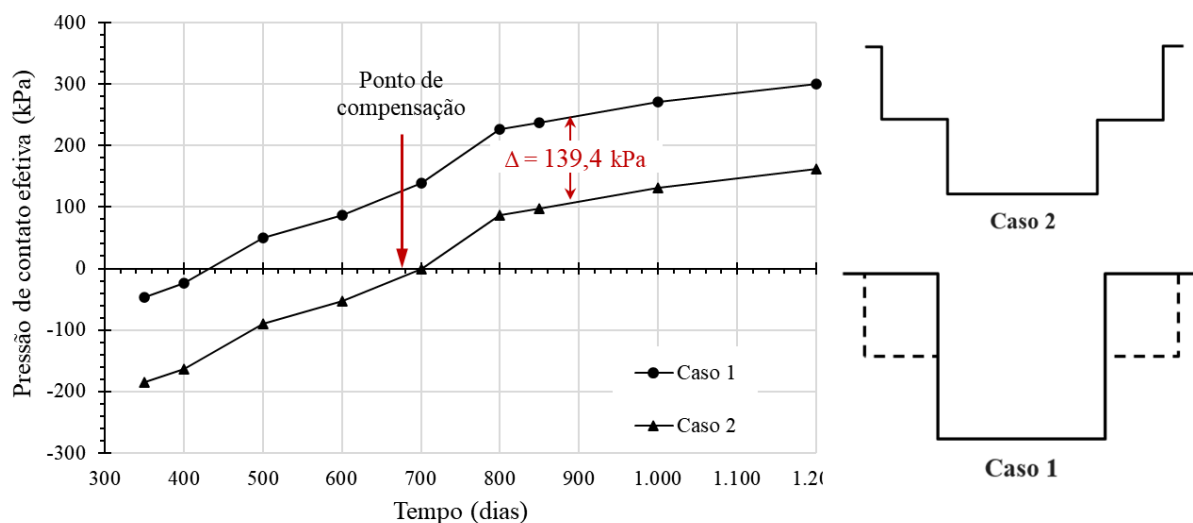


Figura 4.29. Determinação da POP adotada para o ajuste na simulação numérica 2D.

4.3.4 Ajustes de parâmetros de deformabilidade nas análises numéricas 2D

Conforme discutido na Figura 4.24, observa-se que a dissipação da carga ao longo das estacas ocorre predominantemente no terço inferior dos elementos, indicando que as camadas mais profundas do solo são as mais solicitadas durante as etapas de carregamento analisadas. Esse comportamento reforça a necessidade de concentrar os ajustes nos parâmetros de deformabilidade nessas camadas, próximas à ponta das estacas, onde ocorre a maior mobilização de cargas.

Essa constatação está de acordo com os conceitos clássicos de efeito de grupo e fundações equivalentes na estimativa de recalques, conforme descrito por Terzaghi et al. (1996), Katzenbach et al. (2017) e Poulos (2017). Segundo esses autores, a transferência de carga e o recalque de grupos de estacas podem ser avaliados de modo geral, por meio da substituição do conjunto por uma fundação equivalente localizada próxima à ponta das estacas, permitindo concentrar a análise nas camadas mais solicitadas. Assim, torna-se coerente adotar a redução dos parâmetros de deformabilidade apenas nas camadas profundas, mantendo as camadas superiores inalteradas, que de forma consequente preserva uma maior mobilização no contato radier-solo.

Assim, a redução dos parâmetros de deformabilidade (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) foram aplicadas somente nas camadas V e VI no Perfil A e nas camadas X e XI no Perfil B, nas demais camadas foram mantidos os valores da Tabela 3.17 e Tabela 3.18, respectivamente. O método adotado consistiu em uma abordagem progressiva, com redução gradual dos parâmetros ao longo de simulações sucessivas. Os critérios utilizados foram:

- 1°. O valor de E_{50}^{ref} partiu do inicialmente validado nas PCEs, e foi reduzido progressivamente em a cada simulação;
- 2°. O valor E_{oed}^{ref} foi definido próximo a 50% do valor do E_{50}^{ref} em cada simulação;
- 3°. O valor de E_{ur}^{ref} foi fixado em valores maiores que três vezes o valor de E_{50}^{ref} para cada simulação.

O critério de redução utilizado para o parâmetro E_{oed}^{ref} baseia-se nos resultados dos ajustes de parâmetros a partir dos ensaios de adensamento unidimensional apresentados na Tabela 3.16, que indicaram uma proporção da ordem de 50% dos valores E_{50}^{ref} . Também nos trabalho de Rebolledo et al. (2019a, 2019b) foram utilizadas proporções similares entre os parâmetros E_{oed}^{ref} e E_{50}^{ref} , em especial em solos saprolíticos em profundidade. O critério considerado para E_{ur}^{ref} seguiu o valor mínimo da formulação empírica de Cheng & Lucarelli (2016).

Após a sequência de reduções foram obtidos parâmetros finais utilizados na simulação que apresentou a melhor convergência em relação aos recalques medidos são apresentados na Tabela 4.11 para o Perfil A e Tabela 4.12 para o perfil B.

Tabela 4.11. Ajuste complementar de parâmetros na modelagem 2D para o Perfil A.

Camada	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	POP (kPa)
V	33	16,5	200	139,4
VI	33	16,5	200	139,4

Tabela 4.12. Ajuste complementar de parâmetros na modelagem 2D para o Perfil B.

Camada	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	POP (kPa)
X	12	5	150	139,4
XI	12	5	150	139,4

Os ajustes conduziram a reduções significativas dos parâmetros de deformabilidade nas camadas próximas à ponta, com valores de E_{50}^{ref} ajustados correspondendo a 22% e 8% daqueles validados pelas PCEs, para os Perfis A e B, respectivamente. Uma análise da geometria do Perfil B, em especial do limite inferior adotado na análise numérica (Figura 4.22(b)), revela uma distância de apenas 50 cm entre a ponta da estaca e o topo do maciço rochoso.

Como discutido na Figura 4.24, foi percebido que a transferência de carga ocorre predominantemente pela ponta, assim o limite inferior do modelo numérico 2D deve representar adequadamente o bulbo de tensões no solo. Para fundações de base quadrada a profundidade usual do bulbo de tensões considerada é de 2,5 B, onde B representa a menor dimensão da fundação. No modelo numérico 2D FEAA, o lado B corresponde ao diâmetro da célula unitária e, portanto, a profundidade estimada do bulbo é de 4,37 m. Esse valor é superior à profundidade vertical adotada no modelo (ver Figura 4.22(b)), o que sugeriu a necessidade de revisão da geometria para representar o campo de tensões abaixo da ponta da estaca.

Dessa forma, foram realizadas simulações adicionais com a ampliação da espessura da camada de rocha e subdivisão em subcamadas com diferentes módulos de deformabilidade. No entanto, o modelo constitutivo LE não é capaz de reproduzir a variação de rigidez associado ao fenômeno de compensação mostrado pelos dados experimentais, ao contrário do modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), que consegue representar esse efeito. Assim, o aumento da profundidade da geometria da análise numérica, da camada de rocha, impacta apenas a magnitude dos recalques em todas as etapas, sem melhorar a representação da transição de rigidez ao longo das etapas de carregamento e, portanto, os resultados destas simulações não alteraram as reduções de parâmetros necessárias mostradas nas Tabela 4.11 e Tabela 4.12, e portanto, seus resultados não foram apresentados.

4.3.5 Análise dos resultados da análise numérica 2D

A análise numérica 2D proposta, após as reduções progressivas nos parâmetros de deformabilidade e ajuste de POP, proporcionou um ajuste complementar àquele construído com base nos ensaios de laboratório e nas PCEs instrumentadas. Com a finalidade de representar as condições de recompressão e compressão em pontos localizados nos Perfis A e B, alcançando uma melhor convergência em comparação aos recalques medidos.

A Tabela 4.13 apresenta os resultados da análise numérica com parâmetros ajustados para o Perfil A e B em termos da carga próxima ao topo da estaca (Q_{ei}^{num}), a carga na ponta da estaca (Q_{ef}^{num}), a tensão no contato radier-solo (q_{rs}^{num}) e recalque (w^{num}) para cada uma das

etapas de análise definidas. Para cada um destes resultados também é apresentado seu percentual em relação aos valores experimentais definidos no subitem 4.1.3.

Tabela 4.13. Resultados da simulação 2D FEAA obtidos com parâmetros finais ajustados.

Perfil	Resultados	Recompressão				Compressão				
		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Perfil A	Q_{ei}^{num} (kN)	329,7	386,5	572,7	665,4	795,0	1017,0	1043,6	1127,8	1203,5
	Q_{ei}^{num}/Q_{ei} (%)	78%	69%	77%	76%	76%	90%	85%	85%	85%
	Q_{ef}^{num} (kN)	323,5	376,7	544,2	623,8	728,1	895,3	915,0	976,6	1031,8
	Q_{ef}^{num}/Q_{ef} (%)	110%	98%	132%	145%	125%	131%	154%	171%	175%
	q_{rs} (kPa)	2,6	2,9	3,8	4,2	4,8	5,9	6,0	6,4	6,7
	q_{rs}^{num}/q_{rs} (%)	2,0%	1,9%	2,0%	2,2%	2,5%	2,8%	2,8%	2,6%	2,8%
	w^{num} (mm)	2,20	2,56	3,85	4,53	6,04	14,13	15,12	18,27	21,11
	w^{num}/w (%)	44%	51%	77%	87%	70%	122%	95%	91%	101%
	Q_{ei}^{num} (kN)	273,8	330,7	517,0	609,8	739,5	961,6	988,2	1072,4	1148,2
	Q_{ei}^{num}/Q_{ei} (%)	71%	83%	59%	61%	75%	89%	83%	89%	93%
Perfil B	Q_{ef}^{num} (kN)	318,4	372,3	542,5	623,6	730,9	907,1	928,3	993,7	1051,1
	Q_{ef}^{num}/Q_{ef} (%)	127%	142%	103%	106%	120%	117%	142%	147%	157%
	q_{rs} (kPa)	3,1	3,5	4,9	5,5	6,5	8,1	8,3	8,9	9,4
	q_{rs}^{num}/q_{rs} (%)	-	-71%	97%	9%	5%	11%	6%	4%	5%
	w^{num} (mm)	1,19	1,39	2,24	2,73	3,55	9,96	10,90	14,03	16,96
	w^{num}/w (%)	119%	139%	112%	91%	85%	131%	84%	91%	96%

É importante salientar que, caso as simulações 2D fossem aplicadas a outros pontos do radier, com dados experimentais distintos (cargas nas estacas, tensões no contato radier-solo, e principalmente de recalques medidos) poderiam ter conduzido a ajustes diferentes. Além disso, as cargas utilizadas nas simulações foram assumidas como distribuídas médias, podendo divergir das cargas reais aplicadas localmente. Mesmo assim, os ajustes propostos na simulação numérica 2D forneceram informações essenciais para a compreensão do problema e para a análises mais detalhadas nas simulações 3D.

Um aspecto relevante identificado na modelagem 2D foi a influência das camadas mais profundas, próximas à ponta das estacas, na rigidez do sistema (relação entre recalque e dissipação de carga). Alterações nos parâmetros de deformabilidade dessas camadas demonstraram um impacto significativo nos valores de recalques. Desta forma em ambos os perfis (A e B) o solo saprolítico, na região da ponta da estaca, classificado como Silte de alta plasticidade arenoso de coloração amarelo esverdeada, como descrito no perfil geotécnico da

Figura 3.37, foi identificado como a principal camada para definir o ajuste dos parâmetros de deformabilidade fundamentais para descrever com maior precisão os recalques observados.

Como análise complementar, foi aplicada uma solução analítica para o cálculo dos recalques teóricos por adensamento primário (w_t), considerando que a fundação pudesse ser substituída por um radier equivalente, assentado no topo da camada de silte de alta plasticidade arenoso coloração amarelo esverdeada, na região da ponta da estaca, que apresenta comportamento compatível com variação de rigidez relacionada aos parâmetros típicos de adensamento, como: Coeficiente de Recompressão (C_R), Coeficiente de Compressão (C_C) e Tensão de pré-adensamento (σ'_{pa}), conforme discutido no subitem 4.3.3 (ver Figura 4.27).

Assim, foram considerados a sequência executiva da Tabela 4.8 para aplicação das cargas pela estrutura nas etapas de análise, as camadas da Figura 3.80 e os resultados dos ensaios de laboratório do subitem 3.2.2.3 para o cálculo da tensões efetivas em cada perfil, de forma que pode ser utilizada a equação 4.8, da solução clássica de Terzaghi & Peck (1948), para determinação analítica do recalque por adensamento.

$$w_t = \frac{H_0}{(1+e_0)} \cdot \left(C_R \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{pa}}{\sigma'_i} \right) + C_C \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pa}} \right) \right) \quad (4.1)$$

onde, H_0 e e_0 são, respectivamente, a espessura da camada compressível próxima a ponta da estaca e o índice de vazios inicial desta camada; e as tensões efetivas, σ'_i , σ'_{pa} e σ'_f , correspondem ao histórico de tensões, respectivamente, tensão após a escavação, tensão de pré-adensamento e tensão final considerando os carregamentos da obra.

O Apêndice H apresenta o roteiro completo de cálculo para a determinação analítica dos recalques, os dados utilizados, o histórico de tensões e os resultados obtidos de recalques para cada etapa de análise. A solução analítica considerou duas premissas importantes: i) a mudança de rigidez observada na compensação da fundação pode ser representada na curva e x $\log \sigma'$; e ii) todas as variações de tensões efetivas, seja de alívio pela escavação ou acréscimos devido a construção da estrutura, são transmitidas à camada da ponta da estaca (camada compressível) por meio de um radier equivalente.

A Figura 4.30 (a) e (b) apresenta a comparação entre os recalques medidos experimentalmente, os obtidos por simulação numérica e os calculados pela solução analítica para os Perfis A e B, respectivamente. No caso do Perfil A, durante a fase de recompressão, entre 350 a 600 dias, observa-se que as soluções numéricas e analíticas subestimam os recalques quando comparados aos valores experimentais. A solução analítica apresenta resultados ligeiramente superiores ao modelo numérico, demonstrando melhor aderência à tendência

observada em campo. Essa diferença indica que as análise numéricas assumem uma rigidez maior que a real nessa faixa de tensões.

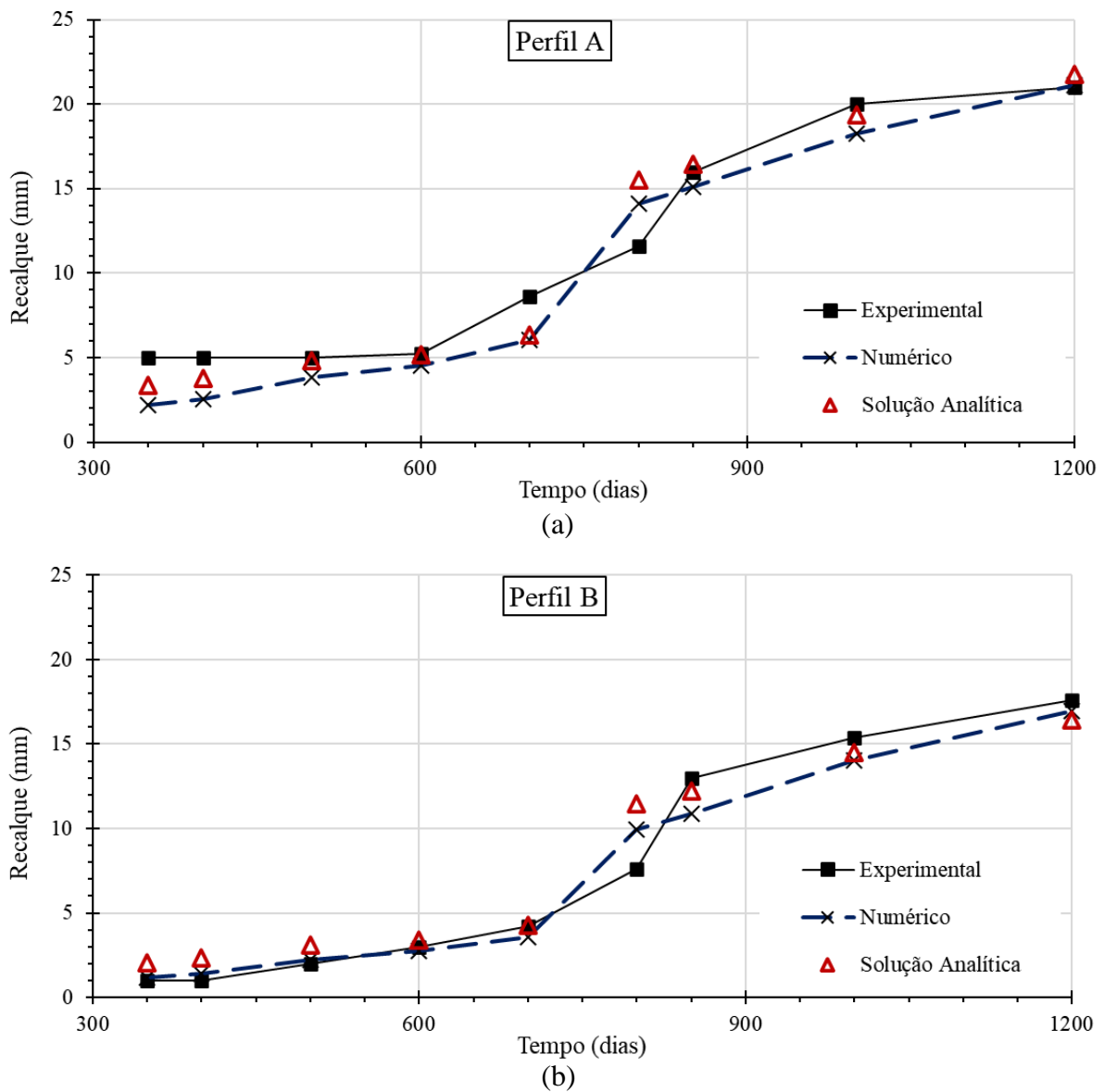


Figura 4.30. Recalques medidos, obtidos por simulação numérica e calculados com a solução analítica para as etapas de análise definidas: (a) Perfil A; e (b) Perfil B

Ainda no Perfil A, na etapa correspondente à compressão, entre 700 e 1200 dias, verifica-se aumento expressivo dos recalques medidos, com os modelos numérico e analítico acompanhando de forma mais próxima os valores experimentais. À medida que o tempo avança, a convergência entre os três conjuntos de dados se torna mais evidente, com boa correspondência nas últimas etapas. Pequenas discrepâncias observadas entre os pontos intermediários podem estar relacionadas à simplificação do comportamento não linear do solo adotada nas modelagens.

Na Figura 4.30 (b) para o Perfil B, na fase de recompressão, o comportamento segue a mesma tendência verificada anteriormente: os recalques medidos são superiores aos obtidos pelas simulações. A diferença entre os valores é mais acentuada na solução analítica, enquanto a simulação numérica apresenta desempenho ligeiramente melhor, ainda que ambos assumam resposta mais rígida do que a real nessa faixa de tensões. Esses resultados reforçam a limitação das abordagens idealizadas frente à maior sensibilidade do solo em baixos níveis de tensões efetivas.

Já na condição de compressão do Perfil B, os resultados calculados se alinham melhor aos dados experimentais. A partir de aproximadamente 800 dias, os três conjuntos de informações evoluem de forma semelhante, com boas aproximações nas etapas finais. A solução analítica mostra desempenho consistente, especialmente nas últimas duas leituras, enquanto o modelo numérico mantém coerência com a evolução dos recalques ao longo do tempo. Esse comportamento indica que os parâmetros adotados nas modelagens foram adequadamente calibrados para representar o adensamento primário nas condições mais críticas de carregamento.

Os parâmetros ajustados nas simulações 2D mostrados na Tabela 4.11 e Tabela 4.12 indicaram rigidez maior no Perfil A, mesmo que a bacia de recalques inclinada indicasse maior deformação nessa região. Todavia esta incoerência pode ser explicada em função da diferença de geometria entre os perfis A e B, em particular da posição da ponta da estaca em relação ao maciço rochoso, e também em função dos dados experimentais escolhidos com recalques relevantes do perfil B.

Simulações adicionais mostraram que alterações nos parâmetros de deformabilidade das camadas imediatamente abaixo do radier não reproduziram o comportamento de recalques observados nas etapas de recompressão ou compressão. Isso sugere que a geometria da célula unitária na condição de carregamento analisada, condiciona um mecanismo de transferência de carga onde a maioria da carga é percebida pelo solo próximo a ponta da estaca, o que pode ser aceito como razoável em função do número elevado de estacas da fundação e do espaçamento entre elas.

Os resultados das cargas calculadas no topo das estacas demonstram que a simulação numérica com parâmetros finais ainda subestima essas cargas, tanto para o Perfil A quanto para o Perfil B, como apresentado na Figura 4.31 (a) e (b), respectivamente. A distribuição de cargas por atrito lateral no modelo numérico concentra-se predominantemente nos últimos 25% do comprimento das estacas, o que não corresponde aos dados experimentais de cargas medidas, evidenciando a necessidade de uma melhor consideração da interação entre o solo e as estacas.

Dessa forma, a carga medida pela instrumentação na cota de -20,5 m, próxima à ponta da estaca, não foi bem representada pela simulação. Todavia, ao se considerar uma extrapolação das cargas experimentais para estimar a carga na ponta da estaca, observa-se uma melhoria de coerência nos resultados, numa comparação na cota da ponta da estaca, como mostrado na Figura 4.31 (a) e (b), para o Perfil A e B, respectivamente.

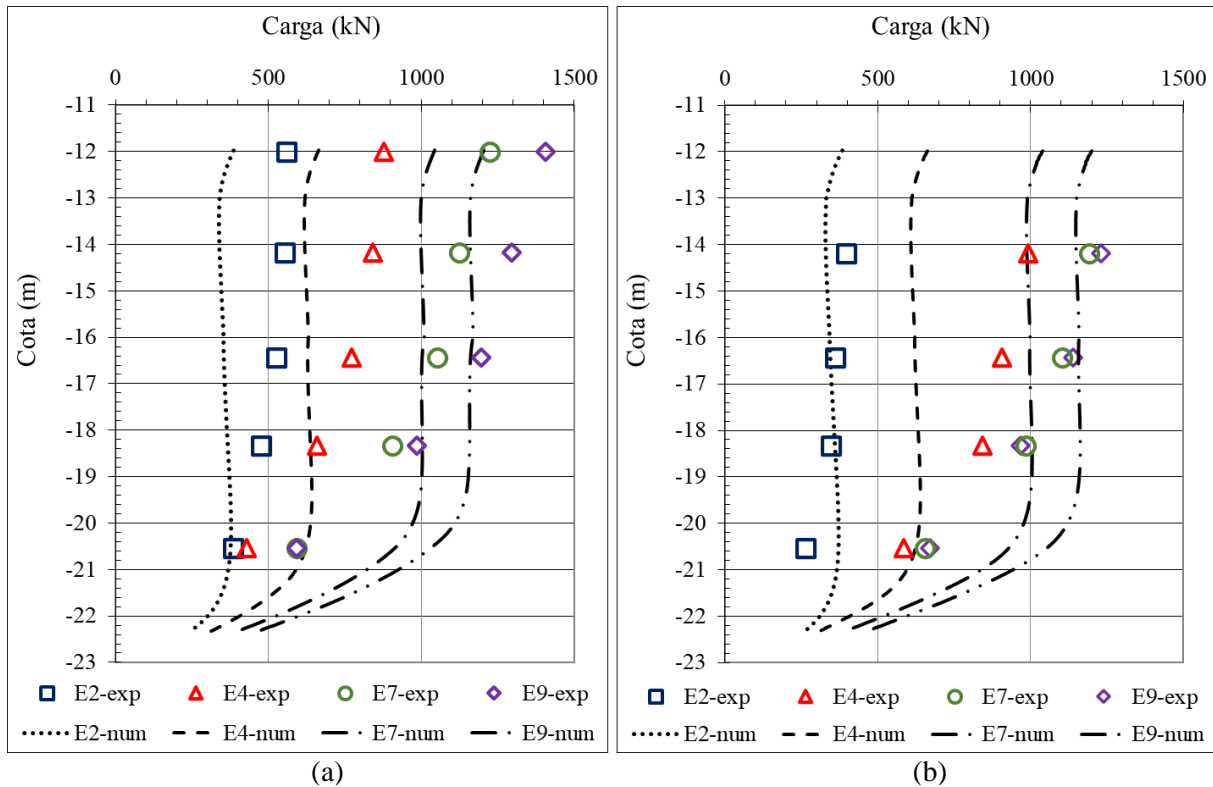


Figura 4.31. Comparação das cargas experimentais e cargas da simulação numérica 2D FEAA na condição final ajustada de: (a) recompressão para etapa 4, e (b) compressão para etapa 9.

As tensões no contato radier-solo calculadas pela análise numérica 2D foram significativamente inferiores aos valores experimentais. Essa discrepância reflete as limitações da abordagem simplificada do modelo numérico 2D para representar com precisão a interação radier-solo-estaca. Ainda assim, deve-se observar que os dados experimentais apresentaram uma ordem de magnitude considerada anômala, especialmente no período de execução do radier e no início dos carregamentos, como discutido no subitem 4.2. Mesmo após ajustes numéricos (265 dias), e até ao final dos 1.200 dias, os valores encontrados foram substancialmente elevados.

Para verificação da sensibilidade das tensões no contato radier solo a variações do parâmetro E_{50}^{ref} , foram realizadas análises numéricas 2D FEAA nos Perfis A e B, considerando o enrijecimento das camadas II e VIII (com espessura de 1,2 m, de cotas -11,8 m a -13 m) após

a execução do radier (Ver Figura 4.21). Nesse cenário, o módulo de rigidez E_{50}^{ref} foi elevado para 150 MPa, valor de 6,5 a 4,5 vezes maior do que o ajustado final. Essa consideração resultou em uma maior tensão no contato radier-solo calculada nas simulações, mas com resultados que ainda não ultrapassaram 50 kPa na Etapa 9, correspondendo a percentuais inferiores a 25% das tensões experimentais apontadas pelas CTTs. No entanto, isso pioraria significativamente a convergência das cargas nas estacas. O valor de E_{50}^{ref} de 150 MPa, apesar de teoricamente possível (Poulos, 2005; e Sales et al., 2010), é fisicamente improvável e não foi identificado em ensaios de laboratório ou de campo, não sendo uma solução viável, razão pela qual não foram apresentados os resultados.

As simulações numéricas em 2D, embora eficientes, apresentam algumas limitações inerentes à sua simplificação. Uma das principais fontes de imprecisão está relacionada à representação geométrica do sistema. A simplificação axissimétrica, que representa o comportamento de um grupo infinito de estacas sob um radier com uma célula unitária circular, embora prática, pode não capturar todas as interações entre estacas adjacentes e o comportamento tridimensional do solo.

Apesar das limitações discutidas, a modelagem 2D apresenta vantagens importantes. A rapidez no processamento e o menor esforço computacional são aspectos relevantes, permitindo a análise de múltiplos cenários em um tempo reduzido. Essa agilidade é essencial para avaliações preliminares e ajustes iterativos de parâmetros de deformabilidade, como demonstrado nesta pesquisa. A varredura de reduções progressivas nos parâmetros possibilitou a identificação de ajustes possíveis para melhorar a concordância entre os resultados calculados e os dados experimentais, destacando a influência de camadas específicas do solo no comportamento global. Assim, a análise dos resultados da modelagem numérica 2D contribuiu de forma significativa para o entendimento do fenômeno de compensação em fundações profundas com múltiplos subsolos.

4.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM 3D

As simulações numéricas 3D foram realizadas no software Plaxis 3D, considerando os aspectos detalhados no subitem 3.4.3, que descreve a metodologia adotada para o desenvolvimento do modelo numérico 3D. Os principais aspectos considerados incluem: características gerais e geométricas, tipos de elementos finitos utilizados, definição da capacidade de carga das estacas, análise de sensibilidade da malha de elementos finitos e diretrizes básicas, como etapas de escavação e características das contenções.

O modelo numérico 3D utilizado neste trabalho já foi utilizado, e seus resultados foram publicados por Bernardes (2023) e Bernardes et al. (2024a, 2024b). Nessas publicações, as análises focaram na distribuição de carga entre as estacas do grupo, na mobilização de tensões no contato radier-solo e no atrito lateral mobilizado nas estacas. No entanto, não abordaram a modelagem voltada para o melhor ajuste na previsão dos recalques ao longo do tempo. Nesta tese, foram implementadas adaptações e melhorias no modelo, incluindo a separação das camadas VI e XI e o aprimoramento dos valores de rigidez e do histórico de tensões nas camadas de solo, entre outros discutidos adiante.

Este subitem tem como objetivo discutir os resultados obtidos com análises numéricas 3D, descrevendo com maior clareza o comportamento do fenômeno de compensação observado na fundação e avaliando os fatores que influenciam o problema. Seguindo o fluxograma metodológico proposto na Figura 3.95.

Nas simulações numéricas 3D, foram consideradas as etapas de análise definidas na Tabela 4.2, correspondentes à condição de recompressão (etapas 1 a 4), anterior ao ponto de compensação, e à condição de compressão (etapas 5 a 9), posterior a esse ponto. Os carregamentos foram aplicados como tensões nos pilares, utilizando as cargas medidas pela instrumentação em cada etapa (Tabela 4.3), divididas pela área de cada pilar. O peso próprio do radier foi inserido como uma tensão distribuída em toda a sua área, calculada com base no peso específico do concreto (25 kN/m^3) e na altura do radier (2,1 m).

A modelagem das estacas como elementos de vigas embutidas (*embedded beams*) e do radier como elemento de placa foi essencial para viabilizar as simulações numéricas em 3D, que demandaram um tempo considerável de processamento. Foi aplicado um fator de melhoramento de malha nas camadas próximas a ponta das estacas (V, VI, X e XI) apontadas como principais pelos resultados das simulações numéricas em 2D.

O principal critério de controle de convergência adotado nas simulações numéricas em 3D foi a comparação dos volumes de recalque calculados com os volumes medidos. Conforme discutido no subitem 4.1.1, esse parâmetro definiu o ponto de equilíbrio de compensação e descreve com maior precisão a bacia assimétrica de recalques. Além disso, também foi avaliado o formato da bacia por meio da comparação entre os mapas de contorno de recalques calculados e medidos, assim como a magnitude dos valores máximos de recalque.

De modo complementar foram comparados os resultados das simulações numéricas 3D das cargas nos topos e nas pontas das estacas, bem como das tensões no contato radier-solo, com os respectivos dados experimentais em cada etapa de análise definida.

A seguir serão apresentados os resultados das simulações numéricas 3D realizadas, na seguinte ordem: (i) parâmetros iniciais validados pelas PCEs, no subitem 4.4.1, (ii) parâmetros ajustados por simulações 2D, no subitem 4.4.2, e (iii) parâmetros ajustados por simulações 3D, no subitem 4.4.3. Ao final, no subitem 4.4.4, são estabelecidas discussões sobre os resultados das simulações numéricas 3D.

4.4.1 Resultados com parâmetros iniciais validados pelas PCEs

As análises numéricas 3D foram inicialmente realizadas com o conjunto de parâmetros denominados iniciais, definidos e validados com base nos resultados de ensaios laboratoriais, ensaios PMT e retroanálises de PCEs instrumentadas, conforme a metodologia descrita no subitem 3.4.2. Esses parâmetros são concordantes com os trabalhos de Bernardes et al. (2021, 2024a) e seguem as etapas de análise propostas para esta tese (Tabela 4.2).

A Tabela 4.14 apresenta os recalques calculados pela simulação numérica 3D e seus respectivos percentuais em relação aos valores experimentais para cada pilar. De modo geral, os recalques numéricos são inferiores aos experimentais. Durante as etapas 1 a 4 (condição de recompressão), os valores percentuais médios aumentam progressivamente de 71% para 101%. Já nas etapas 5 a 9 (condição de compressão), os percentuais médios diminuem de 80% para 32%.

A Tabela 4.14 apresenta também o volume de recalque calculado e seu respectivo percentual, que como discutido no subitem 4.1.1 foi uma importante variável na determinação do ponto de compensação, evidenciando um comportamento semelhante: crescimento entre 58% a 88% na recompressão e redução de 65% para 31% na compressão. A Figura 4.32 mostra as curvas do volume de recalque experimental e calculado ao longo do tempo de construção. Observa-se que, no trecho correspondente à recompressão (etapas 1 a 4), a simulação numérica apresenta um comportamento mais próximo ao experimental, embora ainda inferior em todas as etapas.

Na análise numérica, os maiores recalques ocorreram na região central do radier, no pilar P7 (destacado na Tabela 4.14), onde, por exemplo, na etapa 9, atingiram 8,09 mm, o que corresponde a 35% do recalque máximo experimental de 23 mm, observado nos pilares P8 e P10. A análise numérica com parâmetros iniciais não reproduziu de forma satisfatória a bacia de recalques assimétrica obtida nos dados experimentais. Essa limitação pode ser observada na comparação entre os mapas de contorno de recalques apresentados na Figura 4.33(a) a (h). No entanto, nas etapas 7 e 9, a simulação indica leve inclinação da bacia em direção ao Perfil A.

Tabela 4.14. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros iniciais e percentuais em relação aos recalques medidos.

Etapa Tempo (dias)	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
PILAR	Recalques calculados nos pilares por etapa - w^{num} (mm)								
P1	1,59 159%	1,81 181%	3,00 150%	2,98 99%	3,52 84%	4,80 63%	4,83 37%	5,34 35%	5,79 33%
P2	1,78 45%	2,04 51%	3,40 85%	3,38 85%	3,98 57%	5,39 63%	5,44 39%	5,98 34%	6,51 32%
P3	0,97 49%	1,13 56%	1,82 91%	1,98 99%	2,28 57%	3,18 57%	3,38 34%	3,75 28%	4,15 25%
P4	1,70 42%	1,95 49%	3,08 77%	3,30 82%	3,81 48%	5,07 59%	5,23 37%	5,71 33%	6,39 33%
P6	0,93 93%	1,13 113%	1,65 165%	1,97 197%	2,34 146%	2,94 70%	3,02 43%	3,27 29%	3,41 26%
P7	2,01 201%	2,37 237%	3,65 152%	4,33 108%	5,14 99%	6,70 78%	6,88 49%	7,36 44%	8,09 41%
P8	1,77 59%	2,07 56%	3,22 64%	3,78 73%	4,60 48%	6,05 48%	6,20 39%	6,66 31%	7,32 32%
P9	1,77 89%	2,09 105%	3,15 105%	3,73 124%	4,24 101%	5,37 71%	5,50 42%	5,93 36%	6,46 36%
P10	1,15 23%	1,36 27%	2,13 43%	2,57 49%	3,31 40%	4,43 42%	4,64 29%	5,03 25%	5,37 23%
P11	1,11 -	1,37 -	2,06 -	2,53 253%	3,04 190%	3,82 74%	3,97 50%	4,31 35%	4,46 32%
P12	1,93 47%	2,27 45%	3,45 69%	4,16 83%	4,96 54%	6,52 56%	6,68 42%	7,17 35%	7,92 36%
P13	1,16 23%	1,34 27%	2,00 40%	2,56 51%	3,57 47%	4,82 45%	5,04 34%	5,43 28%	5,67 26%
P14	1,03 34%	1,28 43%	1,94 65%	2,43 81%	3,06 102%	3,86 69%	4,03 40%	4,43 37%	4,56 30%
P15	1,43 29%	1,68 34%	2,50 50%	3,18 61%	4,21 49%	5,68 49%	5,86 37%	6,33 32%	6,65 32%
P16	1,33 133%	1,57 157%	2,31 116%	2,93 98%	3,58 100%	4,57 64%	4,71 43%	5,17 34%	5,53 35%
P17	1,40 47%	1,66 55%	2,49 83%	3,11 78%	3,91 54%	5,23 61%	5,37 41%	5,89 34%	6,39 34%
Volume (m ³)	0,9766 58%	1,1432 65%	1,753 87%	2,0369 88%	2,4636 65%	3,2378 57%	3,3276 38%	3,6156 32%	3,892 31%

Ressalta-se que o conjunto de parâmetros iniciais, obtidos por meio de retroanálises de PCEs como também demonstrado nos trabalhos de Bernardes et al. (2021) e Bernardes (2023), não inclui estratégias específicas para representar a mudança de comportamento observada na curva de recalques ao longo da execução da obra, fenômeno atribuído à compensação.

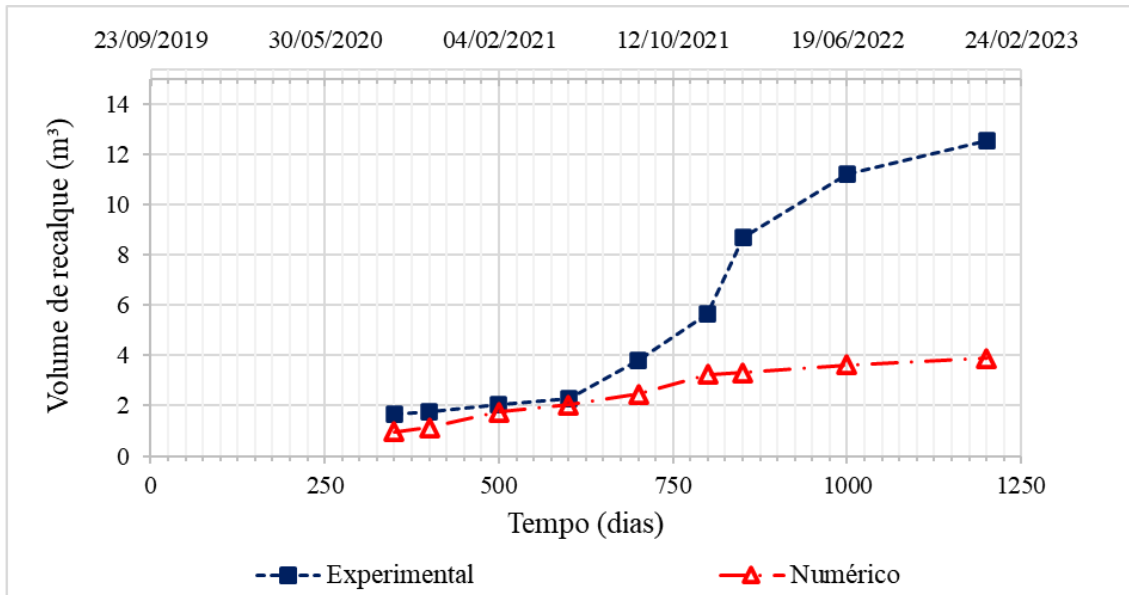


Figura 4.32. Resultados de volumes de recalque calculados pela simulação numérica 3D com parâmetros iniciais e volumes de recalque experimentais em função do tempo.

Portanto, os resultados obtidos com os parâmetros iniciais apresentaram discrepâncias significativas em relação aos dados experimentais, tanto em magnitude quanto em comportamento. Essas diferenças são intensificadas pela presença de outros fenômenos complexos que afetam o desempenho global da fundação, como a interação solo-estrutura.

Adicionalmente, conforme descrito no subitem 3.3.4, a aplicação do GARP após o ISE em projeto estimou recalque máximo de 18,6 mm no pilar P7, valor próximo ao experimental. Contudo, o método não distingue os Perfis A e B nem reproduz o formato assimétrico da bacia de recalques, como indicado na ver Tabela 3.12.

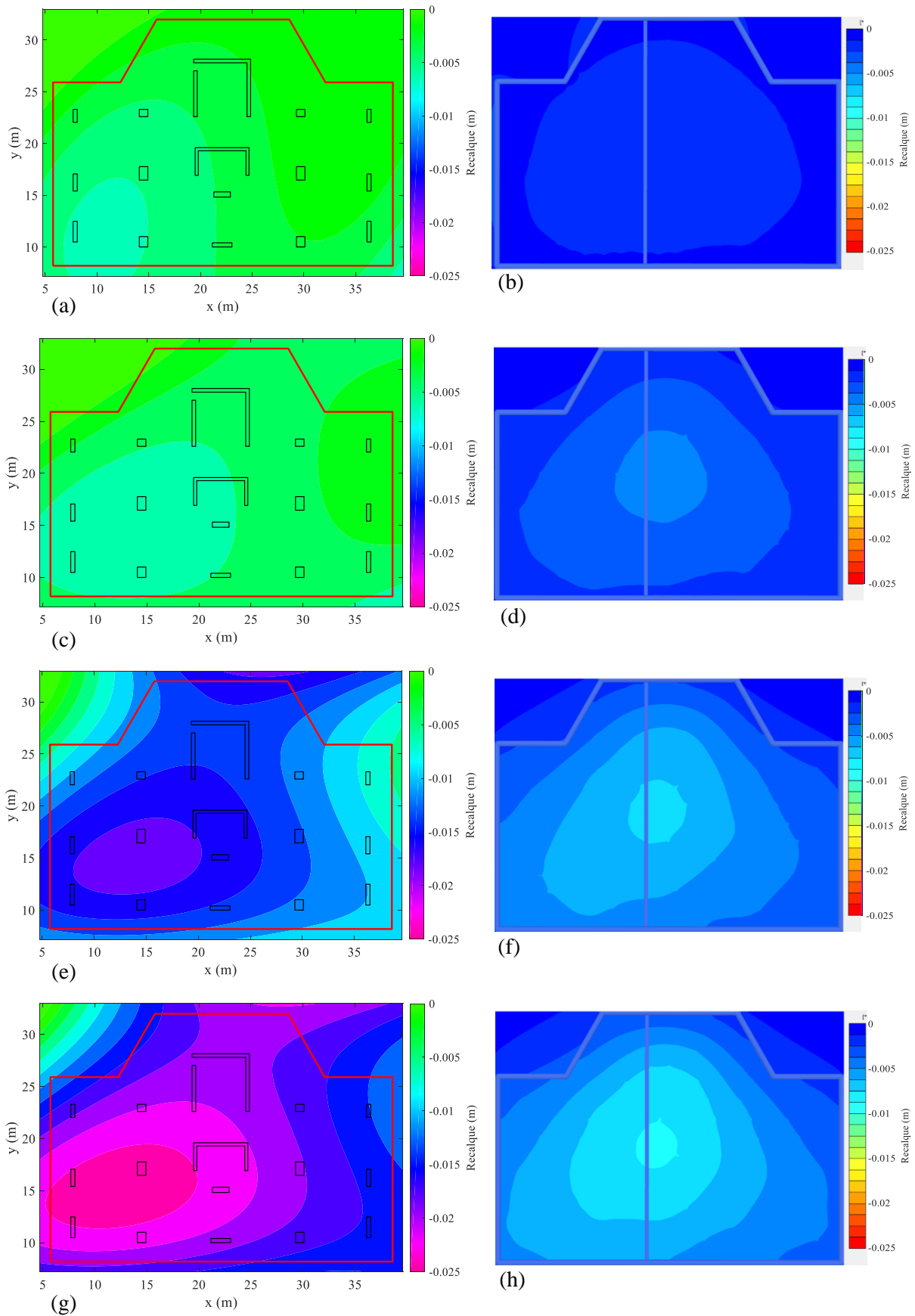


Figura 4.33. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulações numéricas 3D calculados com parâmetros iniciais: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.

4.4.2 Resultados com parâmetros de deformabilidade ajustados pelas simulações 2D

Com o objetivo de melhor descrever o fenômeno de compensação na simulação numérica 3D, foram realizadas análises com ajustes nos parâmetros de deformabilidade a partir dos resultados das modelagens 2D obtidos para o Perfil A (Tabela 4.11) e Perfil B (Tabela 4.12). Como a simulação numérica 3D considera todas as etapas e geometria de escavação não foi necessário considerar o POP utilizado nas simulações 2D. Dessa forma, os recalques calculados na simulação 3D e os respectivos percentuais em relação aos valores experimentais são mostrados na Tabela 4.15.

Na condição de recompressão (etapas 1 a 4), os recalques calculados foram, em média, inicialmente menores que os experimentais, tornando-se maiores ao final, com percentuais médios variando de 99% a 190%. Já na condição de compressão (etapas 5 a 9), observou-se o comportamento inverso: valores médios inicialmente superiores aos experimentais e menores ao final, com percentuais médios variando de 160% a 81%.

Comportamento semelhante foi identificado para o volume de recalque, conforme os percentuais comparativos entre os valores calculados e experimentais apresentados na Tabela 4.15. Os valores foram crescentes entre 81% e 173% na recompressão e decrescentes de 140% a 81% na compressão. A Figura 4.34 apresenta as curvas do volume de recalque experimental e calculado ao longo do tempo de construção, evidenciando uma boa aproximação na etapa 2 (recompressão) e etapa 7 (compressão). Nas demais etapas, a divergência indica que os ajustes de parâmetros definidos nas análises numéricas 2D ainda não foram suficientes para reproduzir o comportamento observado do volume de recalques.

A simulação numérica 3D com parâmetros ajustados nas análises 2D, também não conseguiu representar de forma adequada o formato assimétrico da bacia de recalques observada experimentalmente, conforme demonstrado nos mapas de contorno de recalques apresentados na Figura 4.35 (a) a (h). Ainda assim, foi observada uma leve inclinação da bacia para o Perfil A, na condição de compressão, nas etapas 7 e 9 (ver Figura 4.35 (f) e (h)), mesmo que, com formato diferente da bacia experimental.

Consequentemente os maiores recalques calculados na análise numérica concentraram-se na região central do radier, com leve incidência para o Perfil A (ver Figura 4.35). Embora esse resultado indique um comportamento semelhante ao observado experimentalmente, ainda não foi possível reproduzir a magnitude dos recalques experimentais nas posições em que ocorrem. O maior recalque calculado nos pilares ocorreu no pilar P7, atingindo 21,18 mm (em

negrito na Tabela 4.15) na etapa 9, o que corresponde a 92% do maior recalque experimental (23 mm), que ocorreu nos pilares P8 e P10, mas a esquerda, no perfil A.

Tabela 4.15. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros ajustados a partir da simulação 2D FEAA e percentuais em relação aos recalques medidos.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
PILAR	Recalques calculados nos pilares por etapa - w^{num} (mm)								
P1	2,22 222%	2,65 265%	5,47 274%	5,84 195%	7,44 177%	11,38 150%	11,62 89%	13,25 86%	14,93 85%
P2	2,47 62%	2,96 74%	6,09 152%	6,53 163%	8,30 119%	12,55 146%	12,84 92%	14,55 84%	16,37 81%
P3	1,43 72%	1,69 85%	3,65 183%	4,34 217%	5,85 146%	9,71 173%	10,36 104%	11,97 89%	13,78 83%
P4	2,41 60%	2,88 72%	5,88 147%	6,76 169%	8,72 109%	13,32 155%	13,88 99%	15,71 90%	17,95 92%
P6	1,18 118%	1,46 146%	2,49 249%	3,16 316%	3,94 246%	5,37 128%	5,53 79%	6,15 54%	6,55 50%
P7	2,84 284%	3,53 353%	6,88 287%	8,67 217%	11,26 217%	16,44 191%	17,05 122%	18,90 113%	21,18 108%
P8	2,53 84%	3,09 84%	6,16 123%	7,74 149%	10,38 108%	15,58 124%	16,22 101%	18,12 85%	20,39 89%
P9	2,37 118%	2,93 147%	5,37 179%	6,76 225%	8,33 198%	11,59 152%	11,96 92%	13,26 81%	14,67 81%
P10	1,67 33%	2,02 40%	4,10 82%	5,37 103%	7,76 95%	12,30 116%	13,05 82%	14,80 75%	16,57 72%
P11	1,40 -	1,77 -	3,07 -	4,04 404%	5,14 321%	6,92 133%	7,22 90%	8,03 65%	8,49 61%
P12	2,70 66%	3,38 68%	6,49 130%	8,34 167%	10,87 118%	15,85 137%	16,43 103%	18,23 89%	20,43 93%
P13	1,67 33%	1,99 40%	3,84 77%	5,37 107%	8,28 109%	13,14 124%	13,95 93%	15,73 81%	17,38 79%
P14	1,29 43%	1,66 55%	2,90 97%	3,95 132%	5,24 175%	7,08 126%	7,45 74%	8,35 70%	8,79 59%
P15	2,04 41%	2,51 50%	4,83 97%	6,68 128%	9,71 113%	14,90 128%	15,62 98%	17,52 88%	19,25 92%
P16	1,77 177%	2,22 222%	4,05 202%	5,53 184%	7,34 204%	10,38 144%	10,81 98%	12,15 81%	13,30 83%
P17	1,98 66%	2,51 84%	4,84 161%	6,59 165%	9,13 127%	13,67 159%	14,24 110%	16,03 92%	17,79 96%
Volume (m ³)	1,358 81%	1,660 94%	3,203 158%	3,990 173%	5,279 140%	7,819 139%	8,125 94%	9,135 82%	10,147 81%

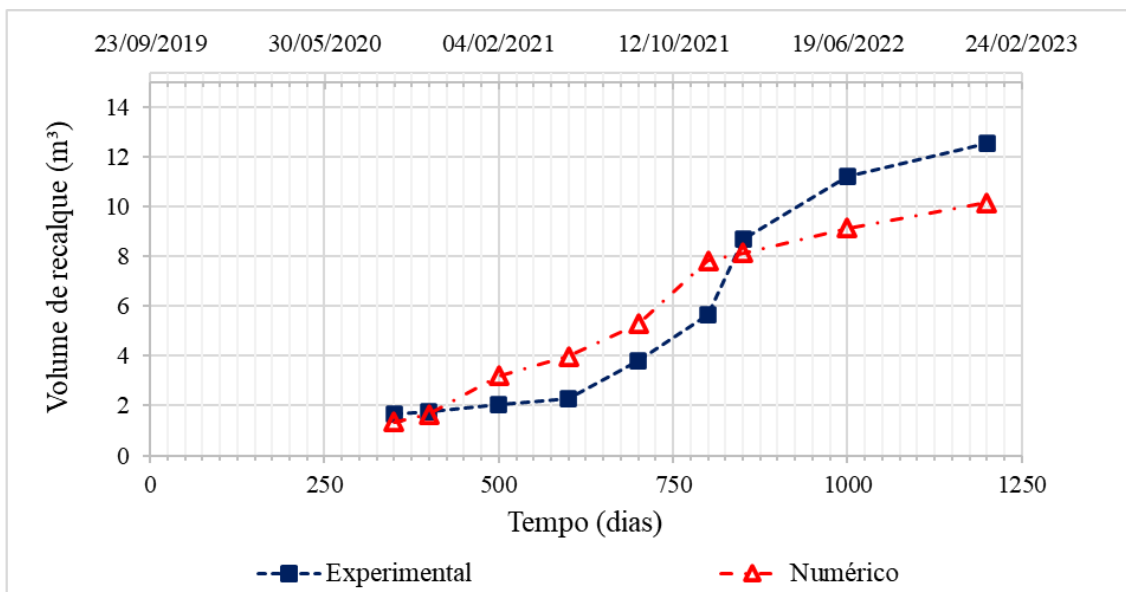


Figura 4.34. Resultados de volumes de recalque calculados na simulação numérica 3D com parâmetros deformabilidade ajustados pela simulação 2D e volumes de recalque experimentais em função do tempo.

Os valores das cargas calculadas no topo das estacas estão apresentados na Tabela 4.16. De modo geral, foi observado boa aproximação entre os valores obtidos pela simulação 3D e os dados experimentais (Tabela 4.4), considerando o percentual médio (Q_{ei}^{num} / Q_{ei}) por etapa. Na fase de recompressão (etapas 1 a 4), as médias das cargas calculadas variaram entre 91% e 102% dos valores medidos. Já na fase de compressão (etapas 5 a 9), essa variação foi de 119% a 111%, evidenciando uma tendência da análise numérica à superestimação.

Na fase de recompressão, ao analisar os percentuais médios (Q_{ei}^{num} / Q_{ei}) por etapa em função da posição das estacas no radier, as localizadas na região central (E3 a E6, E11 e E16 a E18) apresentaram variações médias entre 85% e 98%, enquanto as da periferia (E2, E7 a E10, E12 a E15, E19 a E21 e E23) variaram entre 94% e 117%, com maiores dispersões em relação aos valores experimentais. Considerando os perfis geotécnicos, no Perfil A, os percentuais médios variaram entre 79% e 87%, enquanto no Perfil B variaram entre 98% e 127%, com tendência mais pronunciada de superestimação neste último perfil.

De forma semelhante, na fase de compressão, os percentuais entre cargas calculadas e experimentais no Perfil A (estacas E5 a E11, E13, E15, E17 e E19) variaram entre 86% e 102%, enquanto no Perfil B (E2 a E4, E12, E14, E16, E18, E20, E21 e E23), variaram de 137% a 124%, reforçando a tendência de superestimação para esse perfil. Ainda nessa fase, com base na posição das estacas, as centrais apresentaram variações médias entre 65% e 72%, e as de periferia entre 170% e 280%, confirmando as maiores discrepâncias observadas nesse grupo.

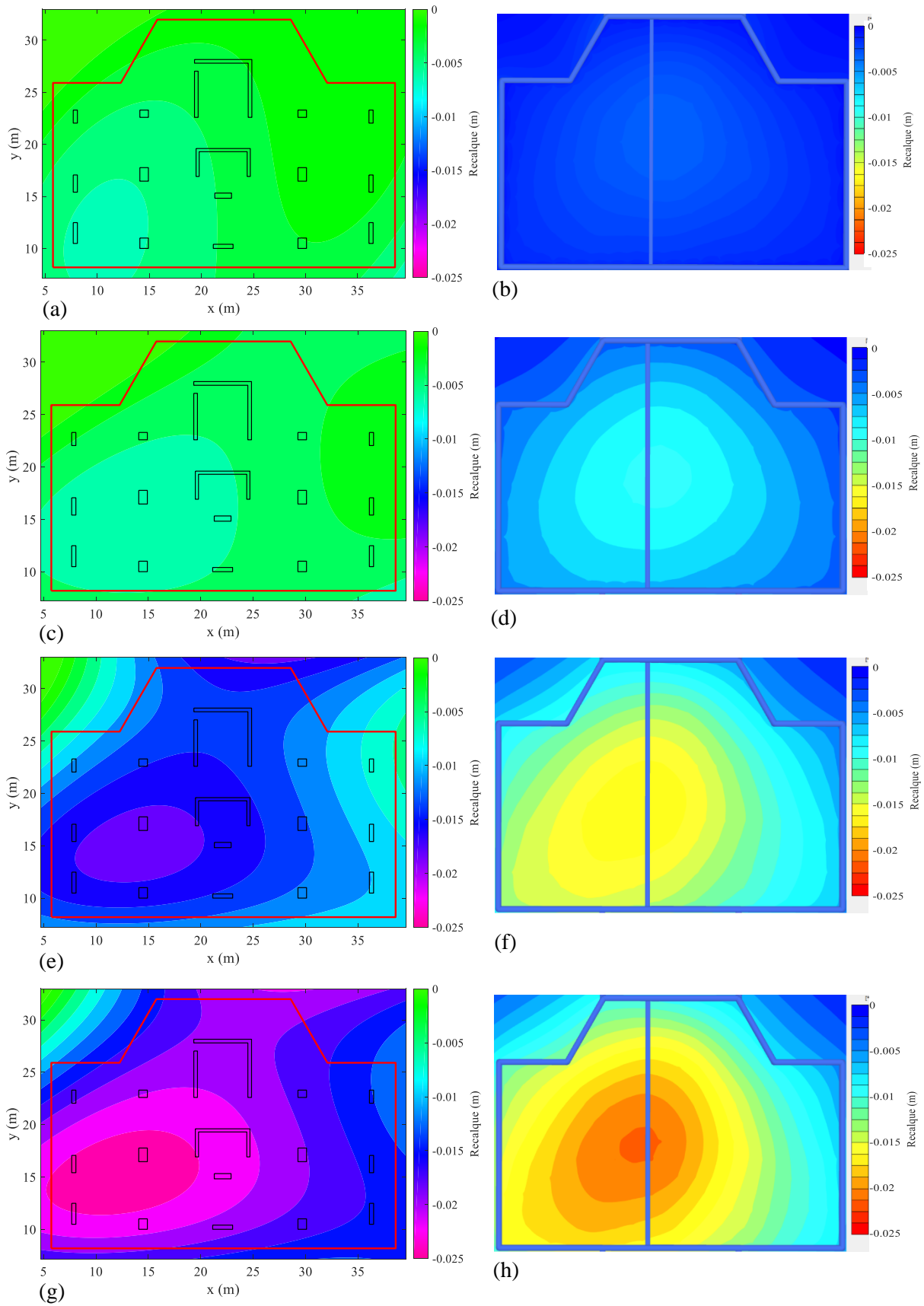


Figura 4.35. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulação numérica 3D com parâmetros ajustados da simulação 2D: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.

Tabela 4.16. Cargas calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados da simulação 2D FEAA próximo ao topo das estacas instrumentadas.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
ESTACA	Carga calculada no topo da estaca abaixo do radier - Q_{et}^{num} (kN)								
E2	335	382	554	600	701	927	930	1025	1101
E3	489	546	751	811	927	1168	1171	1262	1327
E4	534	599	843	919	1031	1273	1295	1380	1473
E5	524	594	815	928	1036	1258	1290	1353	1450
E6	409	465	629	723	828	1033	1054	1116	1216
E7	329	375	496	576	682	866	885	948	1017
E8	441	514	693	866	1090	1329	1360	1430	1446
E9	233	271	582	546	667	980	984	1099	1192
E10	272	304	465	457	532	715	703	786	830
E11	402	446	658	635	720	911	918	987	1056
E12	327	391	574	680	794	966	976	1042	1057
E13	296	346	567	625	732	976	1028	1108	1170
E14	368	446	661	767	885	1112	1136	1224	1307
E15	349	412	558	609	685	849	870	929	1015
E16	502	601	899	1049	1187	1497	1527	1643	1778
E17	426	502	682	777	903	1124	1133	1195	1301
E18	460	524	738	864	990	1246	1274	1364	1476
E19	302	351	454	520	618	771	791	839	889
E20	439	540	746	915	1112	1293	1349	1445	1426
E21	351	397	551	644	756	965	987	1068	1161
E23	470	548	764	961	1190	1490	1534	1671	1758
Média	393	455	651	737	860	1083	1104	1186	1259

Para as estacas E2 a E8, cujas cargas no topo e na ponta foram medidas experimentalmente, foram elaborados gráficos de distribuição das cargas calculadas ao longo do fuste na simulação numérica 3D. Esses resultados estão apresentados na Figura 4.36, e contemplam, para cada estaca, quatro etapas de carregamento: as etapas 2 e 4, associadas à recompressão, e as etapas 7 e 9, correspondentes à fase de compressão.

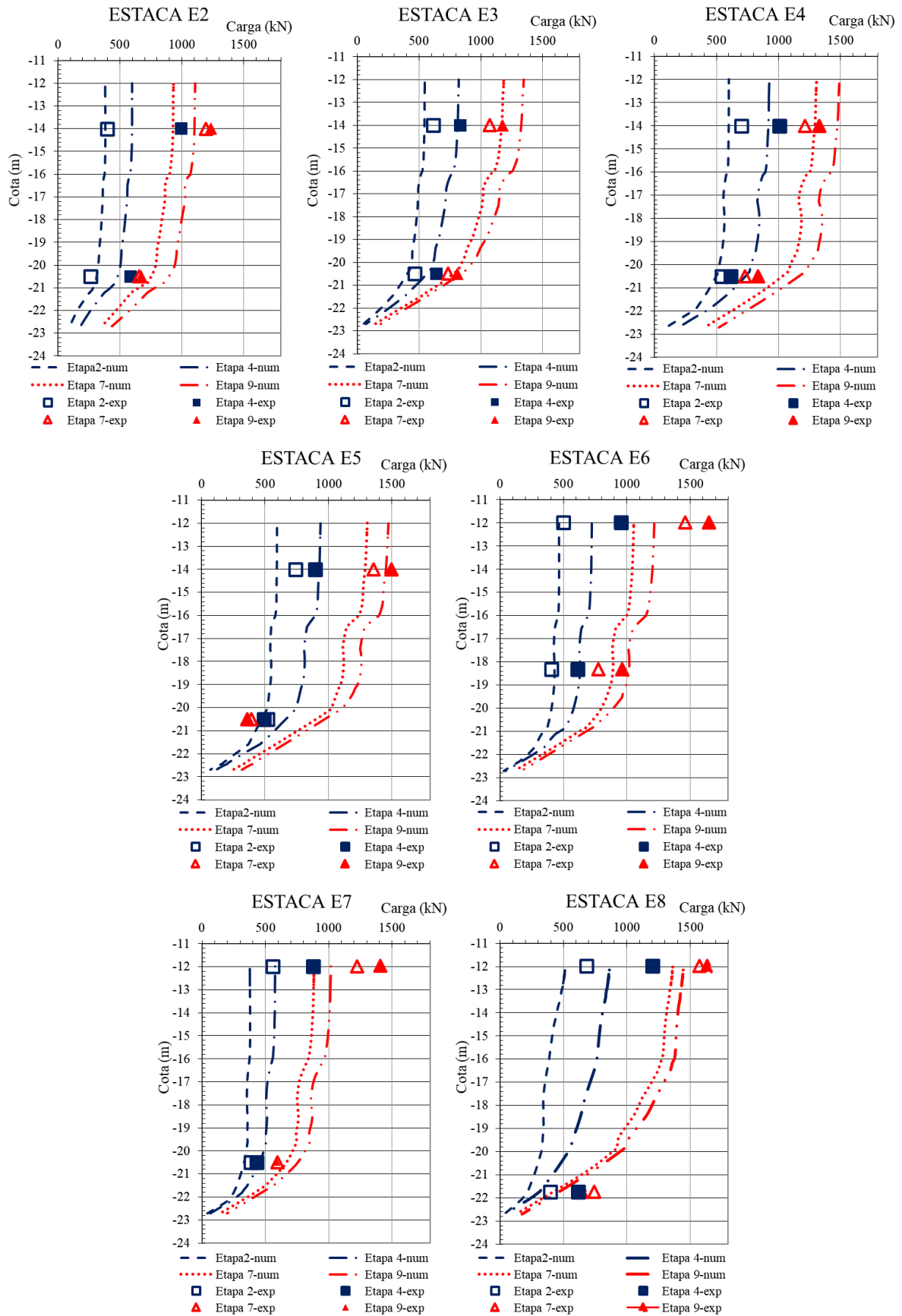


Figura 4.36. Distribuição de cargas ao longo das estacas E2 a E8 calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros deformabilidade ajustados na simulação 2D.

De forma geral, os resultados confirmam a tendência de dissipação de carga identificada nas análises numéricas 2D (subitem 4.3.5), segundo a qual uma parcela significativa da carga aplicada é transferida ao solo nos 25% finais do comprimento da estaca. No entanto, observa-se que a simulação 3D captura, com maior sensibilidade, a dissipação de carga ao longo de todo o fuste (Figura 4.36), com transferências graduais de carga também nas seções iniciais, representando melhor a dissipação de carga ao longo da estaca em comparação aos resultados da simulação 2D (estacas E2 e E7, Figura 4.24) que não indicava dissipação significativa de carga no trecho inicial.

Na Figura 4.36, nota-se que as estacas E3 e E4, situadas no Perfil B, a simulação numérica 3D superestima as cargas tanto no topo quanto na ponta, em relação aos valores experimentais. Em contrapartida, para as estacas E6 e E7, situadas no perfil A, a simulação subestima as cargas no topo e superestima as cargas na ponta. Esses resultados indicam que as estacas no perfil A absorvem uma maior magnitude de cargas e apresentam uma dissipação mais significativa por atrito quando comparadas às estacas do perfil B, que a análise numérica não consegue representar.

As tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D (q_{rs}^{num}), utilizando os parâmetros ajustados a partir da simulação 2D FEAA para as condições de recompressão e compressão, apresentaram um comportamento semelhante às análises numéricas 2D, com valores das tensões sendo consideravelmente inferiores aos medidos experimentalmente, como demonstrado na Tabela 4.17.

Os maiores valores de tensão calculada entre as etapas 3 e 9 foram observados na célula CTT1, localizada na borda do radier, com média de 35 kPa. No entanto, esses valores representaram apenas entre 65% e 15% das tensões experimentais correspondentes, indicando subestimação acentuada. Essa discrepância contrasta com o comportamento observado nos dados de campo, que indicaram a maior concentração de tensões na região central do radier, especialmente na célula CTT3.

Apesar disso, a simulação numérica 3D apresentou os segundos e terceiros maiores valores de tensão nas células CTT3 e CTT5, situadas na região central do radier, o que demonstra uma capacidade parcial de capturar a tendência de concentração de tensões nessa área, típica de fundações flexíveis. Contudo, mesmo nessas posições centrais, a subestimação persistiu, com percentuais (q_{rs}^{num} / q_{rs}) variando entre 11% a 8% nas etapas de maior carregamento (6 a 9).

Tabela 4.17. Tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados na simulação 2D FEAA e percentuais em relação aos dados experimentais.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
CTT	Tensão no contato radier-solo calculados na simulação 3D e percentuais - q_{rs}^{num} (kPa)								
CTT-01	35,8 128%	36,1 75%	35,6 65%	35,6 31%	35,9 18%	34,8 16%	35,0 17%	34,9 17%	33,6 15%
CTT-02	7,8 -	8,3 -165%	9,5 190%	9,6 15%	10,6 8%	13,6 18%	13,7 10%	15,2 7%	16,6 8%
CTT-03	12,0 6%	12,8 9%	16,3 11%	16,4 11%	17,8 11%	20,8 11%	21,0 8%	21,9 9%	23,0 9%
CTT-04	8,9 16%	9,2 23%	10,5 19%	10,2 13%	10,5 17%	11,6 18%	11,7 15%	12,2 14%	12,8 14%
CTT-05	9,3 19%	10,1 15%	12,7 14%	14,0 13%	15,0 16%	17,4 10%	17,7 10%	18,6 9%	20,0 9%
CTT-06	4,8 3%	5,3 3%	6,6 -	7,5 -	8,3 -	9,6 -	9,8 -	10,3 -	10,5 -
CTT-07	11,6 13%	12,1 13%	12,9 15%	13,6 -	14,3 9%	15,0 9%	15,2 7%	15,5 -	15,3 -
CTT-08	10,3 11%	10,5 10%	11,7 8%	11,6 7%	11,7 7%	12,8 8%	13,2 8%	13,7 7%	14,1 7%
CTT-09	8,5 6%	8,8 6%	9,4 5%	10,3 5%	11,6 6%	13,0 6%	13,2 6%	13,7 6%	13,8 6%
CTT-10	5,3 3%	5,8 4%	7,2 4%	8,5 4%	10,4 7%	12,9 9%	13,2 6%	13,9 6%	14,1 6%
Média	11,4 12%	11,9 13%	13,2 12%	13,7 10%	14,6 10%	16,1 10%	16,4 9%	17,0 8%	17,4 8%

4.4.3 Resultados com parâmetros de deformabilidade ajustados na análise numérica 3D

Os ajustes finais dos parâmetros de deformabilidade foram obtidos por meio de simulações numéricas 3D, utilizando como referência inicial os parâmetros finais do modelo 2D FEAA (subitem 4.4.2). A partir desse ponto, realizaram-se ajustes sequenciais para aprimorar a convergência em relação aos dados experimentais, considerando os volumes de recalque, o formato assimétrico da bacia e os valores máximos de recalque linear. Os parâmetros finais ajustados para os Perfis A e B encontram-se, respectivamente, na Tabela 4.18 e Tabela 4.19, com as alterações decorrentes do ajuste final destacadas em negrito.

Tabela 4.18. Parâmetros de deformabilidade finais definidos na simulação numérica 3D no Perfil A.

Parâmetros finais 3D	Perfil A					
	Solo I	Solo II	Solo III	Solo IV	Solo V	Solo VI
E_{50}^{ref} (kPa)	22.900	23.300	19.500	25.000	20.000	20.000
E_{oed}^{ref} (kPa)	22.900	23.300	19.500	25.000	8.500	8.500
E_{ur}^{ref} (kPa)	68.700	69.900	58.500	75.000	395.000	395.000

Tabela 4.19. Parâmetros de deformabilidade finais definidos na simulação numérica 3D no perfil B.

Parâmetros finais 3D	Perfil B				
	Solo VII	Solo VIII	Solo IX	Solo X	Solo XI
E_{50}^{ref} (kPa)	46.700	33.800	21.600	20.000	20.000
E_{oed}^{ref} (kPa)	46.700	33.800	21.600	8.500	8.500
E_{ur}^{ref} (kPa)	140.100	101.400	64.800	395.000	395.000

Conforme discutido anteriormente, os parâmetros de deformabilidade ajustados nas simulações numéricas 2D resultaram em conjuntos distintos para as camadas próximas às pontas das estacas nos Perfis A e B, sendo atribuídos módulos mais elevados ao Perfil A (ver Tabela 4.11 e Tabela 4.12). Esse resultado divergiu parcialmente da expectativa inicial baseada nas características geotécnicas, pois o Perfil A apresenta uma sequência mais espessa de silte de alta plasticidade roxo, que tenderia a apresentar maior deformabilidade que o Perfil B, em concordância com os dados experimentais de recalque.

No ajuste final de parâmetros na simulação numérica 3D, essa incoerência foi corrigida. Para as camadas V e VI do Perfil A e X e XI do Perfil B, foi definido um conjunto único de valores, uma vez que todas foram classificadas como silte de alta plasticidade arenoso coloração amarela esverdeada (ver Tabela 3.4). A adoção desses parâmetros uniformes permitiu que as análises numéricas reproduzissem de forma mais consistente a inclinação da bacia de recalques observada experimentalmente, indicando que o comportamento global dos recalques está mais relacionado à distribuição espacial das camadas do que a variações individuais de propriedades.

O módulo E_{50}^{ref} foi ajustado para um valor intermediário entre aqueles definidos para Perfis A e B na simulação numérica 2D. Para o módulo oedométrico, E_{oed}^{ref} , adotou-se valor menor que 50% de E_{50}^{ref} , e para o módulo de descarregamento/recarregamento, E_{ur}^{ref} , foi

definido como aproximadamente vinte vezes E_{50}^{ref} , estes critérios foram diferentes aos utilizados nas análises numéricas 2D visando melhorar a representação do trecho de recompressão.

Assim como na simulação 2D, as modificações aplicadas às camadas superficiais próximas ao radier não proporcionaram melhorias significativas na convergência dos volumes de recalque, no formato da bacia ou no recalque máximo em relação aos dados experimentais. Esse resultado indica que o comportamento global de recalques na análise numérica 3D é fortemente influenciado pelas camadas mais profundas.

No ajuste final 3D também foi proposta uma redução dos parâmetros de deformabilidade da camada IV (ver Tabela 4.18). Embora essa modificação não tenha influenciado de forma significativa os valores de recalque, ela aumentou a coerência em relação às camadas vizinhas e aprimorou a representação da distribuição de cargas ao longo das estacas, resultando em maior convergência com a dissipação de cargas medidas, conforme mostrado na Figura 4.39.

Os recalques calculados na simulação numérica 3D após o ajuste final dos parâmetros, bem como seus percentuais em relação aos valores experimentais, estão apresentados na Tabela 4.20. O maior recalque linear calculado foi de 24,5 mm, no pilar P8, coincidindo com o ponto de recalque máximo medido (23 mm). O menor recalque estimado na simulação foi de 4,08 mm, no pilar P6, correspondente ao ponto de menor recalque experimental (13 mm), embora com magnitude cerca de três vezes inferior.

A média dos recalques calculados na análise numérica 3D com ajuste final foi inferior aos valores experimentais nas etapas 1 e 2 (66% a 86%) e nas etapas 7, 8 e 9 (96% a 85%). Já nas etapas intermediárias (3, 4, 5 e 6), os recalques foram superestimados, variando entre 138% e 162%. Comportamento semelhante foi observado para a relação entre o volume de recalque calculado e o experimental, conforme apresentado na Tabela 4.20.

A Figura 4.37 apresenta as curvas de volume de recalque experimental e calculado ao longo do tempo de construção, considerando tanto os parâmetros ajustados a partir da simulação 2D (subitem 4.4.2) quanto o ajuste final da simulação numérica 3D. Os resultados indicam que o ajuste final promoveu uma melhora moderada na concordância dos volumes. Entretanto, as simulações preliminares mostraram que, para representar os maiores volumes de recalque nas etapas 7, 8 e 9, ocorreu uma redução na convergência das etapas intermediárias (3, 4, 5 e 6). Ainda assim, o ajuste final resultou em melhor concordância global, com percentual médio entre as nove etapas de volume de recalque calculado em relação ao medido de 105%. Além

disso, a diferença percentual média entre as nove etapas foi de 30%, obtida a partir da média das diferenças individuais de cada etapa em relação ao valor de referência de 100%.

Tabela 4.20. Recalques calculados na simulação numérica 3D para parâmetros finais ajustados e percentuais em relação aos recalques medidos.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
PILAR	Recalques calculados nos pilares por etapa - w^{num} (mm)								
P1	1,51 151%	1,95 195%	4,89 245%	5,40 180%	7,30 174%	12,06 159%	12,43 96%	14,43 94%	16,56 94%
P2	1,71 43%	2,23 56%	5,49 137%	6,08 152%	8,17 117%	13,28 154%	13,70 98%	15,81 91%	18,10 90%
P3	0,90 45%	1,13 57%	3,42 171%	4,43 221%	6,68 167%	12,37 221%	13,32 133%	15,77 118%	18,54 112%
P4	1,65 41%	2,16 54%	5,53 138%	6,70 167%	9,27 116%	15,40 179%	16,20 116%	18,69 107%	21,71 111%
P6	0,77 77%	0,95 95%	1,62 162%	2,03 203%	2,51 157%	3,39 81%	3,48 50%	3,85 34%	4,08 31%
P7	1,94 194%	2,67 267%	6,22 259%	8,18 205%	11,23 216%	17,46 203%	18,23 130%	20,54 122%	23,32 119%
P8	1,72 57%	2,32 63%	5,79 116%	7,69 148%	11,07 115%	17,93 142%	18,83 118%	21,44 100%	24,50 107%
P9	1,62 81%	2,11 106%	4,18 139%	5,34 178%	6,71 160%	9,67 127%	10,01 77%	11,16 68%	12,48 69%
P10	1,09 22%	1,41 28%	3,85 77%	5,52 106%	8,82 108%	15,40 145%	16,48 103%	19,14 97%	21,89 95%
P11	0,95 -	1,21 -	2,08 -	2,71 271%	3,42 214%	4,57 88%	4,77 60%	5,28 43%	5,55 40%
P12	1,84 45%	2,53 51%	5,72 114%	7,66 153%	10,52 114%	16,32 141%	17,02 106%	19,17 94%	21,75 99%
P13	1,10 22%	1,40 28%	3,57 71%	5,54 111%	9,44 124%	16,46 155%	17,62 117%	20,33 105%	22,95 104%
P14	0,88 29%	1,12 37%	1,93 64%	2,60 87%	3,44 115%	4,64 83%	4,88 49%	5,47 46%	5,73 38%
P15	1,36 27%	1,83 37%	4,42 88%	6,59 127%	10,39 121%	17,27 149%	18,25 114%	20,86 104%	23,33 111%
P16	1,17 117%	1,52 152%	3,00 150%	4,22 141%	5,80 161%	8,62 120%	9,01 82%	10,22 68%	11,32 71%
P17	1,28 43%	1,77 59%	4,13 138%	5,96 149%	8,82 122%	14,21 165%	14,91 115%	17,04 98%	19,20 103%
Volume (m ³)	0,910 54%	1,192 68%	2,720 134%	3,539 153%	4,982 132%	7,953 141%	8,344 96%	9,523 85%	10,780 86%

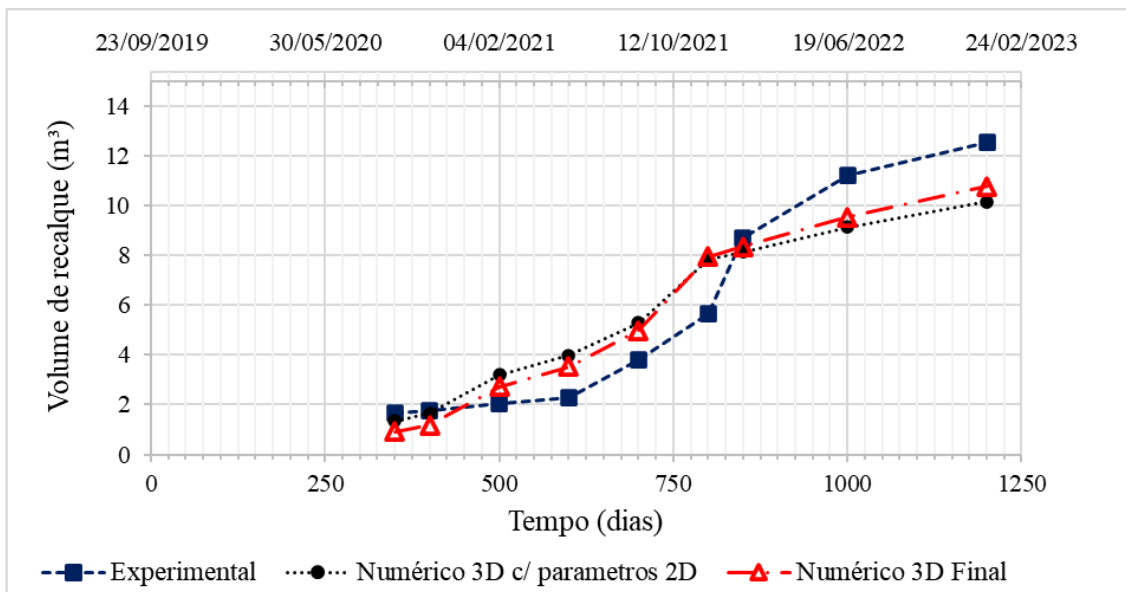


Figura 4.37. Resultados de volumes de recalque calculados na simulação numérica 3D com parâmetros de deformabilidade ajustados da simulação 2D, parâmetros ajustados finais na simulação 3D, e volumes de recalque experimentais em função do tempo.

O ajuste final dos parâmetros na simulação numérica 3D possibilitou representar com mais consistência os recalques mais acentuados da bacia no Perfil A, em conformidade com os valores experimentais registrados no pilar P8 (ver Tabela 4.20). A Figura 4.38 (a) a (h) ilustra a evolução dos mapas de contorno de recalques calculados para as etapas 2, 4, 7 e 9, em comparação com os respectivos mapas experimentais. Os resultados evidenciam que o ajuste final promoveu uma melhora significativa na concordância com a forma da bacia de recalques observada, incluindo a inclinação em direção ao Perfil A, em acordo com os valores medidos.

As cargas calculadas no topo das estacas instrumentadas na simulação 3D com parâmetros ajustados finais estão apresentadas na Tabela 4.21. De forma semelhante ao observado no subitem 4.4.2, a análise numérica 3D apresentou boa correspondência em relação aos valores experimentais, considerando valores médios calculados entre as estacas. Observou-se uma variação crescente entre 90% e 103% nas etapas 1 a 4 (recompressão) e uma variação decrescente entre 115% e 106% nas etapas 5 a 9 (compressão).

O ajuste final na simulação numérica 3D resultou em cargas calculadas no topo das estacas, em média, pouco inferiores às obtidas com a aplicação direta dos parâmetros ajustados na simulação 2D. Considerando os valores médios entre estacas e ao longo das nove etapas de carregamento, a análise numérica 3D apresentou subestimação de 10% para o Perfil A e superestimação de 18% para o Perfil B, em relação aos valores experimentais.

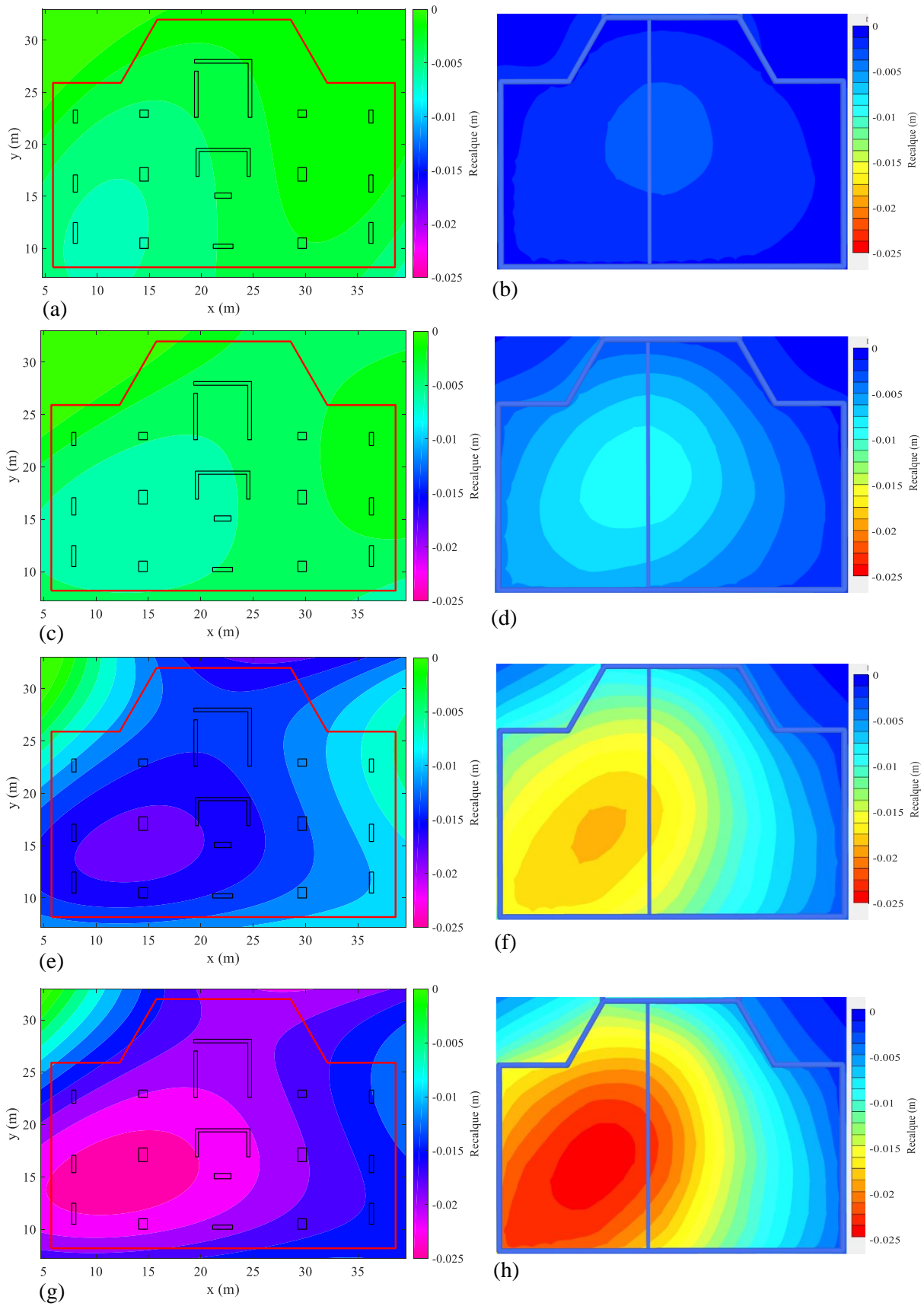


Figura 4.38. Mapas de contorno de recalques experimentais e de simulações numéricas 3D com parâmetros ajustados finais: etapa 2 – (a) experimental e (b) numérico; etapa 4 – (c) experimental e (d) numérico; etapa 7 – (e) experimental e (f) numérico; e etapa 9 – (g) experimental e (h) numérico.

Tabela 4.21. Cargas calculadas na simulação numérica 3D com parâmetros ajustados finais.

Etapa	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
Tempo (dias)	350	400	500	600	700	800	850	1000	1200
ESTACA	Carga calculada no topo da estaca abaixo do radier - Q_{et}^{num} (kN)								
E2	359	417	610	660	774	995	994	1081	1140
E3	554	610	846	912	1054	1326	1324	1428	1497
E4	562	612	829	892	993	1203	1223	1290	1360
E5	556	614	808	913	1006	1202	1235	1289	1378
E6	424	469	605	684	771	950	967	1020	1112
E7	324	367	469	534	621	769	784	835	888
E8	434	508	686	851	1055	1287	1319	1392	1402
E9	235	284	654	641	784	1120	1133	1264	1364
E10	246	281	463	452	534	728	719	800	845
E11	419	456	646	609	683	848	853	912	972
E12	264	312	440	513	587	688	689	733	719
E13	300	359	624	698	828	1083	1140	1230	1304
E14	360	443	670	787	916	1168	1195	1296	1403
E15	361	429	552	597	661	800	818	872	948
E16	530	645	1007	1185	1344	1750	1792	1947	2139
E17	438	502	649	726	823	992	998	1049	1144
E18	448	514	730	857	981	1221	1248	1334	1445
E19	307	354	432	479	547	655	668	705	743
E20	418	505	659	782	927	1022	1065	1124	1068
E21	363	413	563	652	765	971	990	1066	1158
E23	417	498	703	886	1117	1427	1471	1613	1710
Média	396	457	650	729	846	1057	1077	1156	1226

Os valores das tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D (q_{rs}^{num}) com parâmetros ajustados finais estão apresentados na Tabela 4.22. Os resultados seguem um padrão semelhante ao observado nas simulações 2D e 3D anteriormente calculadas, com tensões significativamente inferiores às medidas experimentalmente.

De modo geral, a análise numérica 3D com os parâmetros ajustados finais resultou em valores de tensão no contato radier-solo muito inferiores aos experimentais, variando entre 5% e 15% nas etapas 5 a 9. O menor valor calculado ocorreu na região da CTT6, localizada na borda do radier, no Perfil B, com 7,2 kPa na etapa 9. Na região central, nos pontos CTT3 e CTT5, foram obtidos valores semelhantes (18,7 kPa), ligeiramente superiores à média, mas ainda muito inferiores aos experimentais.

Tabela 4.22. Tensões no contato radier-solo calculadas na simulação numérica 3D com ajuste final de parâmetros deformabilidade e percentuais em relação aos dados experimentais.

Etapa Tempo (dias)	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
CTT	Tensão no contato radier-solo calculados na simulação 3D e percentuais - q_{rs}^{num} (kPa)								
CTT-01	29,4 105%	29,8 62%	29,4 53%	29,3 25%	29,5 15%	28,1 13%	28,3 14%	27,9 13%	26,5 12%
CTT-02	7,7 -	8,2 -164%	9,6 191%	9,6 15%	10,9 8%	14,6 20%	14,7 11%	16,4 8%	18,1 9%
CTT-03	9,2 4%	10,0 7%	13,9 9%	14,2 9%	15,7 9%	19,0 10%	19,3 7%	20,3 8%	21,7 8%
CTT-04	6,7 12%	7,1 17%	8,1 15%	7,9 10%	8,1 13%	9,2 14%	9,4 12%	9,9 12%	10,6 12%
CTT-05	6,3 13%	7,2 11%	10,1 11%	11,7 11%	12,8 14%	16,1 10%	16,6 9%	17,9 9%	19,9 9%
CTT-06	5,8 4%	6,3 4%	7,3 -	8,0 -	8,6 -	9,4 -	9,5 -	9,8 -	9,8 -
CTT-07	10,8 12%	11,2 12%	11,8 14%	12,3 -	12,7 8%	12,8 7%	13,0 6%	13,1 -	12,6 -
CTT-08	11,4 13%	11,5 11%	12,7 9%	12,6 8%	12,6 8%	13,8 9%	14,2 9%	14,6 8%	14,9 7%
CTT-09	7,2 6%	7,6 5%	8,1 4%	9,0 5%	10,3 5%	11,8 6%	12,0 6%	12,6 5%	12,6 5%
CTT-10	5,1 3%	5,6 4%	7,0 4%	8,3 4%	10,2 6%	12,8 9%	13,1 6%	13,8 6%	14,0 6%
Média	9,9 10%	10,4 11%	11,8 11%	12,3 9%	13,1 9%	14,8 10%	15,0 8%	15,6 8%	16,1 8%

Para uma análise das cargas no topo das estacas em função da posição no radier, verificou-se superestimação média de 9% nas estacas de periferia e subestimação de 2% nas estacas de centro. Esses resultados mostram que, em comparação a simulação numérica 3D com parâmetros ajustados nas análises 2D, o ajuste final promoveu melhor convergência na representação das cargas no topo das estacas. A análise detalhada da distribuição de cargas ao longo das estacas E2 a E8 para o ajuste final na análise numérica 3D é apresentada na Figura 4.39, para as etapas 2, 4, 7 e 9.

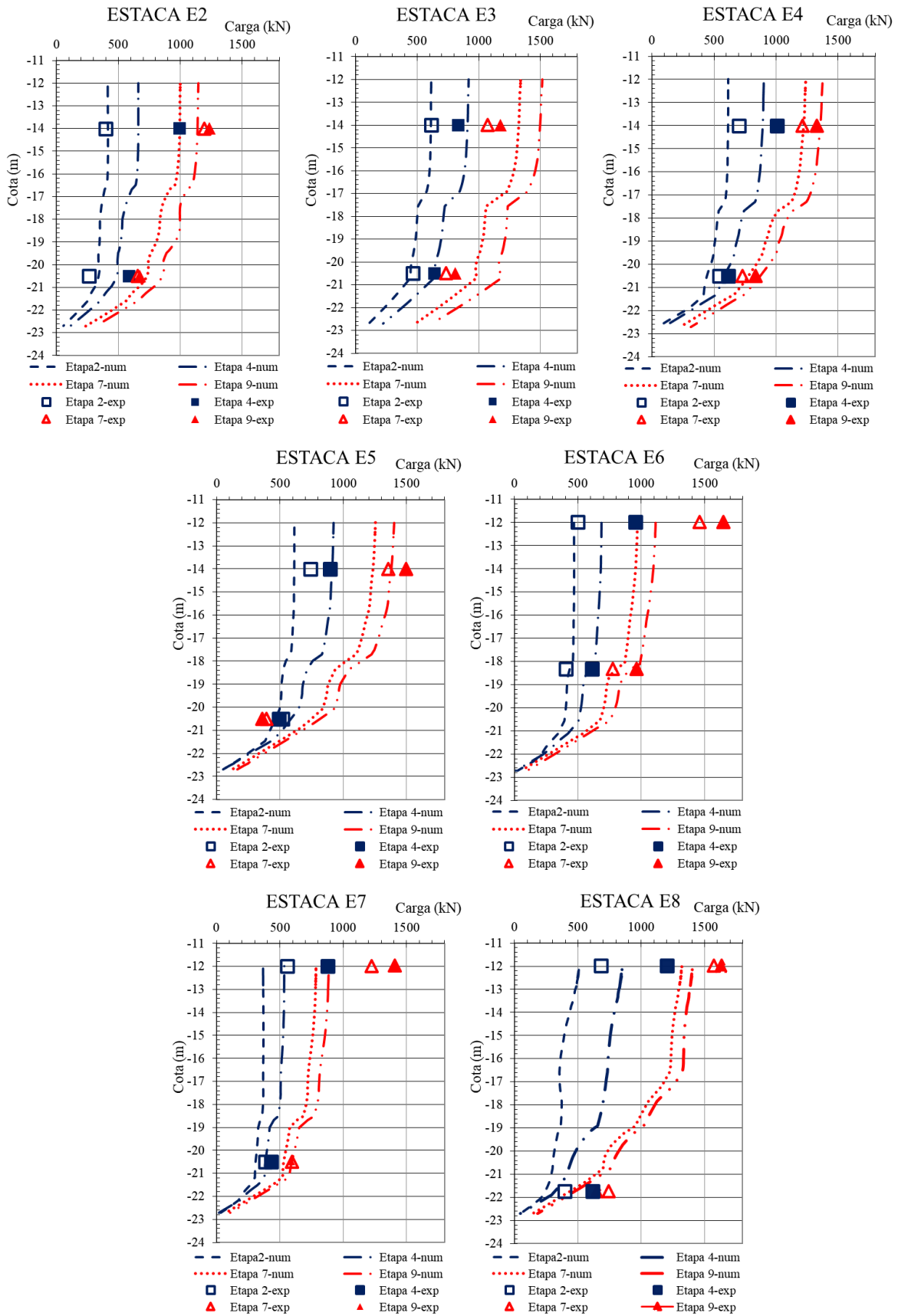


Figura 4.39. Distribuição de cargas ao longo das estacas E2 a E8 calculadas na simulação numérica 3D com ajuste final de parâmetros deformabilidade.

O ajuste final melhorou a representação da transferência de carga ao longo das estacas como mostrado na Figura 4.39. As curvas indicam que a dissipação permanece predominantemente concentrada no terço inferior do fuste, entre as cotas -19 m e -22,7 m, com uma participação pequena do trecho superior após o ajuste final. Em relação às comparações com as medições, observa-se tendência de subestimação das cargas próximas ao topo nas estacas do Perfil A (E6, E7 e E8) e melhor convergência no Perfil B para as estacas E2 e E4, enquanto a E3 apresenta sobrestimação.

Quanto às cargas próximas à ponta das estacas, a análise numérica 3D apresentou, em geral, boa convergência com os dados experimentais, com sobrestimação nas estacas E2, E3 e E5 e subestimação na estaca E8. O ajuste final dos parâmetros reforçou essa aproximação, resultando em melhor convergência entre a simulação e os dados medidos, conforme evidenciado pela comparação entre a Figura 4.36 e Figura 4.39.

4.4.4 Análise e discussão dos resultados das modelagens 3D

As modelagens numéricas 3D representaram um avanço em relação às análises bidimensionais, por permitirem avaliar de forma mais realista o comportamento global do radier estaqueado e compreender em maior detalhe o fenômeno de compensação de fundações. A abordagem tridimensional possibilitou analisar não apenas a evolução dos recalques em pontos específicos, mas também o volume total de recalques, variável decisiva na definição do ponto de compensação. Além disso, permitiu avaliar o formato da bacia e a interação entre radier, estacas e maciço de solos, aspectos fundamentais para a interpretação do desempenho observado em campo.

As simulações 3D realizadas com os parâmetros iniciais apresentaram limitações relevantes. Embora tenham reproduzido de forma razoável os volumes de recalques em regime de recompressão (88% do valor experimental na etapa 4), subestimaram de maneira significativa sob regime de compressão (31% na etapa 9) e não representaram a assimetria da bacia de recalques. Apesar disto, esse desempenho indica que a simulação numérica 3D, com tais parâmetros, pode ser útil em análises voltadas ao ajuste dos sinais iniciais de instrumentação (como no ajuste entre 0 e 265 dias – subitem 4.1.3), mas não é adequado para representar as etapas posteriores de carregamento. Destaca-se que, mesmo incorporando dados de ensaios de campo e laboratório, além de estratégias de calibração propostas por Bernardes (2023), o modelo numérico não conseguiu reproduzir o desenvolvimento dos recalques entre as etapas 5 e 9, por não captar as alterações de rigidez associadas ao fenômeno de compensação, e, portanto, sem diferenciar os regimes de recompressão e compressão.

As simulações 3D realizadas com parâmetros de deformabilidade ajustados a partir das análises 2D apresentaram melhor convergência com os dados experimentais, alcançando entre 81% e 173% do volume de recalque nas etapas de recompressão (1 a 4) e entre 140% e 81% nas etapas de compressão (5 a 9). Esse resultado evidencia a relevância das análises bidimensionais como etapa preliminar, pois permitiram calibrar parâmetros representativos do fenômeno de compensação e da rigidez das camadas compressíveis. Ainda assim, a análise 3D não reproduziu a inclinação da bacia de recalques em direção ao Perfil A, sugerindo que os parâmetros de deformabilidade poderiam ser ajustados. Uma possível explicação para essa limitação está na escolha das estacas E2 e E7 como referência nas análises 2D, cujos recalques podem não refletir adequadamente a resposta média do solo em cada perfil. Apesar disso, a modelagem 2D mostrou-se eficiente na calibração de parâmetros, enquanto a modelagem 3D, a partir desses ajustes, consolidou-se como recurso mais adequado para interpretar o sistema fundação–solo em sua complexidade espacial.

As simulações 3D realizadas com os ajustes finais dos parâmetros de deformabilidade apresentaram melhor convergência entre os volumes de recalque calculados e experimentais. Os resultados variaram entre 54% e 153% nas etapas de recompressão e entre 132% e 85% nas etapas de compressão, além de se aproximarem da magnitude e da localização do recalque máximo medido na etapa 9 (24,5 mm no pilar P8). Destaca-se ainda que o modelo numérico 3D passou a representar de forma mais adequada o formato assimétrico da bacia de recalques observado experimentalmente (ver Figura 4.38).

As análises indicaram que, nas simulações numéricas 3D, as alterações mais representativas dos parâmetros de deformabilidade devem ser aplicadas nas camadas profundas: no Perfil A, nos solos V e VI, e no Perfil B, nos solos X e XI. Essa conclusão se justifica pela forma de transferência de carga observada, com dissipação predominante por atrito lateral no terço inferior das estacas. Embora o ajuste final não tenha reproduzido integralmente a dissipação de cargas medidas, registrando ainda uma pequena contribuição na metade superior dos fustes, os resultados foram mais representativos que os obtidos nas simulações 2D.

Ressalta-se que o ajuste final dos parâmetros de deformabilidade na simulação numérica 3D considerou uma equivalência entre as camadas mais profundas na região da ponta das estacas, tanto no Perfil A quanto no Perfil B. Essa hipótese mostra-se coerente por duas razões: (i) ambas foram classificadas como silte de alta plasticidade arenoso, com coloração amarela esverdeada; e (ii) essa simplificação permitiu ao modelo numérico reproduzir um formato assimétrico de bacia de recalques semelhante ao observado nos dados experimentais.

Os ajustes na simulação numérica 3D indicaram que a relação entre os módulos de deformabilidade, nas camadas sob a ponta das estacas, foi até 7,5 vezes menor nos parâmetros finais em comparação aos iniciais. Esses valores são coerentes com os trabalhos de Poulos (2005) e Sales et al. (2010), que reportaram diferenças de até cinco vezes entre os módulos de elasticidade nas condições de recompressão e compressão. Ressalta-se, contudo, que o conjunto de parâmetros finais ajustados foi capaz de representar adequadamente ambos os regimes, uma vez que o modelo constitutivo HSM, aliado ao histórico de tensões adotado, possibilitou simular as variações de rigidez associadas ao fenômeno de compensação.

Foram realizadas simulações adicionais para avaliar a influência da espessura do maciço rochoso e da posição da fronteira inferior do perfil geotécnico no modelo numérico, considerando a profundidade teórica do bulbo de tensões de $2,5B$ para uma fundação pouco retangular, em que B corresponde à menor dimensão do radier (24 m no eixo y), resultando em uma espessura de rocha de 55,7 metros a partir da ponta das estacas. Essas simulações indicaram um acréscimo médio de 20% nos volumes de recalques.

Contudo, em razão da maior espessura de rocha adotada na análise 3D, o módulo de elasticidade de 1 GPa pode ser considerado subestimado. Assim, foram realizadas novas simulações com valor ajustado para 10 GPa, representando um maciço fraturado conforme referências de Marques & Vargas Jr (2022). Nessa condição, observou-se redução dos volumes de recalque, também da ordem de 20%.

As diferenças entre os volumes de recalque obtidos na simulação 3D com os parâmetros finais (Tabela 4.20) e nas simulações adicionais, que consideraram espessura de rocha compatível com o bulbo teórico de $2,5B$ e módulo de 10 GPa, foram pequenas, em média 1%. Esses resultados indicam que a simulação 3D representa tais condições de forma simplificada, pois utiliza número significativamente menor de elementos e nós. Ressalta-se ainda que, como na simulação 2D, o modelo constitutivo linear elástico da camada de rocha não reproduz a variação de rigidez associada ao fenômeno de compensação, de modo que alterações na geometria ou no módulo apenas transladam a curva de volume de recalques.

Ainda que consistentes, os resultados das simulações numéricas 3D evidenciaram limitações importantes. A análise numérica 3D tende a subestimar as cargas no topo das estacas do Perfil A e a superestimá-las no Perfil B. Considerando a posição das estacas no radier, observa-se que, em regime de recompressão, há subestimação das cargas tanto no centro quanto na periferia. Já em regime de compressão, os resultados aproximam-se dos experimentais (levemente superestimados) para as estacas centrais e mostram superestimação mais acentuada

para as de periferia. Contudo, há uma significativa variabilidade entre os percentuais calculados e medidos, com algumas exceções aos comportamentos médios descritos.

As simulações 3D subestimaram as tensões no contato radier–solo, alcançando em média 5% a 15% dos valores medidos pelas CTTs. Essa discrepância pode estar associada tanto a limitações do modelo numérico quanto a interferências nos registros experimentais, sobretudo nas etapas iniciais, influenciadas por efeitos térmicos e pelo alívio de tensões. Ainda assim, a simulação numérica conseguiu reproduzir a redistribuição relativa das tensões entre centro e bordas do radier, comportamento compatível com a hipótese de radier flexível.

Observou-se também que a razão entre as tensões médias calculadas e experimentais apresentou discreto aumento, em média da ordem de 1%, ao longo das etapas de carregamento. Esse comportamento é coerente com a redução progressiva das cargas transferidas às estacas, uma vez que a diminuição dos módulos de deformabilidade nos ajustes promoveu maiores deslocamentos, intensificando a redistribuição de cargas e a mobilização do radier.

As maiores tensões simuladas no contato radier–solo ocorreram na célula CTT1, localizada próxima à borda, especialmente nas etapas iniciais de recompressão (1 e 2). Esse comportamento pode ser atribuído à concentração de tensões induzida pela rigidez do radier nas fases iniciais de carregamento. Além disso, não se pode descartar a influência das contenções próximas à borda, que podem ter afetado tanto os registros experimentais quanto os numéricos. Nas etapas seguintes, com exceção da CTT1, as maiores tensões tenderam a se concentrar no centro do radier.

Os valores experimentais elevados das tensões de contato radier–solo não encontram paralelo em estudos consolidados, de modo que a incapacidade do modelo numérico 3D em os reproduzir integralmente, não deve ser interpretada como limitação. Uma possível explicação está associada ao fenômeno de compensação: próximo ao radier pode ter ocorrido expansão do solo decorrente do alívio provocado pela escavação, efeito que persistiu até a aplicação de cargas superiores ao peso do material removido. Essa hipótese é corroborada pelos resultados da Tabela 4.6, na qual diversas CTTs apresentaram valores elevados ainda nas etapas de recompressão, atingindo cerca de 150 kPa na etapa 5, bem como pela Figura 4.11, que mostra maiores tensões no Perfil A (silte de alta plasticidade roxo), material mais suscetível à expansão em função de sua granulometria mais fina.

As simulações 3D indicaram que o comportamento de recalques do radier estaqueado foi governado predominantemente pelas camadas próximas às pontas das estacas. A distribuição de cargas ao longo do fuste mostrou mobilização crescente do atrito no terço inferior, enquanto o trecho superior acompanhou o movimento da fundação com baixa

contribuição para a dissipação de cargas. Esse comportamento é compatível com a sensibilidade observada nos parâmetros de deformabilidade das camadas profundas (Perfil A: solos V–VI; Perfil B: solos X–XI), que melhor reproduziram o formato da bacia de recalques.

Uma hipótese coerente com esse cenário é o efeito de grupo em estacas. Dado o elevado número de estacas sob o radier (241 estacas com diâmetro de 0,70 m e espaçamento de 2,5 D), ocorre sobreposição de bulbos de tensões e intensa interação estaca–solo–estaca, levando o grupo a se deslocar de forma acoplada. Nessa condição, a dissipação de cargas pelo fuste superior reduz-se e o recalque passa a refletir principalmente a compressibilidade do maciço próximo às pontas. Os resultados obtidos alinham-se aos trabalhos de O’Brien et al (2012) e Mukherjee & Irshad (2024), que demonstram que, em grupos extensos ou com elevado número de estacas, o efeito de grupo aumenta o recalque em relação à estaca isolada e redistribui esforços entre radier, estacas e solo, ampliando a influência das camadas subjacentes às pontas.

Complementarmente, a influência das camadas profundas na determinação dos recalques em grupos de estacas é reconhecida. Métodos simplificados, como o de fundação equivalente (sapata ou tubulão equivalente), descritos por Poulos & Davis (1980), e Celik (2019), tratam o grupo de estacas como uma fundação equivalente assentada próximo à cota das pontas, admitindo que o recalque é controlado pelo solo subjacente a esse plano. Essa abordagem, bastante utilizada em análises preliminares de raders estaqueados, prevê a dominância das camadas abaixo das pontas, em consonância com o comportamento observado nas modelagens 3D e com as melhorias obtidas ao ajustar os módulos das camadas profundas.

Apesar do desempenho observado, algumas limitações da simulação numérica 3D devem ser ressaltadas. A geometria e o perfil geotécnico foram representados de forma simplificada, com camadas planas e paralelas, mudanças bem definidas entre materiais distintos (como MH e SM) e a consideração de uma camada rochosa a uma profundidade fixa, representando um meio significativamente mais rígido que os solos subjacentes. A ausência de informações mais detalhadas de sondagens e ensaios em grandes profundidades, somada à heterogeneidade natural dos solos residuais, pode ter conduzido a simplificações que limitam a aproximação dos resultados numéricos aos experimentais. O perfil geotécnico definido no subitem 3.2.3 foi suficiente para representar as principais feições, mas não elimina incertezas quanto à continuidade, anisotropia e variação espacial dos parâmetros de deformabilidade.

Além disso, simplificações estruturais na modelagem foram necessárias para viabilizar o processamento. As contenções dos subsolos e do radier foram representadas de forma aproximada, desconsiderando os efeitos das fichas e travamentos, que podem influenciar a redistribuição de cargas e a mobilização do radier. Da mesma forma, a adoção de elementos de

linha para as estacas e de elementos de placa para o radier não captura detalhes locais da interação solo–estrutura, como variações de diâmetro, imperfeições executivas ou o comportamento tridimensional de um radier espesso.

Também podem ser formuladas hipóteses para explicar os desvios entre os resultados numéricos e experimentais, tais como: (i) variabilidade localizada dos parâmetros de deformabilidade nos estratos imediatamente abaixo das pontas; (ii) parâmetros conservadores de interface radier–solo e estaca–solo, que antecipam redistribuições de carga; (iii) influência não modelada ou representada de forma limitada das contenções e travamentos laterais; e (iv) influência da rigidez à flexão do radier. É importante destacar ainda que os próprios dados experimentais apresentam incertezas, associadas a variações de instrumentação, interferências térmicas e dispersão entre sensores. Assim, parte da divergência entre a simulação numérica e os valores medidos decorre também dessas limitações.

De forma geral, a análise numérica 3D demonstrou capacidade de representar o fenômeno de compensação, evidenciando a mudança de rigidez entre os regimes de recompressão e compressão. Contudo, os resultados também ressaltam a complexidade do problema, em que a heterogeneidade dos perfis de solo, a interação solo–estrutura e fatores externos às cargas estruturais influenciam significativamente as respostas medidas.

Embora a simulação numérica 3D não tenha reproduzido integralmente todos os resultados instrumentados, mostrou-se uma ferramenta consistente para a previsão do comportamento global de fundações estacadas em condições semelhantes, sobretudo quando associado a um programa de instrumentação robusto. Sua principal contribuição está na diferenciação entre os regimes de rigidez antes e após a compensação, fornecendo subsídios mais confiáveis para o dimensionamento de projetos futuros e para a avaliação de alternativas de fundações profundas em solos heterogêneos.

Ainda assim, deve-se reconhecer que a quantidade de variáveis envolvidas torna inviável a reprodução numérica completa do comportamento de um radier estacado em campo. Mesmo dispondo de ampla base experimental e parâmetros ajustados, modelos numéricos 3D complexos exigem elevado tempo de processamento, o que limita a realização de análises de sensibilidade mais abrangentes. Nesse contexto, a estratégia adotada nesta tese mostrou-se adequada: o uso inicial de simulações numéricas 2D possibilitou a calibração preliminar dos parâmetros, enquanto a aplicação posterior de simulações 3D, ainda que com simplificações necessárias para viabilizar o processamento (radier e contenções como elementos de placa e estacas como vigas embutidas), permitiu representar de forma consistente o comportamento global do sistema fundação–solo.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho investigou o efeito da compensação no comportamento de uma fundação em radier estaqueado implantada em solos residuais do Centro-Oeste brasileiro, tomando como estudo de caso o edifício Skygarden Flamboyant (55 pavimentos; 172,4 m). A pesquisa integrou (i) caracterização do modelo geotécnico, (ii) instrumentação geotécnica em escala real e (iii) modelagem numérica 2D e 3D, com ênfase na resposta carga-recalque global em função do alívio de tensões por escavações e subsequente recarregamento da estrutura. As conclusões obtidas foram organizadas em subitens que reúnem os principais resultados e interpretações.

5.1 IDENTIFICAÇÃO DO FENÔMENO DA COMPENSAÇÃO

O acompanhamento experimental, por meio dos recalques monitorados nos pilares e das cargas medidas pela instrumentação, permitiu comprovar o fenômeno de compensação e a mudança de rigidez global da fundação.

A identificação do ponto de equilíbrio de compensação foi realizada a partir da análise do volume de recalques em função da carga total aplicada. O volume de recalques mostrou-se uma métrica mais representativa para incorporar as variações espaciais da bacia de recalques, de formato assimétrico.

Esse ponto foi definido aos 677 dias após o início da construção (31/07/2021), quando a carga aplicada alcançou 219,6 MN, equivalente a 68,4% da carga total ao final do monitoramento, correspondendo à execução do 36º pavimento, com altura de 117,54 m em relação ao terreno natural.

A carga total medida necessária para a compensação mostrou coerência com a previsão teórica do alívio de cargas decorrente da escavação (227 MN), apresentando diferença de apenas 3,6%. Esse resultado confirma a confiabilidade da metodologia de monitoramento e valida o critério adotado para identificar o ponto de equilíbrio de compensação.

O ponto de compensação delimita a fase de recompressão, caracterizada por rigidez elevada, e a fase de compressão, em que a rigidez substancialmente reduzida. Considerando o volume de recalques e a área da base do radier (681 m²), os coeficientes de rigidez equivalentes foram estimados em $82,8 \times 10^6$ kN/m na recompressão e $4,7 \times 10^6$ kN/m na compressão, representando uma redução de aproximadamente 20 vezes.

Mesmo com acréscimos de carga menores (idade maior que 1000 dias), foi possível observar comportamento de rigidez de compressão, reforçando a relevância do volume de recalques como parâmetro global de análise.

5.2 COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES COMPENSADAS

As investigações geotécnicas de campo evidenciaram a heterogeneidade do perfil sob o radier e destacaram a importância de uma caracterização geológica e geotécnica diversificada e abrangente. As variações de espessura e as descontinuidades laterais observadas, mesmo em área restrita, confirmam a variabilidade característica dos solos residuais tropicais.

Verificou-se que o comportamento dos solos residuais é condicionado pela anisotropia e pelas estruturas reliquias do maciço rochoso, que definem planos preferenciais de ruptura e explicam as diferenças observadas nos parâmetros de resistência e compressibilidade obtidos por ensaios de laboratório.

A instrumentação implementada na fundação do edifício mostrou-se eficaz para o acompanhamento do comportamento carga-recalque global da estrutura. O uso de 120 sensores permitiu o monitoramento das cargas nos pilares, das tensões no contato radier–solo, das cargas nas estacas e dos recalques ao longo de toda a construção, possibilitando avaliar a interação entre o solo e os elementos estruturais. O sistema apresentou boa durabilidade, com perdas próximas de 20% após 1200 dias, e os dados obtidos mostraram-se consistentes, embora sujeitos às dispersões típicas de medições de longo prazo em campo.

A metodologia empregada para o cálculo das deformações por fluência e retração, utilizando o modelo B3, produziu resultados coerentes entre cargas medidas e previstas. As deformações elásticas registradas refletiram adequadamente os eventos construtivos, como paralisações durante o lockdown, permitindo identificar tendências de sobrecarga e alívio nos pilares, estreitamente relacionadas ao comportamento de recalques do edifício. Também redistribuição de esforços entre pilares, relacionadas a interação solo–estrutura ao longo do processo construtivo.

As escavações executadas acima do nível do radier, com as estacas já instaladas, confirmaram que o alívio de tensões modifica o regime de esforços nesses elementos. O solo, ao expandir-se, induziu tração nos fustes e transformou as estacas em elementos de ancoragem, fenômeno comprovado pela instrumentação, que registrou cargas de tração de até 340 kN no trecho superior das estacas.

5.3 MODELAGEM NUMÉRICA E REPRESENTAÇÃO DA COMPENSAÇÃO

As análises numéricas 2D e 3D implementadas permitiram analisar o comportamento geotécnico do maciço em relação à mudança de rigidez observada pelo fenômeno da compensação. A simulação 2D forneceu uma análise preliminar consistente, enquanto a

simulação 3D, mais refinada, capturou as interações tridimensionais entre o radier, as estacas e o solo. Todas as simulações numéricas foram calibradas com base nos resultados experimentais, com a definição de nove etapas de análise, abrangendo etapas de análise de recompressão e compressão. A utilização de análises numéricas 3D foi fundamental para compreender fenômenos mais complexos, como o desenvolvimento da bacia assimétrica de recalques em função das diferenças no perfil, distribuição não uniforme de tensões no radier e as interações entre as estacas adjacentes.

Simulações numéricas em 2D

A calibração inicial demonstrou que as simulações 2D são uma ferramenta eficaz para definir um conjunto preliminar de parâmetros de compressibilidade e resistência, a partir da integração entre ensaios de laboratório (triaxiais e adensamento), provas de carga estática instrumentadas e ensaio PMT. Essa abordagem iterativa confirmou a viabilidade do uso dos parâmetros calibrados como base para modelagens mais complexas.

Com o perfil geotécnico definido e os parâmetros iniciais ajustados, as análises 2D da fundação permitiram representar de forma coerente o histórico de tensões e o alívio decorrente das escavações, destacando o papel da tensão vertical efetiva excedente (POP) na caracterização do fenômeno de compensação. A utilização de uma solução analítica complementar confirmou a consistência do valor de POP e do histórico de tensões e reforçou a aderência entre os recalques calculados e os observados em campo.

A simulação 2D apresentou boa aproximação dos recalques experimentais nos regimes de compressão e recompressão, com metodologia de reduções progressivas dos parâmetros de deformabilidade. Os valores de E_{50}^{ref} ajustados corresponderam a cerca de 22% (Perfil A) e 8% (Perfil B) daqueles validados pelas PCEs. Verificou-se que apenas as alterações de deformabilidade na camada de silte de alta plasticidade arenoso amarelo-esverdeado, próxima à ponta das estacas, influenciam de modo efetivo a rigidez do sistema e a dissipação de cargas.

Apesar da efetividade da análise numérica 2D em reproduzir os recalques medidos, algumas discrepâncias foram observadas. As tensões calculadas no contato radier-solo foram significativamente inferiores aos valores experimentais, refletindo as limitações do modelo em capturar com precisão a interação entre o radier, o solo e as estacas. Ademais, o modelo subestimou as cargas no topo das estacas, concentrando a dissipação de cargas nos últimos 25% do comprimento das estacas, diferentemente dos dados experimentais.

Embora apresente limitações na representação da variabilidade da fundação em radier estaqueado, a simulação 2D oferece vantagens como rapidez de processamento e menor demanda computacional. Essas características permitiram a análise de múltiplos cenários e a identificação de ajustes necessários para melhorar a aderência entre os resultados numéricos e os dados experimentais. Assim, a modelagem 2D mostrou-se ferramenta eficaz para entendimento do fenômeno de compensação em fundações profundas e para calibração de parâmetros a serem refinados em simulações 3D.

Simulações numéricas em 3D

As simulações 3D foram conduzidas de forma iterativa, com o objetivo de avaliar em que medida os ajustes progressivos de parâmetros poderiam aprimorar a representação do fenômeno de compensação. Essa sequência, baseada nos parâmetros das PCEs, refinada pelos resultados das simulações 2D e ajustada internamente no modelo 3D, demonstrou a importância da calibração contínua e da integração entre dados experimentais e modelagem numérica para caracterizar o comportamento da fundação compensada.

O ajuste inicial dos parâmetros, obtido a partir das retroanálises de PCEs instrumentadas, reproduziu parcialmente o comportamento carga-recalque observado. Verificou-se boa correspondência nas fases de recompressão, mas tendência à subestimação dos recalques durante a compressão, indicando que os valores iniciais dos parâmetros de deformabilidade não refletiam integralmente as variações de rigidez do sistema fundação–solo.

A incorporação dos parâmetros ajustados nas simulações 2D resultou em melhora significativa da convergência entre os volumes de recalque simulados e medidos, validando o processo iterativo de calibração. As diferenças residuais foram associadas à heterogeneidade do solo e à representatividade limitada das estacas analisadas, evidenciando a complexidade em reproduzir a resposta média dos dois perfis.

O ajuste final de parâmetros no modelo 3D aprimorou a correspondência entre os resultados numéricos e experimentais, reproduzindo com maior fidelidade a forma e a inclinação da bacia de recalques. A equivalência dos módulos de deformabilidade nas camadas profundas dos Perfis A e B foi determinante para capturar a assimetria observada e a concentração de recalques no sentido do Perfil A, em coerência com a resposta medida em campo.

As análises mostraram que a mobilização de cargas por atrito lateral apresenta forte dependência das interações entre estacas e entre o radier e o solo, o que explica as diferenças de comportamento observadas entre os Perfis A e B. Parte dessas discrepâncias pode estar

associada à ausência da rigidez da superestrutura nas análises, fator que tende a redistribuir cargas entre pilares centrais e periféricos. As tensões no contato radier–solo permaneceram subestimadas em todas as simulações, possivelmente devido à persistência da expansão do solo após o alívio de tensões, processo relacionado ao fenômeno de compensação.

As simulações numéricas 3D, embora apresentem boa convergência com os resultados experimentais, mantiveram limitações inerentes às simplificações geométricas e à representação idealizada do perfil geotécnico. A heterogeneidade natural dos solos residuais, associada à escassez de dados em grandes profundidades e à representação aproximada das estruturas de contenção, restringiu a fidelidade da modelagem em relação às condições reais da fundação.

As análises numéricas 3D podem ser classificadas como análises do tipo Classe C (Lambe, 1973), uma vez que buscaram reproduzir o comportamento medido ao longo das etapas construtivas com base em dados experimentais. Essa abordagem comprovou ser eficiente para quantificar os efeitos do alívio de escavação, caracterizar as fases de recompressão e compressão e representar a assimetria da bacia de recalques.

Os resultados reforçam que a integração entre instrumentação geotécnica e modelagem numérica constitui uma ferramenta essencial para o projeto e a análise de fundações compensadas em solos residuais tropicais. Em conjunto, essas conclusões consolidam uma metodologia integrada de investigação, monitoramento e modelagem que contribui para o aprimoramento do projeto e da compreensão de fundações compensadas em solos residuais.

5.4 RECOMENDAÇÃO PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES COMPENSAÇÃO

As principais recomendações desta tese para projetos de fundações compensadas podem ser resumidas:

- O fenômeno da compensação define dois regimes de rigidez, recompressão e compressão, que devem ser considerados nas análises de desempenho.
- O volume de recalques é o parâmetro mais adequado para representar a bacia de recalques e avaliar a rigidez global da fundação.
- A investigação geotécnica deve contemplar a heterogeneidade dos solos residuais, com sondagens mistas, ensaios pressiométricos e ensaios de laboratório.
- A instrumentação geotécnica é indispensável para monitorar a redistribuição de cargas e validar as previsões de projeto.

- As camadas próximas e abaixo da ponta das estacas são determinantes no comportamento global e devem ser detalhadamente caracterizadas.
- As análises numéricas devem considerar o histórico de tensões e o alívio provocado pela escavação, com parâmetros calibrados experimentalmente.
- Modelos 2D são úteis para calibrações iniciais, mas as simulações 3D são essenciais para reproduzir o comportamento real da compensação.

5.5 SUGESTÕES PARA PESQUISA FUTURAS

O conhecimento adquirido ao longo do desenvolvimento desta tese, aliado às conclusões obtidas, permite indicar recomendações que podem servir de base para pesquisas futuras sobre fundações compensadas. Entre elas, destacam-se as seguintes:

- Caracterização da expansão do solo: Realizar medições diretas do levantamento do solo durante as etapas de escavação e nos primeiros estágios de execução da fundação, de forma a quantificar com maior precisão esse fenômeno e sua influência na rigidez de recompressão.
- Representação avançada do perfil geotécnico e do maciço rochoso em grandes profundidades: realizar uma melhor previsão, num maior número de pontos e com métodos mais variados, para conseguir descrever as heterogeneidades do perfil geotécnico; e substituir a rocha linear elástica por modelos com rigidez dependente do confinamento, considerando não linearidade e variação com a profundidade.
- Melhorar os protocolos de instrumentação: Embora esta tese tenha empregado um número expressivo de sensores em monitoramento de longo prazo, a magnitude e a complexidade da obra justificam aprimoramentos futuros, desde que viáveis economicamente. Assim, recomenda-se: (a) ampliar o percentual de seções instrumentadas nas estacas, prevendo redundância com dois ou mais sensores por seção e maior número de estacas monitoradas em profundidade; (b) diversificar os tipos de instrumentação, combinando sensores de corda vibrante, de maior durabilidade, com fibra óptica, capazes de executar medições distribuídas ao longo do elemento; (c) incluir o monitoramento de parâmetros adicionais, como temperatura e pressão neutra; (d) aplicar um número maior de células de tensão total, preferencialmente associadas a sensores de temperatura, piezômetros e monitoramento precoce de recalques; e (e) adotar proteções e cabos mais robustos, e sistemas de aquisição automatizados ou contínuos, se possível com acesso remoto.

- Melhor determinação da fluência em elementos de concreto: O comportamento por fluência do concreto teve impacto significativo na determinação das cargas em estacas e pilares, e apesar das diversas metodologias consagradas, elas divergem a depender de vários fatores. Recomenda-se realizar um programa de ensaios de fluência em corpos de prova e em pilaretes de concreto armado, nas condições mais próximas a da obra, a fim de quantificar parâmetros reológicos e o efeito de restrição da armadura. Isto pode ser desafiador mediante ao longo tempo que pode ser necessário.
- Interação solo–estrutura (ISE): Deve-se realizar análises numéricas 3D acopladas do sistema solo–fundação–superestrutura para investigar de forma específica os efeitos da rigidez estrutural na redistribuição de cargas entre pilares centrais e periféricos, bem como nas diferenças de comportamento entre perfis geotécnicos distintos.
- Otimização de radiers estaqueados considerando a compensação de fundações: Utilizar os dados de monitoramento desta pesquisa como referência em estudos de otimização de projeto de radiers estaqueados, considerando variações de arranjo, diâmetro e comprimento de estacas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1994). NBR 13133 Execução de levantamento topográfico - Procedimento. Rio de Janeiro. 65p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2006). NBR 12131: Estacas - Prova carga estática - Método de ensaio.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 238 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016a). NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro. 13 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016b). NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 12 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016c). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro. 10 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016d). NBR 6459: Solo — Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 5 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016e). NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 3 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2017). NBR 8522 - Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro. 20 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2018a). NBR 7181: Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro. 12 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2018b). NBR 5739: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 9 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020a). NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 32p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020b). NBR 16853: Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro. 16 p. Assoc. Bras. Normas Técnicas,.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2022a). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 120 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2022b). NBR 6502: Solos e rochas - Terminologia. Rio de Janeiro. 40 p.
- ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (1997). ACI 209R-92: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures. 47 p.
- ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2008). ACI 209.2R-08: Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. 44 p.
- ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2012). ACI 543R-12: Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles. 64 p.

- AFNOR - ASSOCIATION DE NORMALISATION FRANÇAISE. (2000). NF P 94-110-1 Sols : reconnaissance et essais Essai pressiométrique Ménard. Partie 1: Essai sans cycle. La Plane Saint-Denis, France, 42 p.
- AGUIAR, M.C. da S., SALES, M.M. & ANGELIM, R.R. (2023). Capacidade de carga em estacas escavadas e executadas em diferentes estações climáticas. 10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 10, São Paulo, Brazil, 1–10.
- AI, Z.Y., HAN, J. & YAN, Y. (2005). Elastic analysis of single pile-rigid circular raft systems in layered soils. *Advances in Deep Foundations*, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1–14.
- AL-MANASEER, A. & LAM, J.P. (2005). Statistical evaluation of shrinkage and creep models. *ACI Mater. J.*, 102(3): 170–176.
- AL-TABBAA, A. & WOOD, D.M. (1989). An experimentally based “bubble”model for clay. *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Niagara Falls, 91–99.
- ALVA, F.J.G. (2017). Análise do comportamento de radier estaqueados com estaca defeituosa carregados horizontalmente em solo tropical. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-135/17, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 169 p.
- ANGELIM, R.R. (2011). Aterros compactados de barragens de terra na estimativa de parâmetros geotécnicos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-067-1/11, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 291 p.
- ARAGÃO, L.M. (2011). Plano de monitoramento de recalque de fundações do bolo ateliê do curso de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Ceará. Monografia (Graduação). Fortaleza. CE. 55p.
- ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-058/09, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATETERIALS. (1987). D4719: Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, *Annual Book of ASTM Standards*, v. 04.08, New York.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATETERIALS. (2011). D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, West Conshohocken, PA: ASTM.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATETERIALS. (2020). D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, West Conshohocken, PA: ASTM.
- ATKINSON, J.H. & STALLEBRASS, S.E. (1991). A model for recent history and non-linearity in the stress-strain behaviour of overconsolidated soil. *International conference on computer methods and advances in geomechanics*, Cairns, 7: , 555–560.
- BALBINOT, A. & BRUSAMARELO, V.J. (2013). Instrumentação e Fundamentos de medidas, volume 1. 2ª Edição. LTC, Rio de Janeiro.
- BASILE, F. (2015). Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts. *Comput. Geotech.*, 63: 73–82.
- BAUD, J.P., GAMBIN, M. & SCHLOSSER, F. (2013). Courbes hyperboliques contrainte-déformation au pressiomètre ménard autoforé. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE 2013, . Presses des Ponts et Chaussees, Paris, 1: , 491–494.
- BAZANT, Z.P. (1972). Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *J. Am. Concr. Inst.*, 69(4): 212–217.

- BAZANT, Z.P. (1988). Material models for structural creep analysis. *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons Ltd., pp. 99–215.
- BAZANT, Z.P. & BAWEJA, S. (2000). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model b3. *Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage — Structural Design Effects*, . ACI, Farmington Hills, Michigan, USA, ACI SP-194: , 1–83.
- BAZANT, Z.P. & KIM, S.S. (1979). Approximate relaxation function for concrete. *J. Struct. Div. - ASCE*, 105(12): 2695–2705.
- BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978a). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part i: shrinkage. *Matériaux Constr.*, 11: 307–316.
- BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978b). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part ii: basic creep. *Matériaux Constr.*, 11: 317–328.
- BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978c). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part iii: drying creep. *Matériaux Constr.*, 11: 415–424.
- BERNARDES, H.C. & CRUZ JUNIOR, A.J. (2024). Relatório interno - Versão 01 - Dados de monitoramento de deformações, tensões e recalques em um edifício alto em Goiânia-GO. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF.
- BERNARDES, H. cardoso, CRUZ JUNIOR, A.J. da, DIAS, D.C., CUNHA, R.P. da & REBOLLEDO, J.F.R. (2022a). Comparison between load tests performed in a root micropile executed six years apart. *Int. J. Geotech. Eng.*, 16(10): 1268–1275.
- BERNARDES, H.C. (2023). Análise do comportamento de um radier estaqueado com base em instrumentação de fundação e pilares. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-181/23, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 246 p.
- BERNARDES, H.C., CARVALHO, S.L., SALES, M.M., ALMEIDA, S.R.M. de, FARIAS, M.M. de & PINHO, F.A.X.C. (2019). Hybrid numerical tool for nonlinear analysis of piled rafts. *Soils Found.*, 59(6): 1659–1674.
- BERNARDES, H.C., CRUZ JUNIOR, A.J. da, SALES, M.M., CUNHA, R.P. da & REBOLLEDO, J.F.R. (2023). Suction and reloading effects on pile behaviour in tropical soil. *Int. J. Geotech. Eng.*, 0(0): 1–13.
- BERNARDES, H.C., CUNHA, R.P., CRUZ JUNIOR, A.J. da, SALES, M.M. & REBOLLEDO, J.F.R. (2024a). Analysis of the geotechnical behavior of a piled raft in tropical lateritic soil based on long-term monitoring of columns, piles, and raft–soil interface. *Can. Geotech. J.*, 61(4): 627–648.
- BERNARDES, H.C., CUNHA, R.P., CRUZ JUNIOR, A.J., SALES, M.M. & REBOLLEDO, J.F.R. (2024b). Comparison between the measured and the numerically predicted behaviour of an instrumented piled raft. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 0(0): 1–24.
- BERNARDES, H.C., SALES, M.M., MACHADO, R.R., CRUZ JUNIOR, A.J. da, CUNHA, R.P. da, ANGELIM, R.R. & REBOLLEDO, J.F.R. (2021). Coupling hardening soil model and ménard pressuremeter tests to predict pile behavior. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 26(11): 5221–5240.
- BERNARDES, H.C., SALES, M.M., MACHADO, R.R., CRUZ JUNIOR, A.J. da, CUNHA, R.P. da, ANGELIM, R.R. & REBOLLEDO, J.F.R. (2022b). Coupling hardening soil model and ménard pressuremeter tests to predict pile behavior. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 26(11): 5221–5240.
- BHARTIYA, P., CHAKRABORTY, T. & BASU, D. (2020). Settlement Estimation of Piled Rafts for Initial

- Design. . J. Geotech. Geoenvironmental Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002195, J. Geotech. Geoenvironmental Eng.,
- BHUIYAN, M.Z.I., WANG, S., SLOAN, S.W., SHENG, D. & MICHEL, H. (2018). Calibration of earth pressure cell for a specified laboratory application. 8th Int. Conf. Geotech. Constr. Mater. Environ. - GEOMATE, (December): 263–268.
- BILAL, H., ULLAH, Q., ISHAQ, M., SULIMAN, M., ALI, K. & REHMAN, A. ur. (2022). Comparative study of different types of foundations for high-rise building. 2nd International Conference on Recent Advances in Civil Engineering and Disaster Management, Peshawar, 269–273.
- BISHNOI, D., JUNAGADE, M. & MURTHY, D.S. (2022). Development of calibration methodology for earth pressure cells for installation on full scale retaining wall. Braz Dent J., pp. 81–88.
- BOWLES, J.E. & GUO, Y. (1996). Foundation analysis and design. Fifth Edit. McGraw-hill, Singapore.
- BREBBIA, C.A. & DOMINGUEZ, J. (1977). Boundary element methods for potential problems. Appl. Math. Model., 1(7): 372–378.
- BREBBIA, C.A., TELLES, J.C.F. & WROBEL, L.C. (1984). Boundary Element Techniques. Bound. Elem. Tech., 1st edn. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg.
- BRINKGREVE, R.B.J., ENGIN, E. & SWOLFS, W.M. (2014a). Plaxis 2d anniversary edition. plaxis bv.
- BRINKGREVE, R.B.J., ENGIN, E. & SWOLFS, W.M. (2014b). Plaxis 2d anniversary edition - material models manual, plaxis bv.
- BRINKGREVE, R.B.J., KAMARSWAMY, S. & SWOLFS, W.M. (2015). Plaxis 3d anniversary edition. plaxis bv.
- BURLAND, J.B., LONGWORTH, T.I. & MOORE, J.F.A. (1977). A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in oxford clay. Géotechnique, 27(4): 557–591.
- BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971a). The elastic analysis of compressible piles and pile groups. Géotechnique, 21(1): 43–60.
- BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971b). The problem of pile group–pile cap interaction. Géotechnique, 21(2): 135–142.
- CEB - COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1990). CEN-FIP: Model Code for Concrete Structures.
- CELIK, F. (2019). An analytical approach for piled-raft foundation design based on equivalent pier and raft analyses by using 2d finite element method. Arab. J. Geosci., 12(14): 429.
- CHANG, D.-W., CHENG, S.-H., ZHENG, W.-C., TSENG, C.-Y. & GE, L. (2025). Serviceability performance of piled raft foundations under vertical loads in clayey and sandy soils. Soils Found., 65(4): 101650.
- CHENG, Z. & LUCARELLI, A. (2016). Plastic hardening model ii: calibration and validation. Proc. 4th Itasca Symposium on Applied Numerical Modeling, Minneapolis, 393–403.
- CHEUNG, Y.K. & NAG, D.K. (1968). Plates and beams on elastic foundations-linear and nonlinear behaviour. Géotechnique, 18(2): 250–260.
- CHIN, F.K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore.
- CHOW, H.S.W. & SMALL, J.C. (2005). Behaviour of piled rafts with piles of different lengths and diameters under vertical loading. Advances in Deep Foundations, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1–15.

- CHOW, Y.K. & TEH, C.I. (1991). Pile-cap-pile-group interaction in nonhomogeneous soil. *J. Geotech. Eng.*, 117(11): 1655–1668.
- CLANCY, P. & RANDOLPH, M.F. (1993). An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 17(12): 849–869.
- CLANCY, P. & RANDOLPH, M.F. (1996). Simple design tools for piled raft foundations. *Géotechnique*, 46(2): 313–328.
- CLAYTON, C.R.I. & BICA, A.V.D. (1993). The design of diaphragm-type boundary total stress cells. *Geotechnique*, 43(4): 523–535.
- COOKE, R., SILLETT, D., BRYDEN SMITH, D., SMITH, D.W.B. & GOOCH, M. (1981). Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in london clay. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 70(3): 433–460.
- COOKE, R.W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays—a contribution to design philosophy. *Géotechnique*, 36(2): 169–203.
- CPRM, C. de P. de R.M.-. (1994). Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: Goiânia - Folha SE.22-X-B-IV.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da. (2016). Instrumentação de fundações estacadas. Dissertação de Mestrado, Publicação D0139G16, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 208 p.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da, CRUZ, D.M. da, SALES, M.M., REBOLLEDO, J.F.R. & BERNARDES, H.C. (2024a). Instrumentação em provas de carga estática para avaliação do comportamento de uma estaca hélice. XII Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul - GEORS 2024, . ABMS, Rio Grande, Rio Grande do Sul, Brasil, 1–12.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da, REBOLLEDO, J.F.R., BERNARDES, H.C., CRUZ, D.M. da & SALES, M.M. (2025a). Analysis of a database of instrumented static load tests on continuous flight auger piles in tropical soils. *REM - Int. Eng. J.*, 78(2): 1–5.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da, REBOLLEDO, J.F.R., BERNARDES, H.C., CUNHA, R.P. da & SALES, M.M. (2023). Avaliação da compensação em fundação de radier estacado em solos residuais : estudo de caso de edifício 54 pavimentos em goiânia. 10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 10, . ABEF/ABMS, São Paulo, Brasil, 1–10.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da, REBOLLEDO, J.F.R., CRUZ, D.M. da, BERNARDES, H.C. & SALES, M.M. (2025b). Estudo de caso dos efeitos da escavação em provas de carga estática instrumentadas em goiânia. 11º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE 11, . ABEF/ABMS, São Paulo, Brasil, 1–9.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da & SALES, M.M. (2023). Banco de dados de provas de carga estáticas instrumentadas. Available at: https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/142/o/Relat%C3%B3rio_-_Banco_de_Provas_de_Carga_Estatica_Instrumentadas_-_UFG-IFGoiano_-_REV01.pdf.
- CRUZ JUNIOR, A.J. da, SALES, M.M., REBOLLEDO, J.F.R., CRUZ, D.M. da & BERNARDES, H.C. (2024b). Análise do comportamento da dissipação de carga em estaca raiz utilizando prova de carga estática instrumentada. 7º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Centro-Oeste GEOCENTRO 2024, . ABMS, Cuiabá, Mato Grosso, Brasil, 1–7.
- CUNHA, R.P. & PANDO, M. (2013). Influence of pile-soil-raft parameters on the behavior of piled raft and

- conventional piled group foundations. *Soils and Rocks*, 36(1): 21–35.
- CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (2020). Some factors that influence the prediction of the behaviour of piled rafts via simplified (numerical) analyses. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 51(2): 22–29.
- DAS, B.M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6ª Edição. São Paulo.
- DAS, B.M. (2014). *Advanced Soil Mechanics*. 4th editio. CRC press, Taylor & Francis Group, New York.
- DÉCOURT, L. (1989). The standard penetration test, state-of-the-art report. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, . A.A. Balkema, Rotterdam, Rio de Janeiro, 2405–2416.
- DEJONG, J.T., WHITE, D.J. & RANDOLPH, M.F. (2006). Microscale observation and modeling of soil-structure interface behavior using particle image velocimetry. *Soils Found.*, 46(1): 15–28.
- DEY, A. & REDDY, M.A. (2014). Compensated raft foundation on a preloaded soil improved by vertical drains. *Ground Improvement and Geosynthetics*, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 515–525.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 96(5): 1629–1653.
- DUNNICLIFF, J. (1988). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. 1ª ed. John Wiley & Sons, New York.
- EUROCODE 2. (2003). *Projeto de estruturas de betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*.
- FANOURAKIS, G.C. & BALLIM, Y. (2003). Predicting creep deformation of concrete: a comparison of results from different investigations. 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 1–8.
- FELLENIOUS, B.H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. *The ASCE geotechnical engineering division foundation congress*, 1: , 500–510.
- FELLENIOUS, B.H. (2001). From strain measurements to load in an instrumented pile. *Geotech. News*, 19(1): 35–38.
- FELLENIOUS, B.H. (2012). Discussion of “critical assessment of pile modulus determination methods” 1 appears in the canadian geotechnical journal, 48 (10): 1433–1448 [doi: 10.1139/t11-050]. *Can. Geotech. J.*, 49(5): 614–621.
- FELLENIOUS, B.H. & NGUYEN, B.N. (2019). Common mistakes in static loading-test procedures and result analyses. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 50(3): 20–31.
- FELLENIOUS, B.H. & RUBAN, T. (2020). Analysis of strain-gage records from a static loading test on a cfa pile. *J. Deep Found. Inst.*, 14(1): 39–44.
- FISH, J. & BELYTSCHKO, T. (2009). *Um primeiro curso em elementos finitos*. 1º Edição. LTC.
- FRANKE, E., EL-MOSSALLAMY, Y. & WITTMANN, P. (2000). Design applications of raft foundations. *Calculation methods for raft foundations in Germany*, HEMSLEY, J.A. (Ed.), Thomas Telford Ltd., London, pp. 283–322.
- FREITAS NETO, O. de. (2013). *Avaliação experimental e numérica de radiers estaqueados com estacas defeituosas em solo tropical do brasil*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-088/13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253 p.
- GALVANI JUNIOR, L.C. (2020). *Ensaio em estacas metálicas tubulares de ponta aberta e fechada e em estacas prensadas e concretadas in situ*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.
- GARCÍA, J.A.B. (2021). *Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações*

- reforçadas com inclusões rígidas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-164/21, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.
- GARCIA, J.R. (2015). Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 321 p., Campinas.
- GARCIA, J.R. & ALBUQUERQUE, P.J.R. de. (2019). Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations. *Lat. Am. J. Solids Struct.*, 16(6): 1–22.
- GARDNER, N.J. & LOCKMAN, M.J. (2001). Design provisions for drying shrinkage and creep of normal strength concrete. *ACI Mater. J.*, (March-April): 159–167.
- GDF, G. del D.F. (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No. 103-BIS: 11-39.*
- GILBERT, R.I. & RANZI, G. (2011). *Time-dependent behaviour of concrete structures.* Spon Press, Taylor & Francis.
- GIRAULT, P. (1965). Discussion of “state-of-the-art of floating foundations.” *J. Soil Mech. Found. Div.*, 91(6): 128–129.
- GLISIC, B., INAUDI, D., LAU, J.M. & FONG, C.C. (2013). Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors. *Smart Mater. Struct.*, 22(5): 1–15.
- GOLDER, H.Q. (1965). State-of-the-art of floating foundations. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 91(2): 81–88.
- GOLDER, H.Q. (1966). Closure to “state-of-the-art of floating foundations.” *J. Soil Mech. Found. Div.*, 92(3): 95–96.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM/02, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182 p.
- GUSMÃO, A.D., SILVA, A.C. & SALES, M.M. (2020). Foundation-structure interaction on high-rise buildings. *Soils and Rocks*, 43(3): 441–459.
- HAIN, S.J. & LEE, I.K. (1978). The analysis of flexible raft-pile systems. *Géotechnique*, 28(1): 65–83.
- HANNA, T.H. (1985). *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering.* 1st ed. Trans Tech Publications.
- HBM – HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GMBH. (2011). *QuantumX. Manual.* Darmstadt. 2011. 181p.
- HERMANSSON, L. & SÖDERBERG, R. (2020). Modelling av en kompensations- grundläggning i geosuite sättning. Master Thesis, Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 94 p.
- HOFFMANN, K. (1989). *An introduction to measurements using strain gages.* Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt.
- HOOPEL, J. (1973). Observations on the behaviour of a piled-raft foundation on london clay. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 55(4): 855–877.
- HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1997). On the definition of raft—soil stiffness ratio for rectangular rafts. *Géotechnique*, 47(5): 1055–1061.
- HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1998). A contribution to optimum design of piled rafts. *Géotechnique*, 48(3): 301–317.

- HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1999). Estimation of overall settlement of piled rafts. *Soils Found.*, 39(2): 59–68.
- HOSSEINPOUR, I., ALMEIDA, M.S.S., RICCIO, M. & BARONI, M. (2017). Strength and compressibility characteristics of a soft clay subjected to ground treatment. *Geotech. Geol. Eng.*, 35(3): 1051–1066.
- HOWARD, A.J. (1960). Finite difference methods applied to the solution of seepage problems in soil mechanics. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 86(3): 67–96.
- HUANG, M., JIU, Y., JIANG, J. & LI, B. (2017). Nonlinear analysis of flexible piled raft foundations subjected to vertical loads in layered soils. *Soils Found.*, 57(4): 632–644.
- INDRARATNA, B., NGO, N.T., RUJIKIATKAMJORN, C. & SLOAN, S.W. (2015). Coupled discrete element–finite difference method for analysing the load-deformation behaviour of a single stone column in soft soil. *Comput. Geotech.*, 63: 267–278.
- JANDA, T., CUNHA, R.P., KUKLÍK, P. & ANJOS, G.M. (2009). Three dimensional finite element analysis and back-analysis of cfa standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. *Soils and Rocks*, 32(1): 3–18.
- JARDINE, R.J., ZHU, B.T., FORAY, P. & YANG, Z.X. (2013). Measurement of stresses around closed-ended displacement piles in sand. *Géotechnique*, 63(1): 1–17.
- KAI, L.S., KIAN, L.T. & HUAT, T.A. (2006). Analysis of straindependent concrete modulus from mass instrumented test pile samples. *Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations*, . Deep Foundations Institute, Amsterdam, 684–689.
- KAKUDA, F.M. (2010). Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Transportes, São Carlos, SP, 290 p.
- KAKURAI, M., YAMASHITA, K. & TOMONO, M. (1989). Settlement behavior of piled raft foundation on soft ground. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 26(5): 262.
- KATAOKA, L.T. (2010). Análise da deformabilidade por fluência e retração e sua utilização na monitoração de pilares de concreto. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 228 p.
- KATAOKA, L.T. & BITTENCOURT, T.N. (2014). Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns. *IBRACON Struct. Mater. J.*, 7(5): 747–774.
- KATZENBACH, R., LEPLA, S. & CHOUDHURY, D. (2017). *Foundation systems for high-rise structures*. CRC Press, Taylor & Francis Group, New York.
- KATZENBACH, R., SCHMITT, A. & TUREK, J. (2005). Assessing settlement of high-rise structures by 3d simulations. *Comput. Civ. Infrastruct. Eng.*, 20(3): 221–229.
- KOG, Y.C. (2016). Cost-saving compensated-foundation design of an office building. *J. Archit. Eng.*, 22(3).
- KONDNER, R.L. & ZELASKO, J.S. (1963). A hyperbolic stress strain formulation for sands. *Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, São Paulo, Brazil, 289–324.
- KOVLER, K. (1997). Drying creep of concrete in terms of the age-adjusted effective modulus method. *Mag. Concr. Res.*, 49(181): 345–351.

- KULHAWY, F.H. & MAYNE, P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design.
- KUWABARA, F. (1989). An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil. *Soils Found.*, 29(1): 82–92.
- LABUZ, J. & THEROUX, B. (2005). Laboratory calibration of earth pressure cells. *Geotech. Test. J.*, 28(2): 12089.
- LAM, C. & JEFFERIS, S.A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. *Can. Geotech. J.*, 48(10): 1433–1448.
- LAMBE, T.W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2): 151–202.
- LEÓN, R.F.P. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do distrito federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156 p.
- LEVEQUE, R.J. (2007). *Finite Difference Methods for Ordinary and Partial Differential Equations. Finite Differ. Methods Ordinary Partial Differ. Equations.*, Seattle.
- LIN, D.G., LIU, W.T. & CHOU, J.C. (2016). Load transfer and deformation analyses of piled-raft foundation in taipei metropolitan. *J. Mar. Sci. Technol.*, 24(4): 798–806.
- LUO, R., YANG, M. & LI, W. (2018). Normalized settlement of piled raft in homogeneous clay. *Comput. Geotech.*, 103: 165–178.
- MACHADO, R.R. (2020). Ensaio pressiométrico para estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade em um perfil de solo tropical. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO.
- MANDOLINI, A., DI LAORA, R. & IODICE, C. (2017). Simple approach to static and seismic design of piled rafts. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, . Bengt H. Fellenius K. Rainer Massarsch Alessandro Mandolini Mario Terceros Herrera, Santa Cruz de la Sierra, 1: , 107–124.
- MANDOLINI, A., RUSSO, G. & VIGGIANI, C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering.* . AA Balkema publishers, 16: , 2005.
- MANDOLINI, A. & VIGGIANI, C. (1997). Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, 47(4): 791–816.
- MARQUES, E.A.G. & VARGAS JUNIOR, E. do A. (2022). *Mecânica das Rochas. 1ª edição.* Oficina de Textos, São Paulo.
- MATTSSON, N., MENOIRET, A., SIMON, C. & RAY, M. (2013). Case study of a full-scale load test of a piled raft with an interposed layer for a nuclear storage facility. *Géotechnique*, 63(11): 965–976.
- MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. (1982). Ko - ocr relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div.*, 108(6): 851–872.
- MEHTA, P.K. & MONTEIRO, P.J.M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais.* PINI, São Paulo.
- MENDOZA, C. & FARIAS, M.M. de. (2020). Critical state model for structured soil. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 12(3): 630–641.
- MENDOZA, C.C., CUNHA, R. & LIZCANO, A. (2015). Mechanical and numerical behavior of groups of screw (type) piles founded in a tropical soil of the midwestern brazil. *Comput. Geotech.*, 67: 187–203.
- MOHSENIAN, S., ESLAMI, A. & KASAEI, A. (2011). Geotechnical aspects for design and performance of floating foundations. *Geo-Frontiers 2011.* . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 56–65.

- MORA, L.O.I., CUNHA, R.P. da & FERNÁNDEZ, D.H. (2014). Análise de fundações em radiéres estaqueados como fundações compensadas. XVII Congresso Brasileiro Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, 1–7.
- MOTA, N.M.B. (2003). Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD/03, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.
- MUKHERJEE, S. & IRSHAD, A. (2024). Comparative Analysis of Settlement and Efficiencies of Pile Groups with Different Configurations Using FEM. Lect. Notes Civ. Eng. - Proc. Indian Geotech. Conf. 2022 Vol. 10 Geotech. Learn. Eval. Anal. Pract., Springer Nature, 538.
- NEVILLE, A.M. (1997). Propriedades do concreto. 2 ed. PINI, São Paulo.
- NGUYEN, N. V., VINH, L.B. & VO, T.-T. (2022). Load-sharing mechanism of piled-raft foundation: a numerical study. Eur. J. Environ. Civ. Eng., 26(15): 7916–7931.
- NI, P., SONG, L., MEI, G. & ZHAO, Y. (2017). Generalized nonlinear softening load-transfer model for axially loaded piles. Int. J. Geomech., 17(8): 4017019.
- NI, P., SONG, L., MEI, G. & ZHAO, Y. (2018). Predicting excavation-induced settlement for embedded footing: case study. Int. J. Geomech., 18(4): 5018001.
- O'BRIEN, A.S., BURLAND, J.B. & CHAPMAN, T. (2012). Rafts and piled rafts. ICE Manual of Geotechnical Engineering, Burland, J., Chapman, T. & Skinner, H. (Eds.), Thomas Telford Ltd, pp. 853–886.
- O'NEIL, M.W. & REESE, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods.
- OBRZUD, R.F. & TRUTY, A. (2018). The hardening soil model - A practical guidebook.
- OLIVEIRA, B.L.M. de. (2018). Avaliação do atrito negativo em grupos de estacas assentes em solos moles. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-317/2018, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 125 p.
- ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P. & ALVES, L.S. (1996). In situ tests in Brasília porous clay. Can. Geotech. J., 33(1): 189–198.
- OTTAVIANI, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. Géotechnique, 25(2): 159–174.
- PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. Thesis Doctor of Philosophy, Magdalen College, University of Oxford, Oxford, UK, 237 p.
- PEATTIE, K.R. & SPARROW, R.W. (1954). The fundamental action of earth pressure cells. J. Mech. Phys. Solids, 2(3): 141–155.
- PEGAH, E. & LIU, H. (2020). Evaluating the overconsolidation ratios and peak friction angles of granular soil deposits using noninvasive seismic surveying. Acta Geotech., 15(11): 3193–3209.
- PÉREZ, N.B.M. (2014). Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de campinas/sp. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 171 p.
- PHUNG, D.L. (2016). Settlement analysis for piled raft foundations. Japanese Geotech. Soc. Spec. Publ., 2(34): 1244–1249.
- PINTO, C. de S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos. 3ª edição. Oficina de Textos., São Paulo.
- PIRES, A.C.G. (2017). Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos.

- Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-280/17, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.
- PIRES, A.C.G. (2021). Estudo experimental do comportamento de tubos enterrados reforçados com geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 195 p.
- POSSE, A.J.A., REBOLLEDO, J.F.R., GARCÍA, J.A.B., HORMAZA, B.C. & RINCÓN, E.R. (2021). Validation of a 3d numerical model for piled raft systems founded in soft soils undergoing regional subsidence. *Soils and Rocks*, 44(1): 1–15.
- POTTS, D.M. & ZDRAVKOVIC, L. (1999). *Finite Element analysis in geotechnical engineering*. First Edit. Thomas Telford Ltd, Reston, VA.
- POULOS, H.G. (1967). Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough, rigid base. *Géotechnique*, 17(4): 378–410.
- POULOS, H.G. (1989). Pile behaviour—theory and application. *Géotechnique*, 39(3): 365–415.
- POULOS, H.G. (1991). Analysis of piled strip foundation. *International conference on computer methods and advances in geomechanics*, Balkeman, Rotterdam, 183–191.
- POULOS, H.G. (1993). Piled rafts in swelling or consolidating soils. *J. Geotech. Eng.*, 119(2): 374–380.
- POULOS, H.G. (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 18(2): 73–92.
- POULOS, H.G. (2001a). Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique*, 51(2): 95–113.
- POULOS, H.G. (2001b). Methods of analysis of piled raft foundations. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- POULOS, H.G. (2005). Piled raft and compensated piled raft foundations for soft soil sites. *Advances in Designing and Testing Deep Foundations*, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 214–235.
- POULOS, H.G. (2017). *Tall Building Foundation Design*. 1º ed. CRC Press, Boca Raton.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Géotechnique*, 18(3): 351–371.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Original P. John Wiley & Sons.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. JOHN WILEY & SONS, New York.
- POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (1998). *Garp user's manual*. (No. GARP6).
- PRICE, G. & WARDLE, I. (1986). Queen elizabeth ii conference centre: monitoring of load sharing between piles and raft. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 80(6): 1505–1518.
- RANDOLPH, M.F. (1983). Design of piled raft foundation. *International Symposium on recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems*, Bangkok, 1: , 525–537.
- RANDOLPH, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. XIII International conference on soil mechanics and foundation engineering*, New Delhi, 61–82.
- REBOLLEDO, J.F.R. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Doctor en Ingeniería, Facultad de Ingeniería,

- Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, MX, 244 p.
- REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019a). Performance evaluation of rigid inclusion foundations in the reduction of settlements. *Soils and Rocks*, 42(3): 265–279.
- REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019b). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1): 61–74.
- RESÉNDIZ, D. & AUVINET, G. (1973). Analysis of pile foundations in consolidating soils. Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (8th ICSMFE), . *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Moscow, 211–218.
- REUL, O. (2004). Numerical study of the bearing behavior of piled rafts. *Int. J. Geomech.*, 4(2): 59–68.
- REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2002). Study of the influence of finite element mesh refinement on the calculated bearing behaviour of a piled raft. *Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Roma, 259 – 264.
- REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2004). Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 130(1): 1–13.
- RIBAS, J.B.M. (1980). *Evolução de Células de Pressão Total e Experiência da COPPE*. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 177 p.
- ROH, Y., KIM, G., KIM, I., KIM, J., JEONG, S. & LEE, J. (2019). Lessons learned from field monitoring of instrumented piled-raft bearing in rock layer. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 145(8): 1–12.
- ROMÃO, P.D.A. (2006). *Modelagem de Terreno com base na Morfometria e em Sondagens Geotécnicas - Região de Goiânia-GO*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-034/06, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167 p.
- RUSSO, G. (1998). Numerical analysis of piled rafts. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 22(6): 477–493.
- RUSSO, G. & VIGGIANI, C. (1998). Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. *Darmstadt Geotech.*, 4(2): 297–321.
- SALES, M.M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-002A/00, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- SALES, M.M., CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (2005). Simplified approach for load-settlement curve estimation of piled rafts. *Solos e Rochas*, 28(1): 73–83.
- SALES, M.M. & CURADO, T. da S. (2018). Interaction factor between piles: limits on using the conventional elastic approach in pile group analysis. *Soils and Rocks*, 41(1): 049–060.
- SALES, M.M., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions. *Can. Geotech. J.*, 47(3): 327–345.
- SANCTIS, L. & MANDOLINI, A. (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 132(12): 1600–1610.
- SANTOS, E.C.G. dos. (2011). *Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-069/11, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 214 p.
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A. & BONNIER, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, . Routledge, 281–296.

- SCHROEDER, F.C., ADDENBROOKE, T.I. & POTTS, D.M. (2002). A study of common simplifications used in three-dimensional finite element analyses. *Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, . Taylor & Francis, Roma, 265–270.
- SEGALINI, A., CARRI, A. & SAVI, R. (2017). Role of geotechnical monitoring: state of the art and new perspectives. *ZBORNIK RADOVA GEO-EXPO 2017*, . Društvo za geotehniku u Bosni i Hercegovini, 19–26.
- SEIXAS, A. de, SEIXAS, J.R. & SEIXAS, J.J. (2006). Control and monitoring of buildings foundation-applications in very high buildings structure. *XXIII FIG Congress, Munich*, 8–13.
- SHEIL, B.B. (2017). Numerical simulations of the reuse of piled raft foundations in clay. *Acta Geotech.*, 12(5): 1047–1059.
- SHEIL, B.B. & MCCABE, B.A. (2015). Numerical modelling of pile foundation angular distortion. *Soils Found.*, 55(3): 614–625.
- SILVA, G.S.V. da, MIRANDA, G. & RODRIGUEZ, T.G. (2020). Economia no custo das fundações através da utilização de provas de carga prévias em 22 casos de obras. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, . ABMS, 2778–2785.
- SIMPSON, B. (2018). Effective heave pressures beneath restrained basement slabs. *Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.*, 171(1): 28–36.
- SINGH, B. & SARAF, A.K. (1972). Stability analysis of earth slopes by finite-difference method. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 98(SM5): 427–441.
- SMALL, J.C. & LIU, H.L.S. (2008). Time-settlement behaviour of piled raft foundations using infinite elements. *Comput. Geotech.*, 35(2): 187–195.
- SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2007a). Non-linear analysis of piled raft foundations. *Contemporary Issues In Deep Foundations*, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1–9.
- SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2007b). Non-linear analysis of piled raft foundations. *Contemp. Issues Deep Found. - Geotech. Spec. Publ.* 158, : 1–9.
- SNEDDON, I.N. (1992). On muki's solution of the equations of linear elasticity. *Int. J. Eng. Sci.*, 30(10): 1237–1246.
- SOARES, W.C., COUTINHO, R.Q. & CUNHA, R.P. da. (2015). Piled raft with hollow auger piles founded in a brazilian granular deposit. *Can. Geotech. J.*, 52(8): 1005–1022.
- SURARAK, C., LIKITLERSUANG, S., WANATOWSKI, D., BALASUBRAMANIAM, A., OH, E. & GUAN, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff bangkok clays. *Soils Found.*, 52(4): 682–697.
- TA, L.D. & SMALL, J.C. (1996). Analysis of piled raft systems in layered soil. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 20(1): 57–72.
- TANG, Y. & ZHAO, X. (2014). 121-story shanghai center tower foundation re-analysis using a compensated pile foundation theory. *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, 23(11): 854–879.
- TANG, Y. & ZHAO, X. (2015). Deformation of compensated piled raft foundations with deep embedment in super-tall buildings of shanghai. *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, 24(7): 521–536.
- TANG, Y.J., PEI, J. & ZHAO, X.H. (2014). Design and measurement of piled-raft foundations. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng.*, 167(5): 461–475.

- TERZAGHI, K., PECK, R. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Third Edit. John Wiley & Sons, New York.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1948). *Soil mechanics. Engineering Practice*. First Edit. John Wiley and Sons, New York.
- THE MATHWORKS INC. (2018). *Matlab: user 's guide*, version r2018a (No. 2018a).
- THEROUX, B., LABUZ, J.F. & DAI, S. (2001). Field installation of an earth pressure cell. *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, 1772(1): 12–19.
- THEROUX, B., LABUZ, J.F. & DRESCHER., A. (2000). Calibration of Earth Pressure Cells.
- TI, K.S., HUAT, B.B., NOORZAEI, J., JAAFAR, M.S. & SEW, G.S. (2009). A review of basic soil constitutive models for geotechnical application. *Electron. J. Geotech. Eng.*, 14(j): 1–18.
- TORY, A.C. & SPARROW, R.W. (1967). The influence of diaphragm flexibility on the performance of an earth pressure cell. *J. Sci. Instrum.*, 44(9): 781–785.
- TROCHANIS, A.M., BIELAK, J. & CHRISTIANO, P. (1991). Three-dimensional nonlinear study of piles. *J. Geotech. Eng.*, 117(3): 429–447.
- TROST, H. (1967). “implications of the superposition principle in creep and relaxation problems for concrete and prestressed concrete.” *Betonund Stahlbetonbau (Berlin Wilmersdorf)*, (10): 261–269 (em Alemão).
- VASATKO, R. & VITEK, J.L. (2018). Long-term monitoring of concrete building structure. *Solid State Phenom.*, 272: 160–165.
- VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2011). *Fundações, volume completo*. 1ª Edição. Oficina de Textos, Rio de Janeiro, completo.
- VIGGIANI, C., MANDOLINI, A. & RUSSO, G. (2012). *Piles and Pile Foundations*. 1º ed. Spon Press, Taylor & Francis, New York.
- WANG, L., ZHAO, X. & LIU, S. (2021). A study of differential foundation settlement of piled raft and its effect on the long-term vertical shortening of super-tall buildings. *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, 30(4).
- WANG, Q., LI, J., FANG, T. & YU, S. (2024). Database analysis of long-term settlement behavior of pile foundations in shanghai soft coastal clays. *Buildings*, 14(11): 3334.
- WATCHARASAWA, K., KITTYODOM, P. & JONGPRADIST, P. (2015). Numerical analyses of piled raft foundation in soft soil using 3d-fem. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 46(1): 109–116.
- WEILER Jr, W.A. & KULHAWY, F.H. (1982). Factors affecting stress cell measurements in soil. *J. Geotech. Eng. Div.*, 108(12): 1529–1548.
- WHITTLE, A.J. & KAVVADAS, M.J. (1994). Formulation of mit-e3 constitutive model for overconsolidated clays. *J. Geotech. Eng.*, 120(1): 173–198.
- WOOD, D.M. (1995). Kinematic hardening model for structured soil. *Fifth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, . A. A. Balkema Publishers, Davos, 83–88.
- WOOD, D.M. (2004). *Geotechnical Modelling*. 1º ed. Taylor & Francis Ltd.
- YAMASHITA, K. & HAMADA, J. (2011). Piled raft with ground improvement for 12-story building on soft ground. *Proc. 14th ARCSMGE*, .
- YAMASHITA, K. & KAKURAI, M. (1991). Settlement behavior of the raft foundation with friction piles. *4th International DFI Conference, Rotterdam*, 461–466.
- YAMASHITA, K., KAKURAI, M. & YAMADA, T. (1994). Investigation of a piled raft foundation on stiff clay.

- XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 543–546.
- YAMASHITA, K. & YAMADA, T. (2009). Settlement and load sharing of a piled raft with ground improvement on soft ground. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, 2: , 1236–1239.
- YAMASHITA, K., YAMADA, T. & HAMADA, J. (2011). Investigation of settlement and load sharing on piled rafts by monitoring full-scale structures. *Soils Found.*, 51(3): 513–532.
- YANG, Z.X., JARDINE, R.J., ZHU, B.T., FORAY, P. & TSUHA, C.H.C. (2010). Sand grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand. *Géotechnique*, 60(6): 469–482.
- YONG, C.C. (2016). Deformation analysis of deep excavation in clay. Thesis (PhD Doctorate), Griffith School of Engineering, Gold Coast Campus, Griffith University, Queensland, Australia, 231 p.
- YU, F., KOU, H., GUO, Y. & XIE, Z. (2021). Response of shaft friction along existing piles to deep excavation. *Geotech. Geol. Eng.*, 39(3): 2487–2501.
- ZEEVAERT, L. (1957). Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, . Butterworth Scientific Publications, London, 81–86.
- ZHANG, H.H. & SMALL, J.C. (2000). Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. *Comput. Geotech.*, 26(1): 1–21.
- ZHANG, J., SOLTANI, A., DENG, A. & JAKSA, M.B. (2019). Mechanical behavior of micaceous clays. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 11(5): 1044–1054.
- ZIEHL, P.H., CLOYD, J.E. & KREGER, M.E. (2004). Investigation of minimum longitudinal reinforcement requirements for concrete columns using present-day construction materials. *ACI Struct. J.*, 101(2): 165–175.
- ZIENKIEWICZ, O.C. (1992). Computational mechanics today. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 34(1): 9–33.

APÊNDICE A - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NAS ESTACAS

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2024) cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a tese de Bernardes (2023).

A Tabela A.1 apresenta as deformações medidas no sensor de referência de cada uma das estacas instrumentadas, considerando um valor zero de balanço atribuído em janeiro de 2020, para cada etapa considerada conforme Tabela 4.2. Não foram mostrados os valores das deformações dos sensores na estaca E1 e E22 porque, na primeira foram obtidos somente valores anteriores a primeira etapa estabelecida, e na segunda ao sensor foi perdido antes de qualquer medida.

Tabela A.1 Valores de deformações medidas ($\mu\epsilon$) nas estacas em cada etapa considerada.

ESTACA	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
E2	-43,9	-43,5	-124,5	-152,3	-141,4	-161,5	-185,3	-188,1	-195,0
E3	-15,5	-33,7	-47,4	-71,5	-92,4	-109,6	-114,3	-125,7	-140,0
E4	-47,4	-56	-94,9	-100,2	-	-	-	-	-
E5	79,9	65,9	41,7	30,5	-34,4	-39,6	-56,7	-72,0	-63,0
E6	51,9	57,9	14,9	-12,4	-56,4	-91,4	-81,8	-105,6	-95,0
E7	53,9	35,8	8,8	-6,8	-37,6	-48,1	-55,1	-69,5	-51,0
E8	52,8	10,3	-27,1	-51	-91,2	-106,6	-109,8	-120,5	-120,0
E9	-93,4	-106,9	-186,9	-164,3	-175,7	-139,3	-132,9	-128,3	-135,0
E10	-118,3	-114,3	-114,4	-117,2	-128,2	-132,0	-139,1	-158,4	-150,0
E11	-25,3	-26,2	-63,4	-120,0	-	-	-	-	-
E12	-0,6	0,8	5,0	3,6	3,9	-5,2	-5,6	-26,7	-9,0
E13	68,2	30,0	-71,1	-129,8	-97,0	-55,8	-105,9	-123,4	-160,0
E14	-29,3	-22,0	-30,3	-29,9	-28,3	-41,9	-133,1	-143,4	-
E15	1,2	-14,1	-30,3	-70,5	-	-	-	-	-
E16	-64,1	-41,0	-44,2	-94,8	-99,4	-101,8	-108,9	-109,3	-148,0
E17	89,6	83,0	46,9	27,6	17,6	-11,6	-11,1	-10,7	-5,0
E18	46,3	51,8	23,0	-15,0	-34,8	-51,1	-46,5	-62,5	-
E19	-2,1	5,0	-12,0	-17,0	-31,0	-70,0	-62,0	-72,0	-65,0
E20	77	61,4	49,9	40,7	-6,1	14,3	-23,0	-30,6	-9,0
E21	14,1	-1,8	-20,9	-21,9	-18,5	-40,5	-38,1	-52,2	-
E23	44,1	26,4	37,8	-35,7	-53,7	-25,2	-48,3	-49,3	-

A Tabela A.2 mostra o valor de deformação por fluência calculado para cada estaca, em cada etapa. Os valores da Tabela A.2 foram descontados dos valores de deformação total medida, expostos na Tabela A.1. Em ambas tabelas valores negativos representam compressão.

Tabela A.2. Valores de deformações devido à fluência ($\mu\epsilon$), calculado para cada etapa.

ESTACA	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
E2	-37,2	-39,4	-43,9	-48,4	-52,9	-57,4	-59,7	-66,4	-71,9
E3	-17,2	-18,2	-20,2	-22,3	-24,3	-26,3	-27,3	-30,3	-32,0
E4	-34,9	-37,2	-41,7	-46,2	-50,7	-55,3	-57,5	-64,3	-69,2
E5	-37,9	-39,0	-41,0	-43,1	-45,1	-47,2	-48,2	-51,3	-56,0
E6	-21,2	-21,9	-23,2	-24,5	-25,8	-27,2	-27,8	-29,8	-34,6
E7	-15,3	-15,7	-16,5	-17,2	-18,0	-18,8	-19,2	-20,3	-24,2
E8	-36,5	-38,2	-41,6	-45,0	-48,4	-51,9	-53,6	-58,7	-65,1
E9	-34,2	-36,9	-42,3	-47,6	-53,0	-58,4	-61,1	-69,1	-74,7
E10	-24,1	-26,0	-29,9	-33,7	-37,6	-41,5	-43,4	-49,2	-52,4
E11	-16,3	-17,5	-20,1	-22,6	-25,1	-27,7	-29,0	-32,8	-37,8
E12	6,1	6,2	6,3	6,3	6,4	6,5	6,6	6,7	6,9
E13	9,1	8,9	8,7	8,4	8,2	7,9	7,8	7,4	6,9
E14	-47,1	-49,8	-55,0	-60,3	-65,5	-70,8	-73,4	-81,3	-88,4
E15	-44,8	-47,5	-53,1	-58,6	-64,1	-69,7	-72,5	-80,8	-91,8
E16	-50,6	-53,0	-57,7	-62,3	-67,0	-71,7	-74,1	-81,1	-86,4
E17	-22,0	-22,5	-23,6	-24,6	-25,7	-26,7	-27,2	-28,8	-30,9
E18	-45,9	-47,6	-51,0	-54,3	-57,7	-61,1	-62,8	-67,9	-72,3
E19	-42,1	-43,9	-47,3	-50,8	-54,2	-57,7	-59,4	-64,6	-67,4
E20	-12,9	-13,2	-13,9	-14,7	-15,4	-16,1	-16,4	-17,5	-18,9
E21	-37,8	-39,3	-42,3	-45,3	-48,3	-51,3	-52,8	-57,3	-60,2
E23	-26,9	-27,8	-29,6	-31,4	-33,2	-35,0	-35,9	-38,6	-41,9

As Figuras A.1 até A.6 apresentam os valores de deformação medida em todos os sensores instalados nas estacas. Para as estacas instrumentadas ao longo de sua profundidade (E1 até E8), os sufixos A, B, C, D e E representam a posição do sensor ao longo da estaca, sendo “A” referente ao sensor instalado a 30 cm abaixo do topo da estaca, e os demais sensores espaçados a cada 2,2 m, sendo o sensor “E” o mais próximo da base. Exemplo: sensor E1-B equivale ao sensor instalado na estaca E1, 2,2 m abaixo do topo da estaca.

Ressalta-se que as Figuras A.1 até A.6 mostram apenas os valores medidos utilizados na presente tese, dado que alguns sensores foram danificados antes do início do monitoramento (Exemplo: E22) e outros não apresentaram funcionamento adequado durante todo o período monitorado (Exemplo: sensor da estaca E11, que apresentou problemas a partir dos 605 dias).

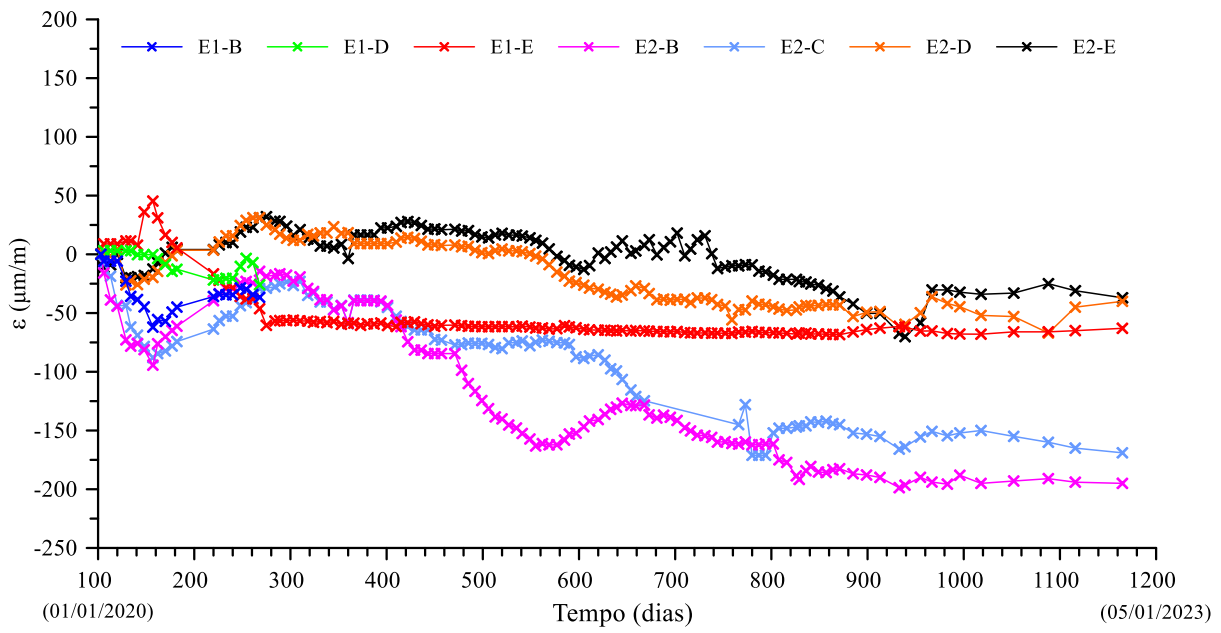


Figura A.1 Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E1 e E2.

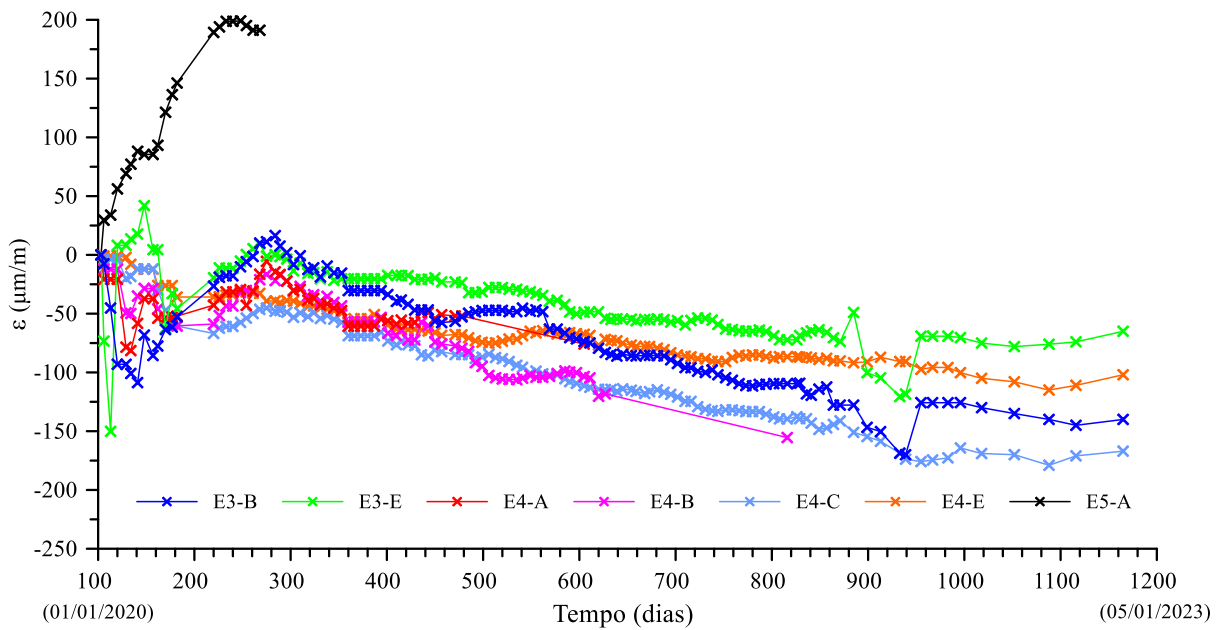


Figura A.2. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E3, E4 e E5.

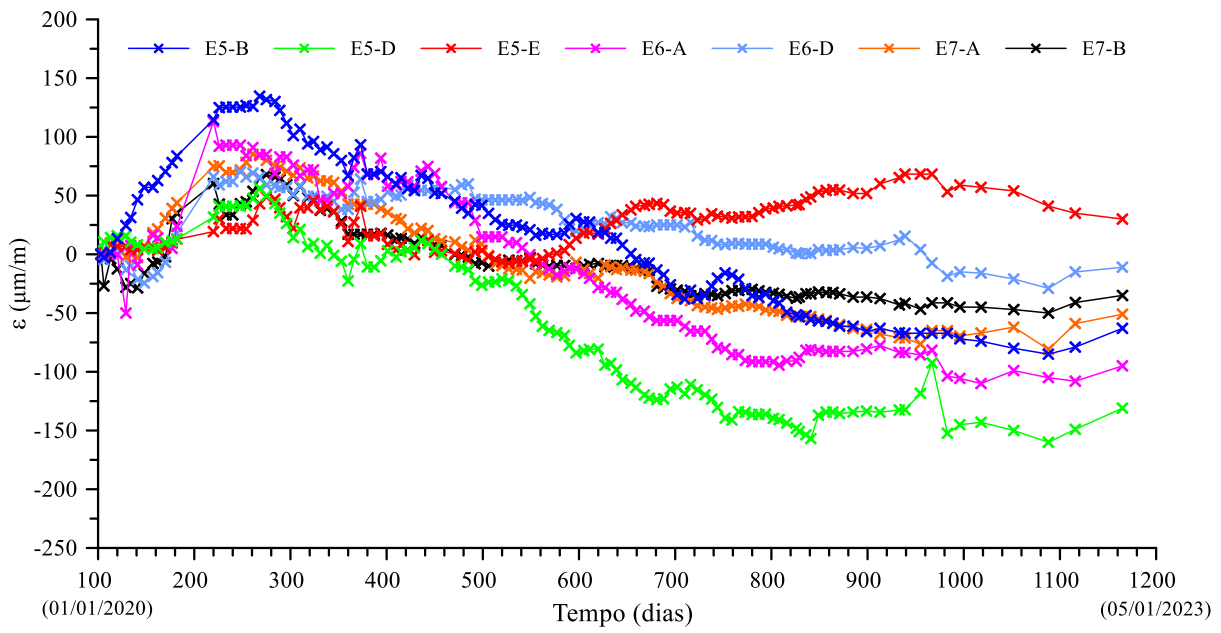


Figura A.3. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E5, E6 e E7.

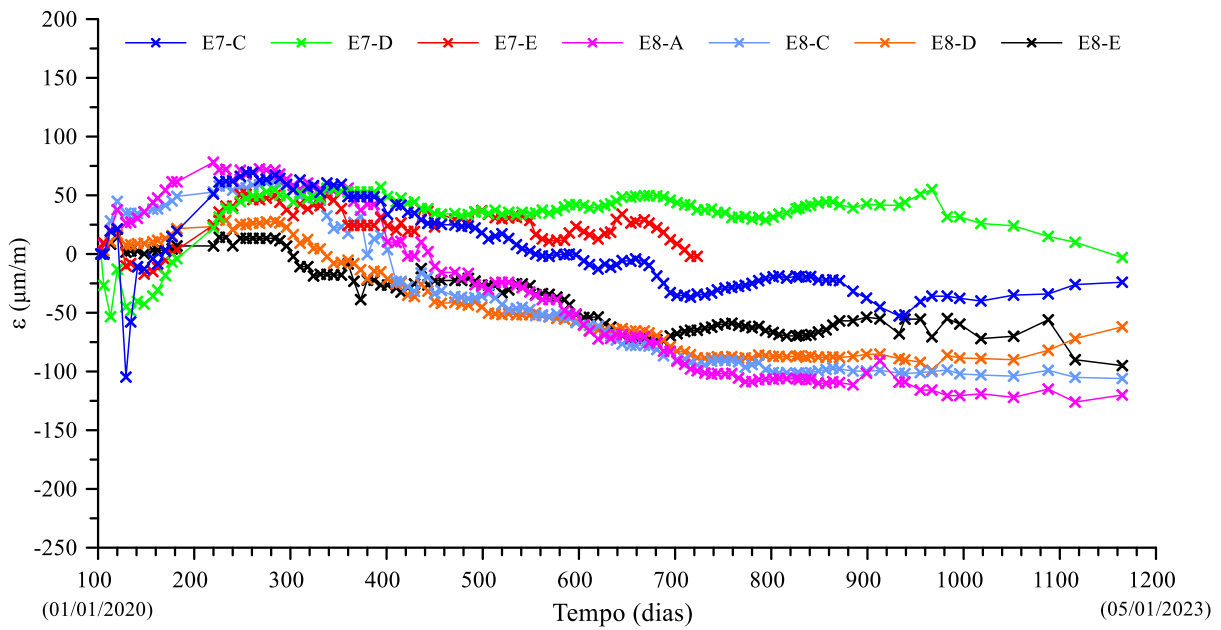


Figura A.4. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E7 e E8.

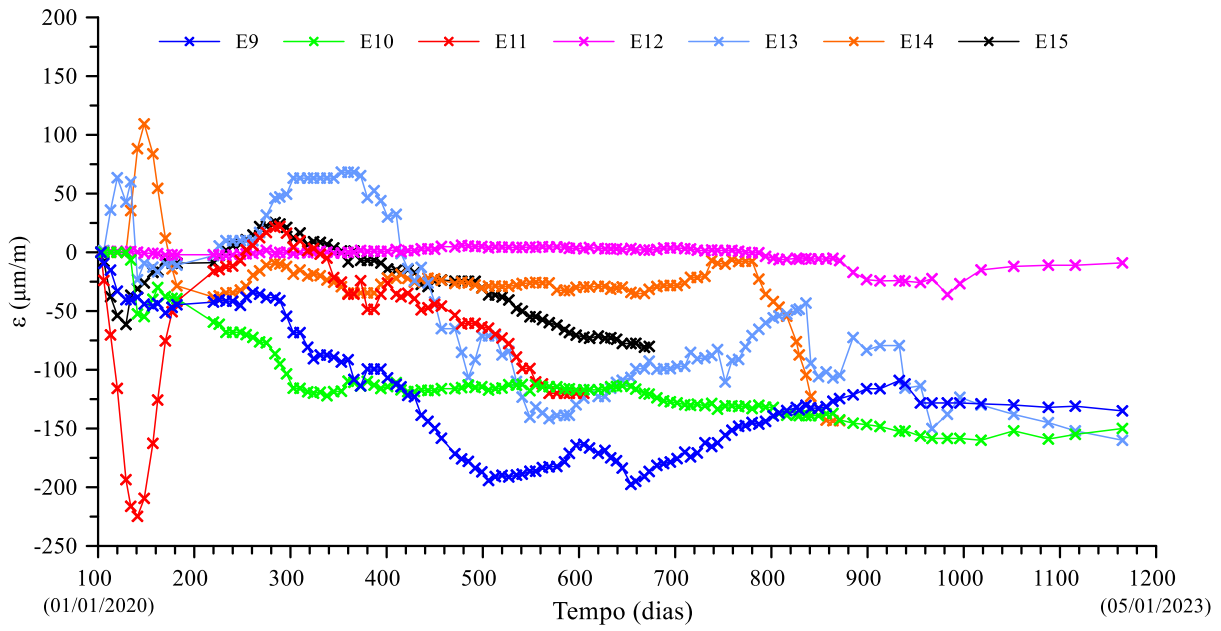


Figura A.5. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E9 até E15.

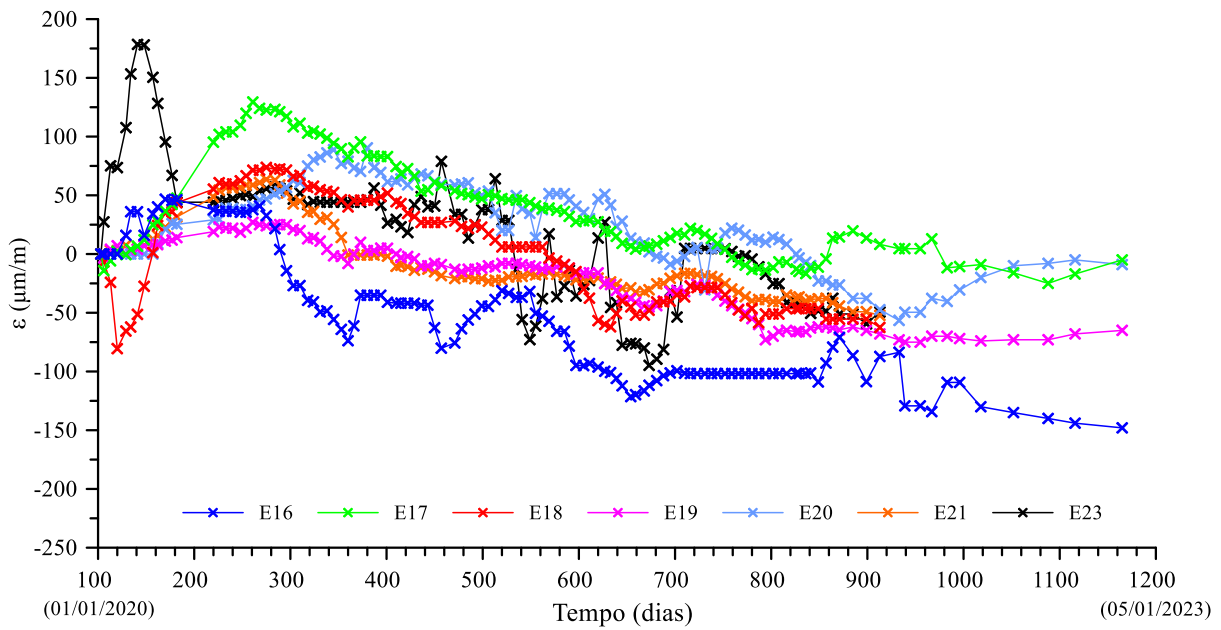


Figura A.6. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E16 até E23.

APÊNDICE B - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NOS PILARES

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2024) cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a tese de Bernardes (2023).

A Tabela B.1 apresenta deformação total média medida pelos sensores nos pilares instrumentados em cada etapa (Tabela 4.2) considerada nesta tese. A Tabela B.2 mostra os valores de deformação total devido a fluência, a cada etapa, calculados pelo método B3 de bazant & Baweja (2000), como descrito nos subitens 3.3.3.2 a 3.3.3.4 desta tese.

Os valores de fluência foram multiplicados por coeficientes de correção, expostos na Tabela B.3, antes de serem subtraídos dos valores de deformação total apresentados na Tabela B.1. Ressalta-se que os coeficientes da Tabela B.3 foram obtidos por retroanálise, a fim de que o somatório de cargas medidas nos pilares corresponda à carga permanente total do edifício na referida etapa. Nas Tabelas B.1 e B.2, valores negativos representam compressão.

Tabela B.1. Deformação total medida ($\mu\epsilon$) ao final de cada etapa.

PILAR	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
P1	-53,4	-64,7	-90,5	-109,6	-139,0	-196,2	-204,6	-247,3	-269,8
P2	-57,8	-69,3	-171,4	-115,5	-143,4	-199,7	-215,5	-246,0	-279,9
P3	-82,3	-102,6	-172,2	-183,6	-198,4	-309,4	-367,3	-455,4	-522,4
P4	-102,3	-126,2	-174,1	-225,9	-258,6	-354,7	-413,2	-518,0	-651,1
P5	-87,5	-118,9	-190,5	-244,8	-323,6	-405,9	-452,2	-518,4	-612,9
P6	-90,0	-122,9	-200,3	-254,5	-327,7	-431,1	-465,1	-548,7	-596,0
P7	-52,3	-69,3	-103,2	-147,4	-167,7	-195,7	-222,2	-243,9	-262,4
P8	-69,7	-94,5	-146,3	-193,7	-253,2	-332,0	-360,5	-428,2	-509,9
P9	-106,6	-138,6	-225,6	-266,7	-284,0	-368,7	-403,9	-487,9	-574,5
P10	-61,4	-90,4	-163,3	-206,4	-265,4	-332,8	-369,4	-438,0	-473,9
P11	-83,1	-118,0	-190,5	-257,8	-322,5	-416,4	-463,8	-533,2	-558,3
P12	-79,8	-98,3	-135,3	-174,0	-230,0	-349,3	-376,8	-440,9	-557,5
P13	-76,2	-90,4	-118,7	-175,3	-283,2	-384,3	-435,4	-494,2	-550,4
P14	-61,1	-90,9	-155,9	-209,8	-303,3	-396,8	-444,7	-528,3	-566,7
P15	-97,4	-128,0	-189,2	-264,8	-366,2	-508,0	-561,8	-656,5	-687,0
P16	-94,3	-121,3	-175,4	-260,5	-348,2	-443,2	-490,9	-587,0	-651,7
P17	-74,2	-103,5	-177,9	-220,7	-288,0	-397,1	-441,0	-555,3	-642,2

Tabela B.2. Deformação total por fluência ($\mu\epsilon$) ao final de cada etapa.

PILAR	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
P1	-19,1	-26,2	-30,5	-39,6	-45,8	-53,4	-58,4	-68,7	-84,0
P2	-22,1	-30,3	-35,3	-45,9	-53,0	-61,8	-67,6	-79,5	-97,2
P3	-50,6	-66,1	-81,0	-103,1	-121,5	-141,7	-153,6	-182,2	-222,7
P4	-60,8	-79,9	-97,2	-123,1	-145,9	-170,2	-185,1	-218,8	-267,4
P5	-53,5	-71,5	-85,6	-107,8	-128,4	-149,8	-161,4	-192,6	-235,4
P6	-47,6	-64,2	-76,1	-97,9	-114,1	-133,2	-144,9	-171,2	-209,2
P7	-19,1	-25,7	-30,5	-39,2	-45,8	-53,4	-58,2	-68,7	-84,0
P8	-58,1	-79,1	-93,0	-120,2	-139,5	-162,8	-177,4	-209,3	-255,8
P9	-56,6	-77,9	-90,6	-117,6	-135,9	-158,5	-172,8	-203,8	-249,1
P10	-45,1	-60,1	-72,2	-93,2	-108,3	-126,4	-138,2	-162,5	-198,6
P11	-42,7	-58,2	-68,3	-88,5	-102,5	-119,5	-130,8	-153,7	-187,9
P12	-50,8	-67,9	-81,2	-103,9	-121,9	-142,2	-155,5	-182,8	-223,4
P13	-46,2	-63,1	-73,9	-96,7	-110,8	-129,3	-141,8	-166,2	-203,1
P14	-44,1	-60,7	-70,5	-91,9	-105,7	-123,4	-134,9	-158,6	-193,8
P15	-61,7	-85,2	-98,7	-129,8	-148,1	-172,7	-189,6	-222,1	-271,5
P16	-60,6	-83,9	-97,0	-127,7	-145,5	-169,8	-185,7	-218,3	-266,8
P17	-60,9	-82,3	-97,4	-125,9	-146,1	-170,5	-185,0	-219,2	-267,9

Tabela B.3. Coeficientes de correção da deformação total por fluência para cada etapa.

Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,85	1,00	1,00

As Figuras B.1 até B.6 apresentam os valores de deformação medida em todos os sensores instalados nos pilares. São apresentados apenas os valores medidos utilizados na análise de resultados da presente tese, dado que alguns sensores foram danificados antes do início do monitoramento (Exemplo: um sensor do pilar P3 e um do pilar P4, que foram danificados durante a concretagem dos pilares).

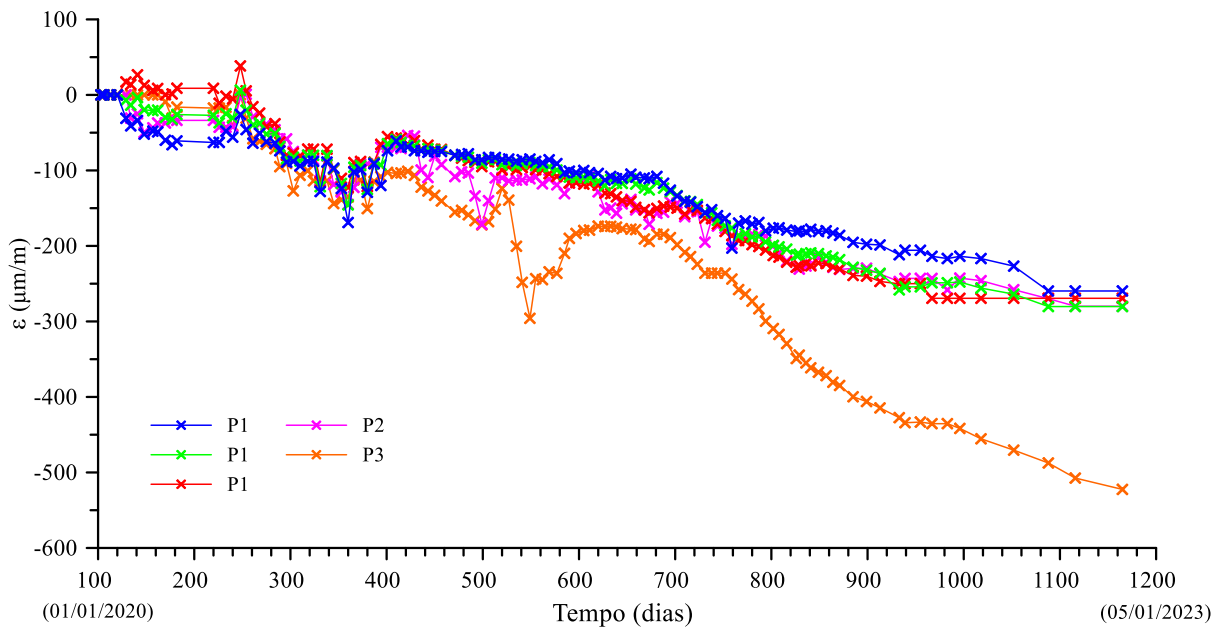


Figura B.1. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P1, P2 e P3.

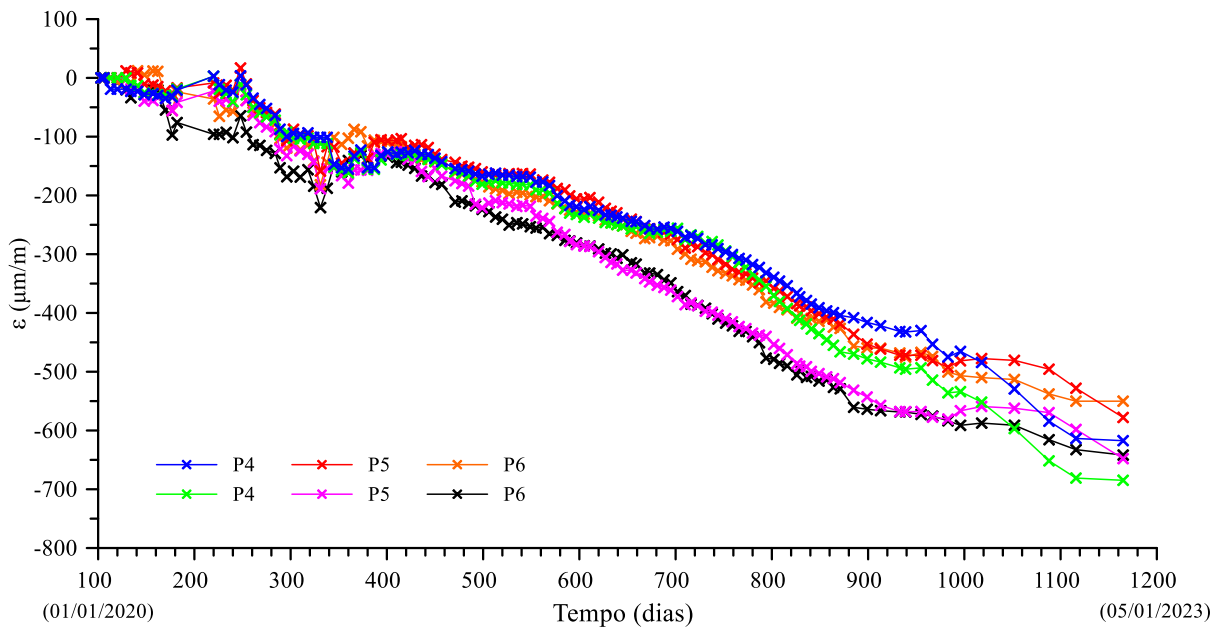


Figura B.2. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P4, P5 e P6.

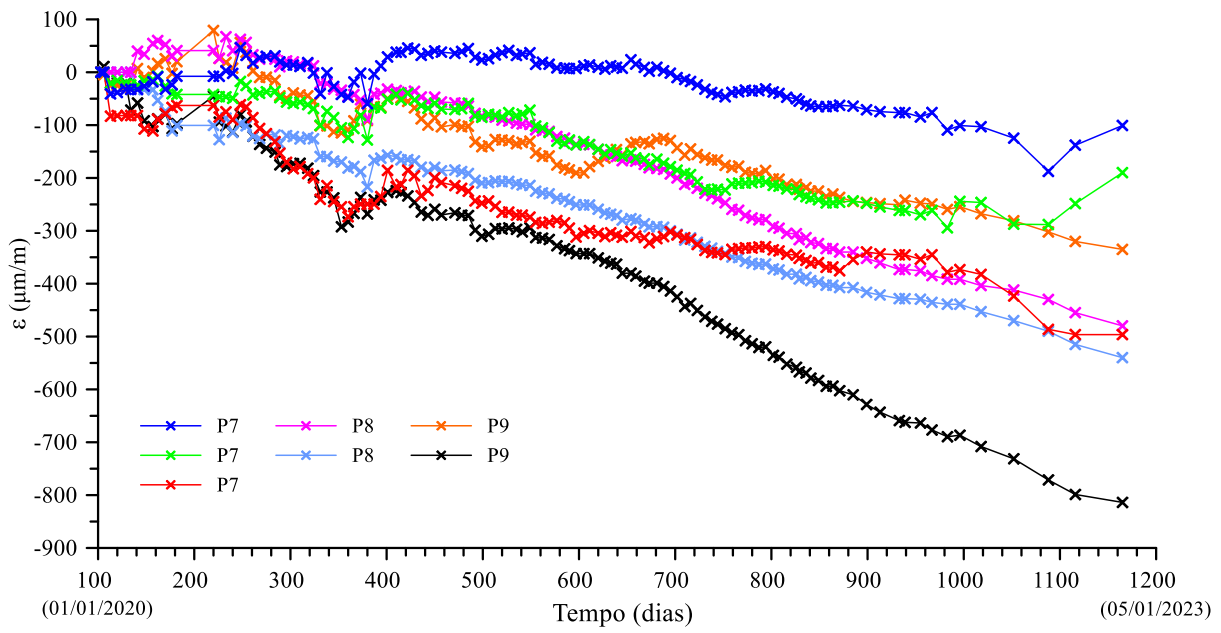


Figura B.3. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P7, P8 e P9.

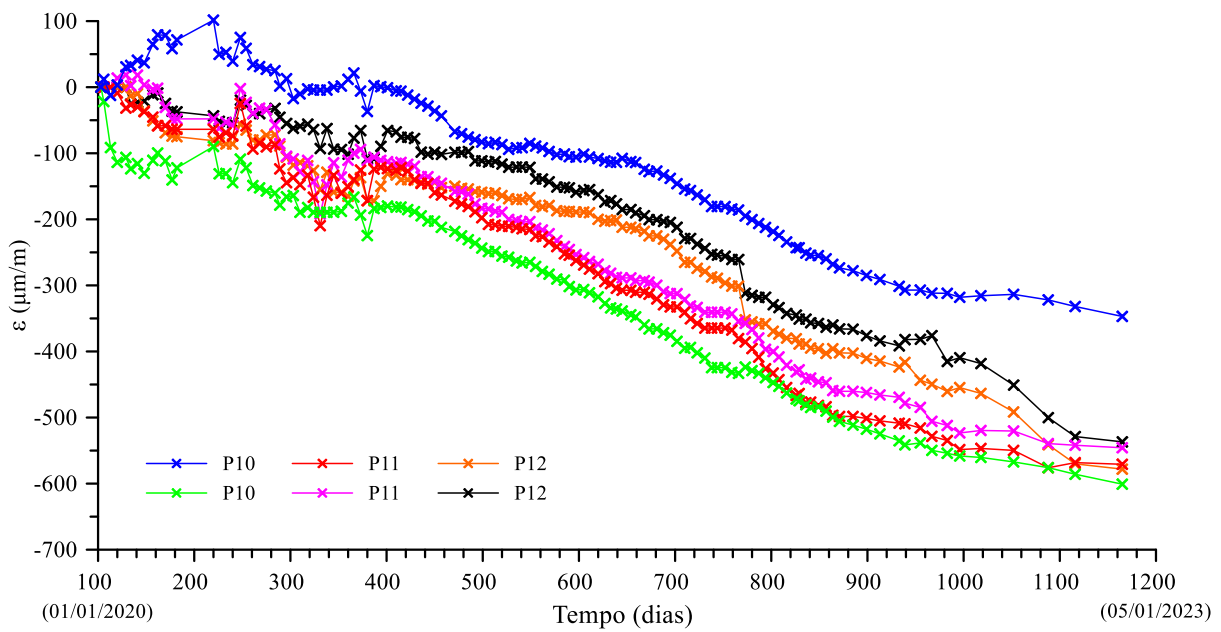


Figura 0.4. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P10, P11 e P12.

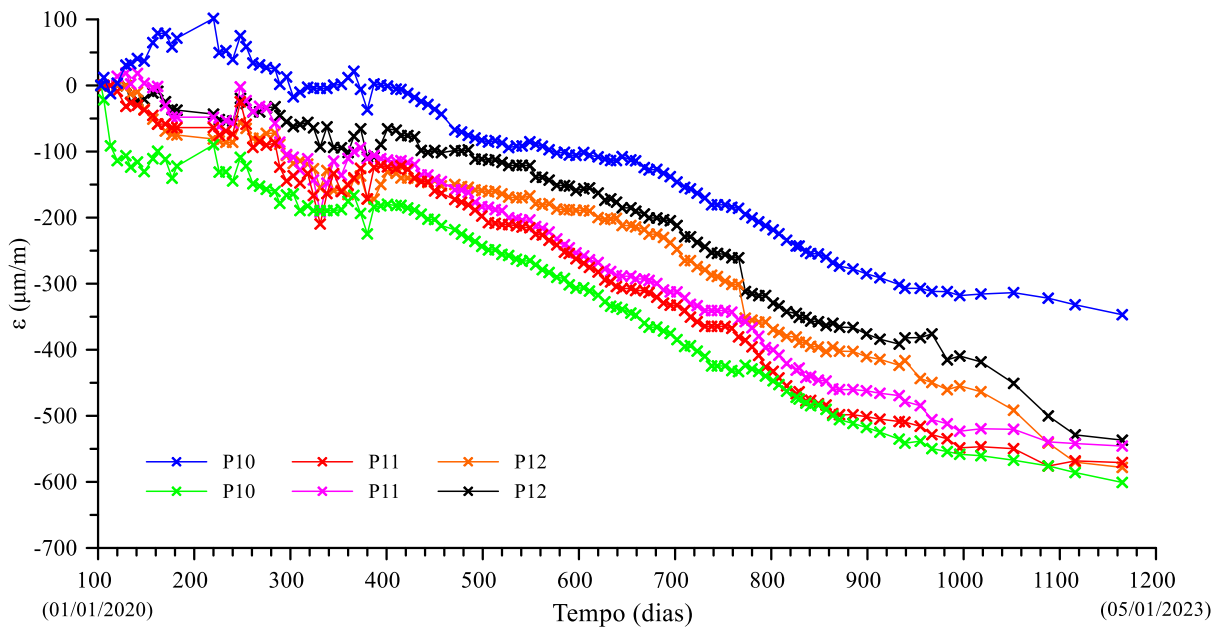


Figura B.5. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P13, P14 e P15.

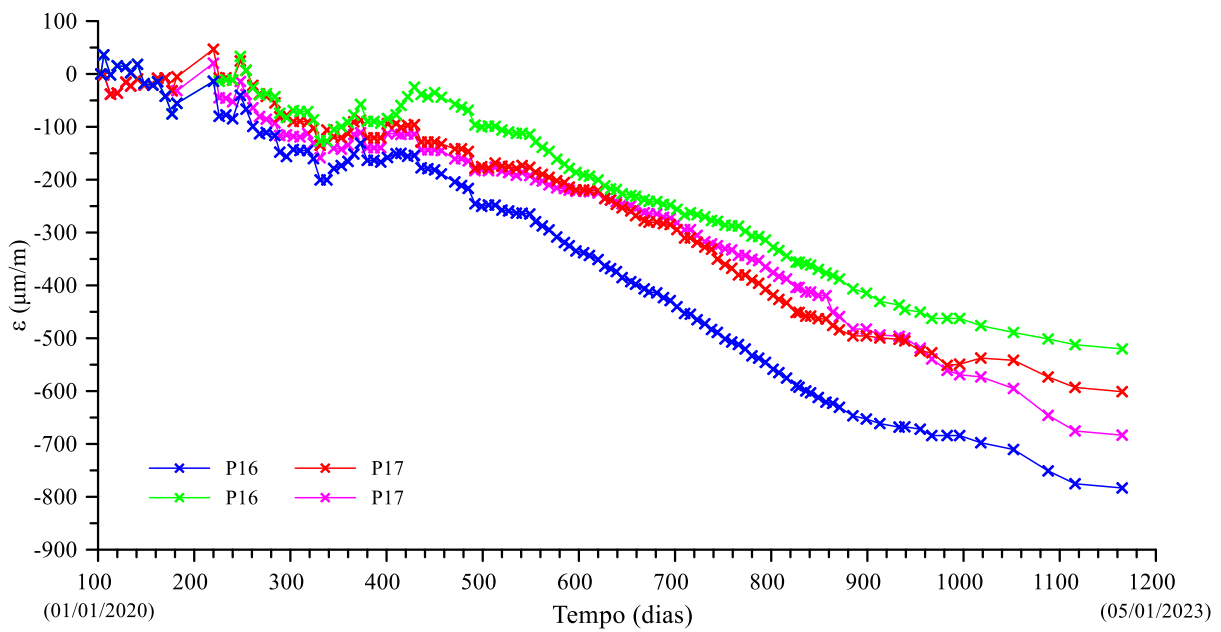


Figura B.6. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P16 e P17.

APÊNDICE C - DEFORMAÇÕES REGISTRADAS PELAS CTTs

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2024) cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a tese de Bernardes (2023).

A Tabela C.1 apresenta a variação de deformação medida em cada CTT monitorada, em cada etapa de análise considerada. Valores negativos de deformação representam compressão. As Figuras C.1 e C.2 mostram os gráficos de evolução das deformações medidas nas CTTs durante o período monitorado.

Tabela C.1. Variação da deformação medida ($\mu\epsilon$) para cada etapa considerada.

SENSOR	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7	Etapa 8	Etapa 9
CTT-1	-111,9	-123,3	-127,3	-162,6	-210,6	-223,6	-213,5	-216,0	-222,6
CTT-2	-78,8	-75,8	-81,5	-115,6	-156,9	-122,4	-158,6	-199,0	-195,0
CTT-3	-102,2	-72,3	-74,5	-74,5	-80,2	-91,4	-129,7	-121,0	-125,0
CTT-4	-111,6	-98,8	-111,0	-132,4	-117,3	-119,6	-131,3	-135,7	-138,7
CTT-5	-50,2	-59,0	-72,3	-81,4	-73,6	-110,1	-119,1	-127,3	-139,7
CTT-6	-205,6	-204,9	-134,9	-37,9	-51,4	-71,0	-33,2	-22,0	-5,0
CTT-7	-41,7	-46,0	-41,7	-64,7	-81,7	-87,0	-105,4	-254,6	-
CTT-8	-66,7	-79,1	-101,6	-117,6	-116,3	-111,7	-116,1	-134,2	-140,0
CTT-9	-70,3	-85,7	-112,3	-115,8	-115,7	-123,6	-126,4	-149,4	-151,2
CTT-10	-185,2	-155,8	-184,7	-187,2	-171,8	-162,2	-197,8	-214,6	-220,0

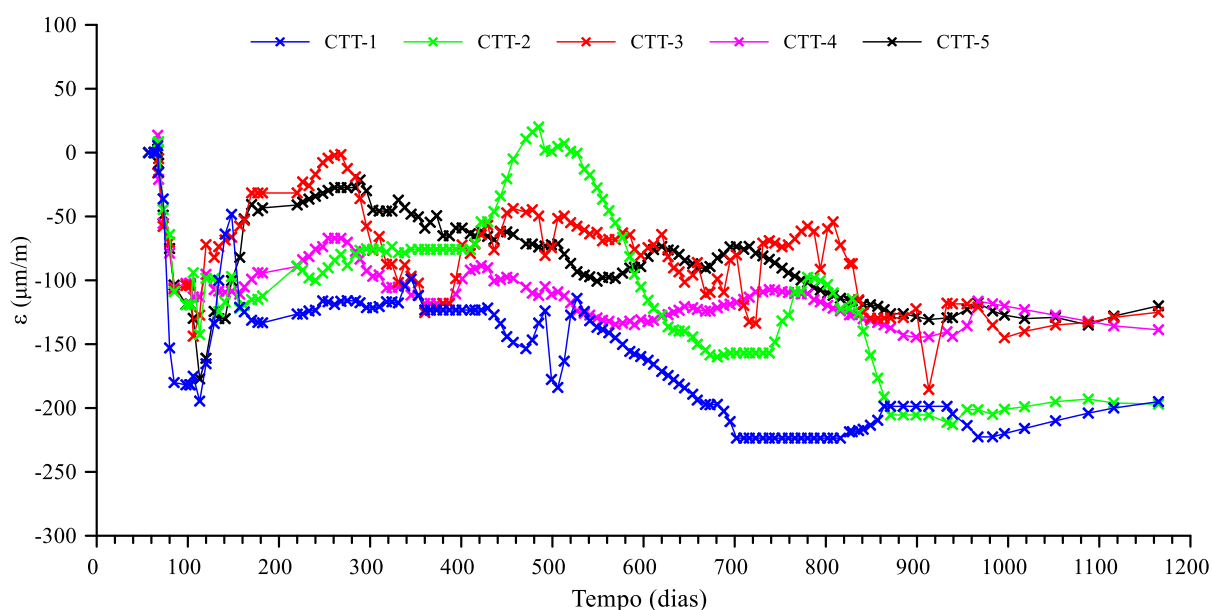


Figura C.1. Evolução das deformações medidas nas CTT-1 a CTT-5.

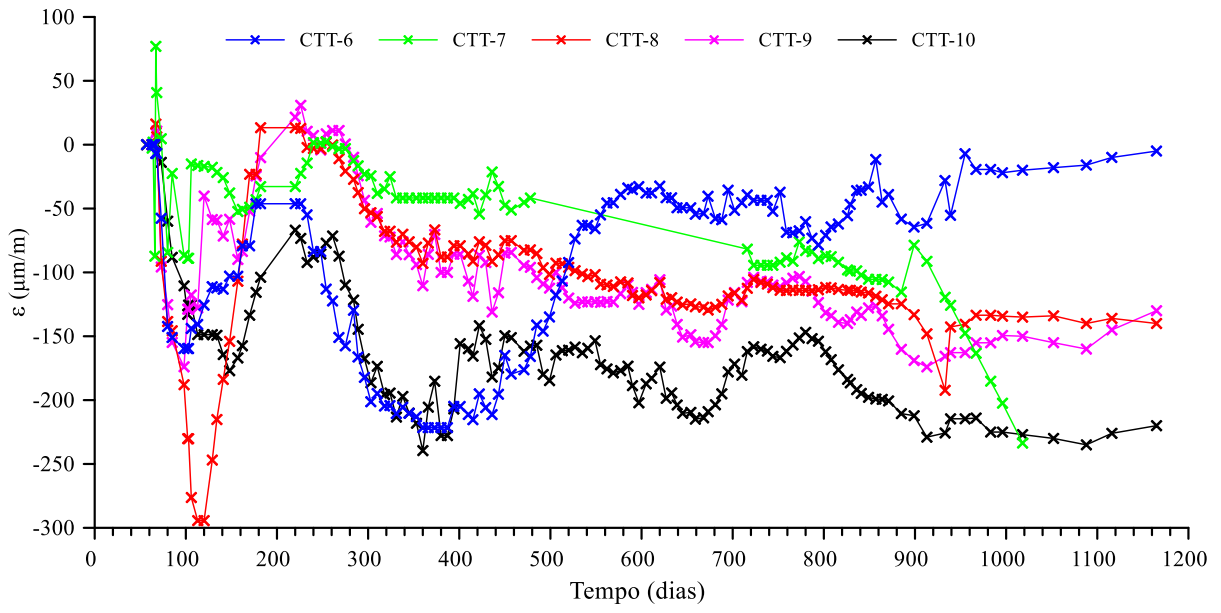


Figura C.2. Evolução das deformações medidas nas CTT-6 a CTT-10.

APÊNDICE D - ACRÉSCIMO DE CARGAS PREVISTAS

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por (Bernardes & Cruz Junior, 2024) cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a tese de (Bernardes, 2023).

As Tabelas D.1 até D.6 tem como objetivo mostrar os valores de acréscimo de carga previstos pelo projeto estrutural do edifício, para cada pilar da torre, a cada pavimento. Tais dados correspondem à condição do edifício finalizado, incluem apenas cargas permanentes, e foram utilizados para o acompanhamento do avanço da obra. Foi considerada aceleração da gravidade igual a 9,8 m/s.

Tabela D.1. Acréscimos de carga da estrutura de concreto armado (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	1.5	0.6	0.4	0.5	0.5	0.4	1.0	0.9	0.9	0.4	0.4	0.7	0.5	0.5	0.7	0.7	0.6
Cobertura	253.0	108.2	64.5	90.2	87.9	62.4	167.2	156.1	154.0	70.5	73.9	130.5	87.4	94.0	124.2	122.2	111.3
Caixa	216.5	92.6	55.2	77.2	75.2	53.4	143.1	133.6	131.8	60.3	63.2	111.7	74.8	80.5	106.3	104.6	95.3
Casa Máq.	243.6	104.2	62.1	86.8	84.7	60.1	161.0	150.3	148.3	67.9	71.1	125.7	84.2	90.6	119.6	117.7	107.2
Roof Top	406.4	173.8	103.5	144.9	141.2	100.2	268.6	250.7	247.3	113.2	118.6	209.6	140.4	151.1	199.5	196.3	178.8
Pavto. 45	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 44	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 43	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 42	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 41	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 40	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 39	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 38	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 37	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 36	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 35	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 34	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 33	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 32	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 31	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 30	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 29	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 28	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 27	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 26	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 25	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 24	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 23	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 22	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 21	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 20	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4

Pavto. 19	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 18	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 17	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 16	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 15	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 14	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 13	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 12	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 11	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 10	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 9	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 8	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 7	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 6	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 5	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 4	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 3	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 2	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 1	414.9	177.4	105.7	147.9	144.2	102.3	274.2	255.9	252.4	115.5	121.1	214.0	143.3	154.2	203.6	200.4	182.5
Mez. Técnico	619.1	264.7	157.7	220.7	215.1	152.7	409.2	381.9	376.7	172.4	180.7	319.4	213.9	230.1	303.9	299.1	272.4
Mez. Lazer	1176.4	503.0	299.6	419.3	408.8	290.1	777.4	725.6	715.8	327.6	343.4	606.8	406.4	437.2	577.4	568.3	517.6
Garagem 2	1071.2	458.0	272.8	381.8	372.2	264.1	707.9	660.7	651.8	298.3	312.7	552.6	370.1	398.1	525.7	517.5	471.3
Garagem 1	1079.9	461.7	275.1	384.9	375.3	266.3	713.7	666.1	657.1	300.7	315.2	557.0	373.1	401.4	530.0	521.7	475.1
Térreo	1457.0	623.0	371.1	519.3	506.3	359.3	962.9	898.7	886.6	405.8	425.3	751.6	503.4	541.5	715.1	703.8	641.1
Subsolo 1	1298.2	555.1	330.7	462.7	451.1	320.1	858.0	800.8	790.0	361.5	379.0	669.7	448.5	482.5	637.2	627.1	571.2
Subsolo 2	359.9	153.9	91.7	128.3	125.1	88.7	237.8	222.0	219.0	100.2	105.1	185.6	124.3	133.8	176.6	173.9	158.3
Fosso Elev.	84.3	36.1	21.5	30.1	29.3	20.8	55.7	52.0	51.3	23.5	24.6	43.5	29.1	31.3	41.4	40.7	37.1

Tabela D.2. Acréscimos de carga da alvenaria (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	26.7	11.2	9.2	12.9	12.5	8.6	19.8	23.5	23.4	10.4	10.6	15.9	12.0	12.5	15.4	15.0	14.0
Caixa	19.4	8.2	6.7	9.4	9.1	6.2	14.4	17.0	17.0	7.6	7.7	11.6	8.7	9.1	11.2	10.9	10.2
Casa Máq.	63.9	26.9	22.0	30.9	29.9	20.6	47.4	56.2	56.0	24.9	25.3	38.1	28.7	29.8	36.9	36.0	33.6
Roof Top	92.4	38.8	31.8	44.6	43.2	29.7	68.4	81.1	80.9	35.9	36.6	55.0	41.4	43.1	53.3	52.0	48.5
Pavto. 45	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 44	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 43	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 42	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 41	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 40	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 39	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 38	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 37	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 36	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 35	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 34	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 33	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8

Pavto. 32	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 31	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 30	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 29	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 28	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 27	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 26	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 25	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 24	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 23	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 22	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 21	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 20	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 19	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 18	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 17	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 16	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 15	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 14	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 13	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 12	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 11	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 10	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 9	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 8	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 7	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 6	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 5	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 4	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 3	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 2	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 1	94.3	39.6	32.5	45.5	44.1	30.3	69.8	82.8	82.6	36.7	37.4	56.2	42.3	44.0	54.4	53.1	49.6
Mez. Técnico	140.7	59.1	48.5	68.0	65.8	45.3	104.2	123.6	123.2	54.8	55.7	83.8	63.1	65.7	81.2	79.2	73.9
Mez. Lazer	267.3	112.3	92.2	129.1	125.0	86.0	198.0	234.9	234.1	104.0	105.9	159.2	119.9	124.8	154.3	150.5	140.5
Garagem 2	243.4	102.3	83.9	117.6	113.8	78.3	180.3	213.9	213.2	94.7	96.5	145.0	109.2	113.6	140.5	137.0	127.9
Garagem 1	245.4	103.1	84.6	118.5	114.7	79.0	181.7	215.6	214.9	95.5	97.2	146.2	110.1	114.5	141.7	138.1	129.0
Térreo	331.1	139.1	114.1	159.9	154.8	106.5	245.2	290.9	290.0	128.9	131.2	197.2	148.5	154.5	191.1	186.4	174.0
Subsolo 1	295.0	124.0	101.7	142.5	137.9	94.9	218.5	259.2	258.4	114.8	116.9	175.7	132.3	137.7	170.3	166.1	155.1
Subsolo 2	81.8	34.4	28.2	39.5	38.2	26.3	60.6	71.9	71.6	31.8	32.4	48.7	36.7	38.2	47.2	46.0	43.0
Fosso Elev.	19.2	8.1	6.6	9.3	9.0	6.2	14.2	16.8	16.8	7.5	7.6	11.4	8.6	8.9	11.1	10.8	10.1

Tabela D.3. Acréscimos de cargas do reboco (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	4.5	1.9	1.5	2.2	2.1	1.4	3.3	3.9	3.9	1.7	1.8	2.7	2.0	2.1	2.6	2.5	2.3
Caixa	3.2	1.4	1.1	1.6	1.5	1.0	2.4	2.8	2.8	1.3	1.3	1.9	1.5	1.5	1.9	1.8	1.7
Casa Máq.	10.7	4.5	3.7	5.1	5.0	3.4	7.9	9.4	9.3	4.1	4.2	6.3	4.8	5.0	6.2	6.0	5.6
Roof Top	15.4	6.5	5.3	7.4	7.2	5.0	11.4	13.5	13.5	6.0	6.1	9.2	6.9	7.2	8.9	8.7	8.1

Pavto. 45	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 44	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 43	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 42	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 41	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 40	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 39	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 38	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 37	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 36	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 35	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 34	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 33	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 32	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 31	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 30	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 29	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 28	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 27	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 26	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 25	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 24	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 23	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 22	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 21	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 20	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 19	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 18	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 17	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 16	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 15	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 14	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 13	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 12	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 11	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 10	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 9	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 8	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 7	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 6	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 5	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 4	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 3	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 2	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 1	15.7	6.6	5.4	7.6	7.3	5.1	11.6	13.8	13.8	6.1	6.2	9.4	7.0	7.3	9.1	8.8	8.3
Mez. Técnico	23.5	9.9	8.1	11.3	11.0	7.5	17.4	20.6	20.5	9.1	9.3	14.0	10.5	10.9	13.5	13.2	12.3
Mez. Lazer	44.6	18.7	15.4	21.5	20.8	14.3	33.0	39.1	39.0	17.3	17.7	26.5	20.0	20.8	25.7	25.1	23.4
Garagem 2	40.6	17.0	14.0	19.6	19.0	13.1	30.0	35.6	35.5	15.8	16.1	24.2	18.2	18.9	23.4	22.8	21.3
Garagem 1	40.9	17.2	14.1	19.8	19.1	13.2	30.3	35.9	35.8	15.9	16.2	24.4	18.3	19.1	23.6	23.0	21.5

Térreo	55.2	23.2	19.0	26.7	25.8	17.8	40.9	48.5	48.3	21.5	21.9	32.9	24.7	25.8	31.9	31.1	29.0
Subsolo 1	49.2	20.7	16.9	23.7	23.0	15.8	36.4	43.2	43.1	19.1	19.5	29.3	22.1	23.0	28.4	27.7	25.8
Subsolo 2	13.6	5.7	4.7	6.6	6.4	4.4	10.1	12.0	11.9	5.3	5.4	8.1	6.1	6.4	7.9	7.7	7.2
Fosso Elev.	3.2	1.3	1.1	1.5	1.5	1.0	2.4	2.8	2.8	1.2	1.3	1.9	1.4	1.5	1.8	1.8	1.7

Tabela D.4. Acréscimos de carga do contrapiso (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.4	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0.3	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Cobertura	52.6	22.1	18.1	25.4	24.6	16.9	38.9	46.2	46.0	20.5	20.8	31.3	23.6	24.5	30.3	29.6	27.6
Caixa	48.4	20.3	16.7	23.4	22.6	15.6	35.8	42.5	42.3	18.8	19.2	28.8	21.7	22.6	27.9	27.2	25.4
Casa Máq.	13.6	5.7	4.7	6.6	6.4	4.4	10.1	11.9	11.9	5.3	5.4	8.1	6.1	6.3	7.9	7.7	7.1
Roof Top	36.6	15.4	12.6	17.7	17.1	11.8	27.1	32.1	32.0	14.2	14.5	21.8	16.4	17.1	21.1	20.6	19.2
Pavto. 45	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 44	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 43	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 42	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 41	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 40	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 39	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 38	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 37	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 36	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 35	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 34	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 33	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 32	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 31	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 30	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 29	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 28	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 27	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 26	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 25	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 24	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 23	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 22	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 21	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 20	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 19	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 18	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 17	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 16	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 15	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 14	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 13	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 12	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 11	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 10	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2

Pavto. 9	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 8	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 7	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 6	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 5	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 4	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 3	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 2	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 1	37.3	15.7	12.9	18.0	17.4	12.0	27.6	32.8	32.7	14.5	14.8	22.2	16.7	17.4	21.5	21.0	19.6
Mez. Técnico	55.7	23.4	19.2	26.9	26.0	17.9	41.2	48.9	48.8	21.7	22.1	33.2	25.0	26.0	32.1	31.3	29.3
Mez. Lazer	105.8	44.5	36.5	51.1	49.5	34.0	78.3	92.9	92.7	41.2	41.9	63.0	47.4	49.4	61.1	59.6	55.6
Garagem 2	96.3	40.5	33.2	46.5	45.0	31.0	71.3	84.6	84.4	37.5	38.2	57.4	43.2	45.0	55.6	54.2	50.6
Garagem 1	97.1	40.8	33.5	46.9	45.4	31.2	71.9	85.3	85.1	37.8	38.5	57.8	43.6	45.3	56.1	54.7	51.0
Térreo	131.0	55.1	45.2	63.3	61.3	42.2	97.0	115.1	114.8	51.0	51.9	78.0	58.8	61.2	75.6	73.8	68.9
Subsolo 1	116.8	49.1	40.2	56.4	54.6	37.6	86.5	102.6	102.3	45.4	46.3	69.5	52.4	54.5	67.4	65.7	61.4
Subsolo 2	32.4	13.6	11.2	15.6	15.1	10.4	24.0	28.4	28.3	12.6	12.8	19.3	14.5	15.1	18.7	18.2	17.0
Fosso Elev.	7.6	3.2	2.6	3.7	3.5	2.4	5.6	6.7	6.6	3.0	3.0	4.5	3.4	3.5	4.4	4.3	4.0

Tabela D.5. Acréscimos de carga do piso / revestimento (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	10.7	4.5	3.7	5.2	5.0	3.5	7.9	9.4	9.4	4.2	4.3	6.4	4.8	5.0	6.2	6.0	5.6
Caixa	9.9	4.1	3.4	4.8	4.6	3.2	7.3	8.7	8.6	3.8	3.9	5.9	4.4	4.6	5.7	5.6	5.2
Casa Máq.	2.8	1.2	1.0	1.3	1.3	0.9	2.1	2.4	2.4	1.1	1.1	1.7	1.2	1.3	1.6	1.6	1.5
Roof Top	7.5	3.1	2.6	3.6	3.5	2.4	5.5	6.6	6.5	2.9	3.0	4.4	3.3	3.5	4.3	4.2	3.9
Pavto. 45	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 44	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 43	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 42	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 41	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 40	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 39	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 38	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 37	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 36	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 35	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 34	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 33	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 32	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 31	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 30	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 29	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 28	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 27	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 26	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 25	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 24	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 23	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6

Pavto. 22	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 21	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 20	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 19	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 18	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 17	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 16	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 15	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 14	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 13	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 12	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 11	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 10	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 9	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 8	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 7	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 6	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 5	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 4	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 3	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 2	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 1	7.6	3.2	2.6	3.7	3.6	2.5	5.6	6.7	6.7	3.0	3.0	4.5	3.4	3.6	4.4	4.3	4.0
Mez. Técnico	11.4	4.8	3.9	5.5	5.3	3.7	8.4	10.0	10.0	4.4	4.5	6.8	5.1	5.3	6.6	6.4	6.0
Mez. Lazer	21.6	9.1	7.4	10.4	10.1	6.9	16.0	19.0	18.9	8.4	8.6	12.9	9.7	10.1	12.5	12.2	11.4
Garagem 2	19.7	8.3	6.8	9.5	9.2	6.3	14.6	17.3	17.2	7.7	7.8	11.7	8.8	9.2	11.4	11.1	10.3
Garagem 1	19.8	8.3	6.8	9.6	9.3	6.4	14.7	17.4	17.4	7.7	7.9	11.8	8.9	9.3	11.4	11.2	10.4
Térreo	26.8	11.2	9.2	12.9	12.5	8.6	19.8	23.5	23.4	10.4	10.6	15.9	12.0	12.5	15.4	15.1	14.1
Subsolo 1	23.8	10.0	8.2	11.5	11.1	7.7	17.7	20.9	20.9	9.3	9.4	14.2	10.7	11.1	13.8	13.4	12.5
Subsolo 2	6.6	2.8	2.3	3.2	3.1	2.1	4.9	5.8	5.8	2.6	2.6	3.9	3.0	3.1	3.8	3.7	3.5
Fosso Elev.	1.5	0.7	0.5	0.7	0.7	0.5	1.1	1.4	1.4	0.6	0.6	0.9	0.7	0.7	0.9	0.9	0.8

Tabela D.6. Totais de carga prevista em cada pilar, por serviço finalizado (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Estrutura	25393	10858	6468	9050	8824	6261	16782	15663	15451	7072	7412	13099	8773	9438	12463	12267	11172
Alvenaria	5719	2403	1971	2762	2673	1840	4235	5024	5008	2226	2266	3406	2565	2669	3301	3219	3005
Reboco	953	400	329	460	446	307	706	837	835	371	378	568	427	445	550	536	501
Contrapiso	2334	981	805	1127	1091	751	1729	2051	2044	908	925	1390	1047	1090	1347	1314	1227
Piso / Revestimento	477	200	164	230	223	153	353	419	417	185	189	284	214	222	275	268	250
Total	34876	14842	9736	13630	13257	9312	23804	23994	23756	10762	11169	18746	13025	13864	17936	17604	16156

APÊNDICE E - ORIENTAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS BASEADOS NA INSTRUMENTAÇÃO DE EDIFÍCIOS

A instrumentação de grandes estruturas de concreto armado é um serviço que demanda, além de conhecimento técnico, muitas habilidades complementares necessárias para enfrentar os desafios logísticos encontrados durante as etapas de instalação e leitura dos instrumentos. Mediante os conhecimentos obtidos no decorrer da tese, foi possível estabelecer uma série de orientações voltadas para engenheiros que visem implementar um programa de instrumentação de deformações em estruturas de concreto armado.

A compra de sensores prontos para a medição de deformações, confeccionados e calibrados, prontos para a instalação, se mostrou inviável no presente trabalho. O custo de aquisição de um sensor pronto é bastante elevado, em torno de 5 a 10 vezes o preço de custo (considerando sensores confeccionados pelos próprios pesquisadores, no laboratório das universidades e excluindo os custos referentes à de mão de obra e à utilização das prensas dos laboratórios, para calibração).

No entanto, ao mesmo tempo que a confecção dos próprios instrumentos é capaz de viabilizar financeiramente a implementação do programa experimental, tal atividade requer muito planejamento, “*expertise*” e tempo para confecção e calibração dos sensores. Com relação a este tema, dois aspectos merecem destaque:

1. A coorientação / participação de um membro com experiência na montagem, calibração, instalação e monitoramento dos instrumentos é essencial para o sucesso do trabalho, especialmente em obras de grande porte.

2. Recomenda-se o término das etapas de montagem e calibração dos instrumentos ao menos 30 dias antes do início dos serviços da obra. Ademais, é necessária grande disponibilidade do pesquisador e boa comunicação com os engenheiros de obra. Afinal, o relacionamento entre o pesquisador e o responsável pela construção do edifício é peça chave para o sucesso de pesquisas em obras reais. Na presente tese todo o processo de confecção, calibração, instalação e monitoramento dos instrumentos foi realizado por duas pessoas (o autor da presente tese e o Prof. Heitor Cardoso Bernardes, que é coautor dos dados coletados e cuja tese está defendida e publicada).

Com relação à interpretação e tratamento dos dados de deformação, a fluência do concreto se mostrou como o maior aspecto complicador para o cálculo das cargas reais atuantes nas estacas e pilares. Com relação a esse tema, recomenda-se a adoção de duas medidas:

1. Instalar células de carga que contemplem toda a seção transversal do elemento instrumentado, em ao menos 10% dos pilares e estacas instrumentadas. Apesar do maior custo e da dificuldade de instalação, tal medida seria justificada pela possibilidade de calibrar, “in loco”, os valores de deformação por fluência atuantes nas seções de concreto armado.

2. Realizar ensaios de fluência em pilaretes de concreto armado, concretados com o mesmo concreto da estrutura e possuindo a mesma taxa de aço. Tais ensaios permitiriam complementar os dados sobre a fluência do concreto, obtidos no item anterior. Assim, permite-se a validação e calibração apropriadas do modelo de fluência a ser utilizado na interpretação dos valores de deformação medidos nos elementos.

Após os 900 dias, alguns sensores começaram a apresentar instabilidade nas leituras. Visando associar a elevada confiabilidade e durabilidade nas leituras de longo prazo, recomenda-se associar a utilização de “*strain-gauges*” de cordas vibrantes aos extensômetros elétrico-resistivos (utilizados na presente tese).

Finalmente, sendo as leituras realizadas semanalmente, é essencial que durante a etapa de instalação dos instrumentos seja feito o planejamento adequado do comprimento dos cabos dos sensores, de modo que sejam suficientes para que os conectores fiquem todos em um mesmo local, de fácil acesso e protegido das intempéries.

APÊNDICE F - AVISOS SOBRE A COLETA E A INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

A presente tese fez a coleta e a interpretação de dados de deformação dos pilares, estacas e células de tensão total de um edifício real em Goiânia-GO, cujas informações relacionadas às especificações de montagem, calibração e instalação dos instrumentos estão descritas neste documento.

Ressalta-se que os dados aqui apresentados são parte de um estudo científico, inédito no país, do qual fazem parte diversas premissas e simplificações, expostas e discutidas ao longo da presente tese. Desta forma, os resultados divulgados não devem ser utilizados como referência ou material de apoio em disputas judiciais envolvendo quaisquer problemas ou danos ocorridos na estrutura e fundação do edifício, especialmente aqueles ocorridos após o término do monitoramento dos sensores, que foi finalizado da data de 09 de fevereiro de 2023.

Cabe lembrar que outra tese de doutorado também foi construída a partir deste conjunto de dados, produzida por Bernardes (2023) com foco e análise em outros parâmetros e comportamentos diferentes dos abordados nesse texto.

APÊNDICE G – MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES DE RECALQUES

Neste apêndice é descrito o método utilizado para a determinação matemática dos volumes de recalque, inicialmente para cada uma das vinte e quatro etapas de monitoramento de recalques para caracterizar o ponto de compensação, e posteriormente para cada uma das nove etapas de análise definidas para verificação do comportamento da compensação tanto a partir dos recalques lineares nos pilares com dados experimentais quanto com resultados numéricos de recalques lineares obtidos com o Plaxis 3D.

Para determinar os volumes de recalques foi necessário criar superfícies contínuas a partir de dados discretos (recalques em cada pilar), e depois integrar essa superfície em relação a um plano de referência. Deve-se essencialmente buscar transformar um conjunto de medições pontuais em uma representação contínua e suave. Esse processo pode envolver técnicas de interpolação, ajuste de superfícies e/ou modelagem estatística. Diversos métodos podem ser mencionados, como as interpolações lineares e bilineares, as superfícies de krigagem (*Kringing*), método de polinômios múltiplos, *spline* bivariado, dentre outras.

Nesta tese, a aproximação dos dados discretos para superfícies, foram realizadas com o método de ajuste de curvas ("*curve fitting*") no *software* MATLAB (The MathWorks Inc, 2018), que foi estendido para ajuste de superfícies, permitindo criar uma superfície contínua a partir de dados discretos. Assim o método de polinômios múltiplos, foi utilizado para modelar uma relação entre variáveis independentes em um sistema tridimensional, como desejado no caso de estudo para recalques sob radier.

Como primeiro passo, a geometria do radier foi representada como mostrado na Figura G.1, a partir dos seus vértices, de acordo com os valores constantes na Tabela G.1. Foi adotado a mesma origem do sistema de coordenadas da planta de cargas do projeto estrutural e, por convenção, a ordem dos pontos foi definida a partir do canto inferior esquerdo (próximo à origem), percorrendo a geometria em sentido horário. O plano formado por esses pontos, para um recalque nulo, é considerado como plano de referência para a integração da superfície ajustada em cada etapa.

A superfície de recalque construída para cada etapa foi delimitada pela geometria apresentada na Figura G.1 (dentro do Radier), e utilizando os dados discretos experimentais de recalques distribuídos na superfície de área do radier. A Figura G.2 apresenta o sistema de coordenadas dos pontos de leitura de recalque linear dos pilares (P1 a P17) distribuídas sobre o radier, e a Tabela G.2 apresenta as respectivas coordenadas desses pontos.

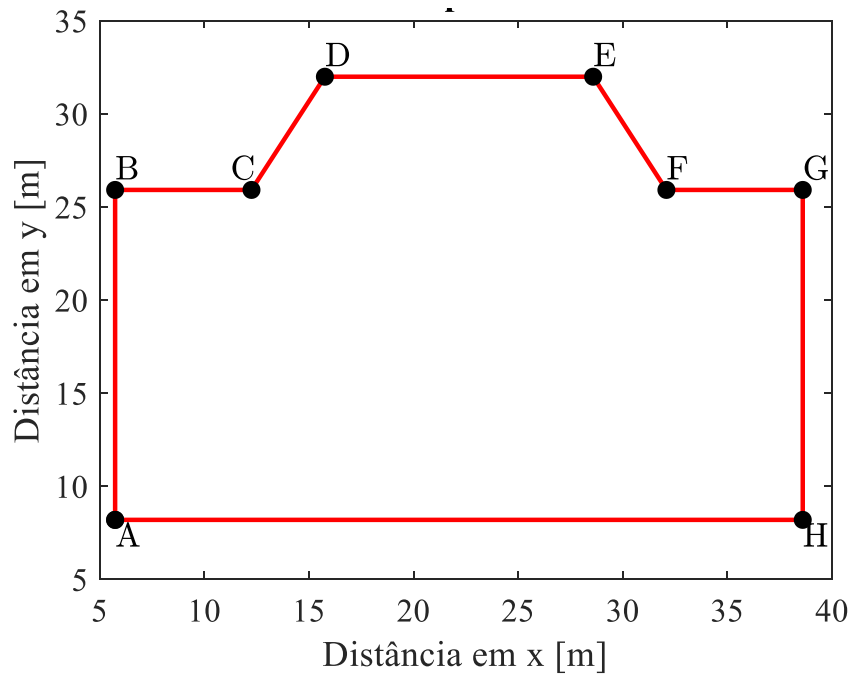


Figura G.1. Geometria do radier.

Tabela G.1. Coordenadas dos vértices que definem a geometria do radier.

Ponto	x [m]	y [m]
A	5,7409	8,1819
B	5,7409	25,9019
C	12,2568	25,9019
D	15,7651	31,9819
E	28,5850	31,9819
F	32,0850	25,9019
G	38,6009	25,9019
H	38,6009	8,1819

Nesses pontos indicados, através do monitoramento dos recalques, foram registrados os valores de deslocamentos ao longo de 24 etapas em um período de até 1235 dias, conforme discutido no subitem 3.3.5 desta tese, e os resultados estão apresentados na Tabela 3.13. Esses valores de recalque foram os dados discretos experimentais utilizados para modelar as superfícies de recalque. De modo similar, também foi utilizado os dados experimentais das nove etapas de análise do subitem 4.1.3.4 para determinação do volume e da superfície de recalques experimental (Figuras 4.33, 4.35 e 4.38 (a), (c), (e) e (g)), e dos dados de recalques lineares do radier para determinação dos volumes de recalques numéricos em cada uma das nove etapas de análise.

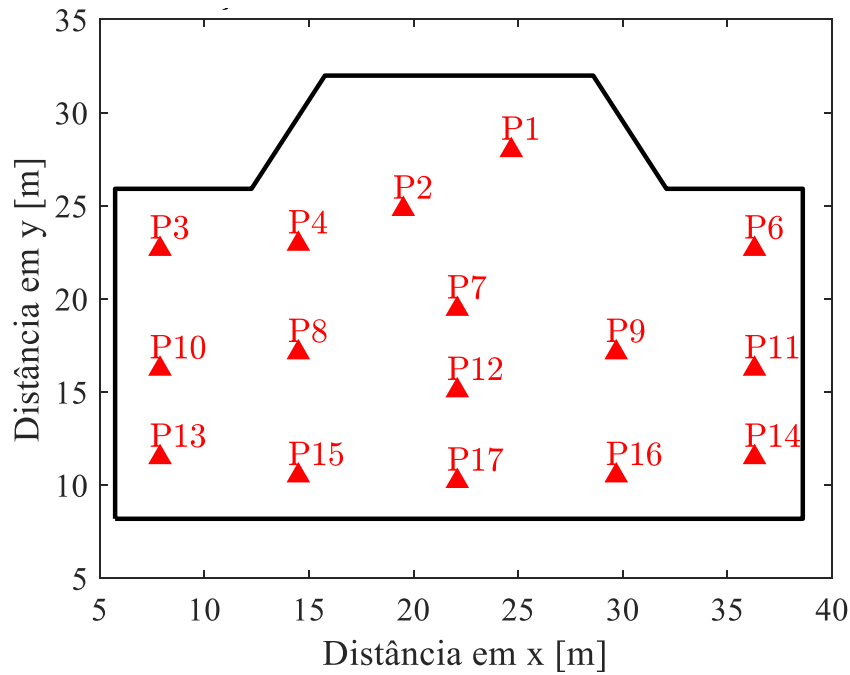


Figura G.2. Geometria do radier com a localização dos pilares de coleta de recalque linear.

Uma vez definida a geometria do problema e os dados discretos a serem utilizados, o problema foi modelado com o MATLAB (The MathWorks Inc, 2018), em 3D, com o ajuste de superfícies ("*surface fitting*"), utilizado para ajustar uma função contínua $f(x, y)$ a partir de um conjunto de dados discretos, onde x e y são variáveis independentes, e z é a variável dependente correspondente.

A equação G.1 mostra uma formulação geral para o ajuste de uma superfície polinomial de grau n , pode ser expressa como:

$$z = f(x, y) = \sum_{i=0}^n \sum_{j=0}^n c_{ij} x^i y^j \quad (\text{G.1})$$

Onde c_{ij} são os coeficientes a serem determinados pelo ajuste da superfície. Esses coeficientes foram determinados pelo método dos mínimos quadrados, que reduz a soma dos erros quadráticos entre os valores observados z_i e os valores preditos pela função $f(x, y)$. Após realizar o ajuste, foi possível visualizar a superfície ajustada, e obter os coeficientes que compõem as expressões matemáticas. Para o caso estudado, foi utilizado o modelo polinomial, com três graus em x , e três graus em y , como mostra equação G.2.

$$z = f(x, y) = c_{00} + c_{10}x + c_{01}y + c_{20}x^2 + c_{11}xy + c_{02}y^2 + c_{30}x^3 + c_{21}x^2y + c_{12}xy^2 + c_{03}y^3 \quad (\text{G.2})$$

Os coeficientes c_{ij} foram determinados durante o processo de ajuste e influenciaram diretamente a forma da superfície modelada. O coeficiente c_{00} representa o valor da variável dependente z quando $x = 0$ e $y = 0$. Em outras palavras, é o ponto de interseção da superfície

com o plano z , ou seja, onde não há influência das variáveis x e y . Já os coeficientes lineares c_{10} e c_{01} estão associados aos termos x e y , que descrevem a variação linear da variável dependente, onde o valor desses coeficientes indica a taxa de variação de z com o aumento de x ou y (ou seja, as inclinações nessas direções, assim maiores valores de magnitude nas comparações de superfície para esses coeficientes indicam maior significância da inclinação da respectiva direção).

Tabela G.2. Coordenadas dos pontos de leitura de recalque dentro do radier.

Pilar	x [m]	y [m]
P1	24,6710	27,9719
P2	19,5110	24,8094
P3	7,8860	22,6669
P4	14,4960	22,9419
P6	36,2960	22,6669
P7	22,0910	19,4469
P8	14,4960	17,1119
P9	29,6860	17,1119
P10	7,8860	16,2319
P11	36,2960	16,2319
P12	22,0910	15,0719
P13	7,8860	11,4819
P14	36,2960	11,4819
P15	14,4960	10,5019
P16	29,6860	10,5019
P17	22,0910	10,2019

Já os coeficientes que acompanham os termos quadráticos, c_{20} e c_{02} , introduzem a curvatura na superfície, assim um coeficiente quadrático positivo indica uma curvatura "em forma de vale", enquanto um coeficiente negativo indica uma curvatura "em forma de montanha". Já o coeficiente c_{11} que acompanha xy reflete a interação entre as variáveis independentes, influenciando a inclinação da superfície conforme ambas as variáveis mudam simultaneamente.

Os demais coeficientes cúbicos e de combinatória, c_{30} , c_{21} , c_{12} e c_{03} , descrevem variações mais complexas na superfície, introduzindo assimetrias e padrões não lineares mais

pronunciados, esses termos podem representar padrões como mudanças bruscas na direção da inclinação da superfície e são especialmente importantes para capturar comportamentos mais complexos nos dados, que muitas das vezes são difíceis de serem captados de forma fácil por seu sinal ou amplitude do coeficiente.

Ao obter para cada uma das etapas de recalque, a respectiva superfície através do *curve fitting* do MATLAB (The MathWorks Inc, 2018), também foi determinado em cada ajuste um coeficiente de determinação (R^2), essencial para avaliar a qualidade do ajuste da superfície aos dados discretos, sendo uma das métricas mais comuns para a avaliação do ajuste e mede a proporção da variância calculada pelo modelo ajustado em relação à variância total dos dados, como descrito pela equação G.3.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (z_i - \hat{z}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z})^2} \quad (G.3)$$

Onde z_i são os valores observados, \hat{z}_i são os valores ajustados pelo modelo, e \bar{z} é a média dos valores observados.

O valor de R^2 varia de 0 a 1, onde 1 indica que o modelo ajustado explica perfeitamente os dados observados, enquanto 0 indica que o modelo não tem capacidade de explicar a variância nos dados, usualmente valores acima de 0,70 são considerados bons, e acima de 0,90 são excelentes. Além do R^2 , é comum utilizar outras métricas, como o erro quadrático médio e/ou erro absoluto médio, que fornecem uma medida direta da precisão do ajuste em termos absolutos.

A Tabela G.3 apresenta para todas as etapas de monitoramento de recalques os coeficientes que compõem correspondentemente a equação de cada superfície de recalque, em conjunto com a indicação do coeficiente de determinação (R^2). Cada superfície de recalque determinada pela solução numérica obtida pelo MATLAB (The MathWorks Inc, 2018) pode ser representada na forma de uma superfície de recalques, como mostram as Figura G.3 a G.24, como por exemplo, mostra a Figura 4.3 para a etapa 22 de monitoramento de recalques, em 14/09/2022, onde foi obtido o maior valor de R^2 e, portanto, deve ser a superfície dentre todas as etapas que melhor representa a sua bacia de recalques correspondente.

Tabela G.3. Coeficientes da função polinomial definida para a superfície de recalque.

Data	Nº etapa	c_{00}	c_{10}	c_{01}	c_{20}	c_{11}	c_{02}	c_{30}	c_{21}	c_{12}	c_{03}	R ²
03/09/2020	Etapa 2	1,37E-02	1,50E-04	-1,45E-03	-2,73E-05	2,20E-05	6,60E-05	6,73E-07	-1,05E-06	8,28E-07	-1,54E-06	0,704
02/10/2020	Etapa 3	6,35E-03	3,68E-04	-3,82E-04	-3,41E-05	1,64E-05	9,53E-06	7,10E-07	-8,46E-07	7,22E-07	-5,16E-07	0,648
09/11/2020	Etapa 4	-2,42E-03	8,42E-04	6,74E-04	-4,95E-05	-4,09E-06	-3,57E-05	9,16E-07	-7,70E-07	1,21E-06	5,52E-08	0,708
10/12/2020	Etapa 5	-2,42E-03	8,42E-04	6,74E-04	-4,95E-05	-4,09E-06	-3,57E-05	9,16E-07	-7,70E-07	1,21E-06	5,52E-08	0,708
08/01/2021	Etapa 6	-1,07E-02	8,49E-04	2,09E-03	-3,82E-05	-2,55E-05	-1,03E-04	7,00E-07	-6,85E-07	1,71E-06	1,08E-06	0,699
17/02/2021	Etapa 7	-2,14E-03	4,35E-04	7,79E-04	-1,99E-05	-1,64E-05	-2,30E-05	5,13E-07	-1,18E-06	2,13E-06	2,13E-06	0,846
07/04/2021	Etapa 8	-3,23E-03	3,55E-04	1,09E-03	-1,19E-05	-1,71E-05	-4,53E-05	3,33E-07	-1,03E-06	1,94E-06	-1,50E-07	0,962
10/05/2021	Etapa 9	-3,23E-03	3,55E-04	1,09E-03	-1,19E-05	-1,71E-05	-4,53E-05	3,33E-07	-1,03E-06	1,94E-06	-1,50E-07	0,962
10/06/2021	Etapa 10	-1,67E-02	1,12E-03	2,86E-03	-3,74E-05	-5,35E-05	-1,24E-04	6,69E-07	-8,33E-07	2,78E-06	9,03E-07	0,961
16/07/2021	Etapa 11	-1,94E-02	2,57E-03	2,23E-03	-1,17E-04	-3,16E-02	-1,00E-04	1,75E-03	-6,05E-07	1,71E-06	8,95E-04	0,910
20/09/2021	Etapa 12	-3,80E-02	2,59E-03	5,73E-03	-9,85E-02	-7,04E-02	-2,77E-04	1,27E-03	-7,75E-05	2,38E-03	3,69E-03	0,941
25/10/2021	Etapa 13	-5,56E-02	3,74E-03	7,76E-03	-1,45E-04	-9,32E-05	-3,77E-04	1,82E-06	4,32E-04	2,31E-03	5,50E-03	0,938
18/11/2021	Etapa 15	-3,61E-02	1,78E-03	6,58E-03	-7,65E-02	-3,01E-02	-3,48E-04	1,10E-03	-6,42E-04	1,98E-03	5,08E-03	0,973
09/12/2021	Etapa 16	-3,35E-02	1,82E-03	6,27E-03	-7,49E-02	-3,93E-02	-3,27E-04	1,04E-03	-4,22E-04	2,01E-03	4,70E-03	0,960
20/01/2022	Etapa 17	-1,41E-02	5,03E-04	4,66E-03	-2,39E-02	3,09E-03	-2,49E-04	4,97E-04	-1,60E-03	2,21E-06	3,14E-06	0,962
22/02/2022	Etapa 18	-3,46E-02	2,10E-03	7,06E-03	-6,79E-02	-8,12E-02	-3,37E-04	9,17E-04	-6,62E-04	3,56E-03	4,12E-03	0,970
14/03/2022	Etapa 19	-2,10E-02	1,35E-03	5,65E-03	-6,60E-02	9,33E-04	-3,08E-04	9,53E-04	-8,75E-04	1,51E-03	4,41E-03	0,955
13/05/2022	Etapa 20	-2,32E-02	1,64E-03	6,04E-03	-7,09E-05	-2,15E-02	-3,22E-04	9,37E-04	-5,60E-04	1,74E-03	4,64E-03	0,949
12/08/2022	Etapa 21	-2,54E-02	1,32E-03	6,69E-03	-5,29E-05	-3,05E-02	-3,39E-04	6,89E-04	-7,06E-04	2,29E-03	4,49E-03	0,974
14/09/2022	Etapa 22	-3,57E-02	2,12E-03	7,81E-03	-7,83E-02	-6,99E-02	-3,83E-04	1,16E-06	-8,29E-04	3,41E-03	4,95E-03	0,987
09/11/2022	Etapa 23	-2,45E-02	1,18E-03	7,02E-03	-4,72E-02	-4,76E-05	-3,45E-04	8,67E-04	-1,37E-06	3,50E-03	4,15E-03	0,977
09/02/2023	Etapa 24	-2,51E-03	5,84E-03	4,07E-03	-9,36E-03	1,72E-02	-2,08E-04	3,46E-04	-1,79E-03	2,10E-03	2,10E-03	0,964

Uma vez determinadas as superfícies de recalque para cada uma das etapas de análise, faz-se necessário descrever como foram obtidos os valores de volume de recalque. Para tal, recorreu-se ao conceito do cálculo de integral sob uma superfície para dar um valor quantitativo.

O volume de recalque representa o deslocamento vertical cumulativo do solo sob uma estrutura em uma determinada área. Esse volume corresponde ao espaço "perdido" devido ao recalque da fundação em relação à sua posição original, plano $xoy=0$. Matematicamente, o volume de recalque pode ser entendido como a integral da função de superfície de recalque sobre a área da fundação, o que oferece uma aproximação contínua e mais precisa do fenômeno. A área da fundação é descrita pela geometria na Figura G.1, enquanto que a função de recalque é justamente a superfície obtida com os dados discretos como já descrito (equação G.2). Para uma expressão representativa, o volume de recalque é resultado da dupla integral em relação aos comprimentos no sentido x e y , sob uma superfície de recalque $f(x,y)$, mostrada na equação G.4.

$$V = \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} f(x,y) dx dy \quad (G.4)$$

Devido a geometria do radier (Figura G.1), o volume foi obtido como o somatório de integrais, para limitar os intervalos de integração à área em relação a direção x , e y , em um retângulo principal (ABGH) e a um trapézio (CDEF), onde o trapézio ainda foi dividido em dois triângulos e um retângulo secundário. Assim para os dois retângulos os limites de integração foram constantes (conforme coordenadas Tabela G.1), ao passo que para os dois triângulos, que constam os chanfros (pontos CD e EF na Figura G.1), os limites de integração foram influenciados pela variação dos pontos de vértice, que foram determinados pelas equações G.5 para o chanfro CD e equação G.6 para o chanfro EF.

$$R_1 = f(x) = 1.7330824924463x + 4.6598545065846 \quad (G.5)$$

$$R_2 = f(x) = -1.7371428571429x + 81.6381285714286 \quad (G.6)$$

Assim o volume de recalques em cada etapa de monitoramento de recalques pode ser escrito como a somatória de quatro integrais, e a expressão final para cálculo de volume aplicada à equação da superfície de recalque é escrita pela equação G.7.

$$V = \int_{5,7409}^{38,6009} \int_{8,1819}^{25,9019} f(x,y) dx dy + \int_{15,7651}^{28,5850} \int_{25,9019}^{31,9819} f(x,y) dx dy + \int_{12,2568}^{15,7651} \int_{25,9019}^{R_1} f(x,y) dx dy + \int_{28,5850}^{32,0850} \int_{25,9019}^{R_2} f(x,y) dx dy \quad (G.7)$$

O primeiro termo é o retângulo principal, o segundo termo é o retângulo central do trapézio excluindo as regiões triangulares adjacentes, o terceiro termo é o triângulo do lado esquerdo na geometria, e o quarto termo é o triângulo do lado direito do trapézio.

Neste apêndice são mostradas as Figuras G.3 a G.24, que representam as superfícies de recalque determinadas numericamente para cada uma das etapas de recalque monitorado da Tabela G.3.

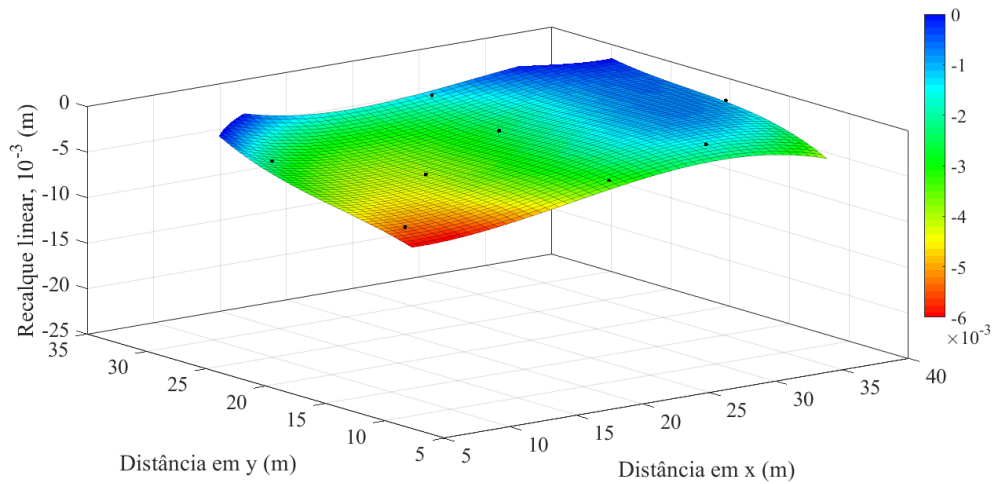


Figura G.3. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 2 de monitoramento.

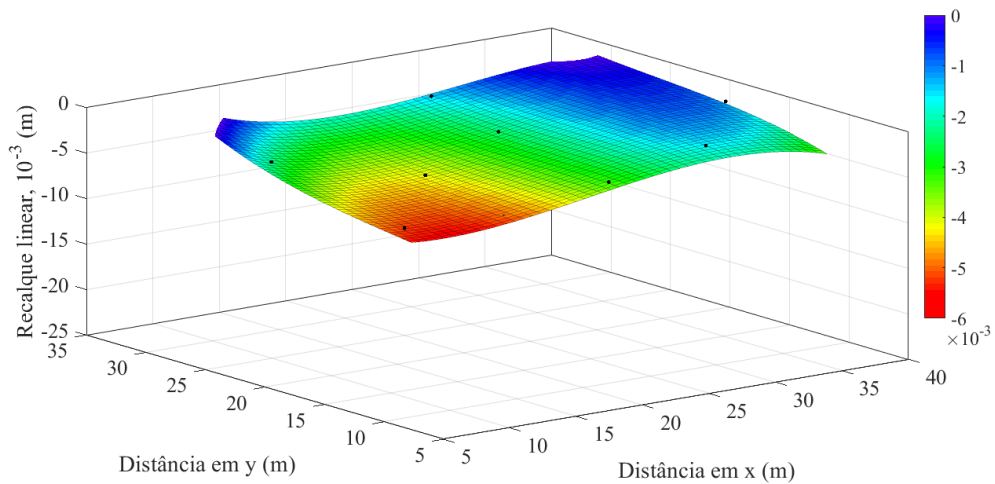


Figura G.4. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 3 de monitoramento.

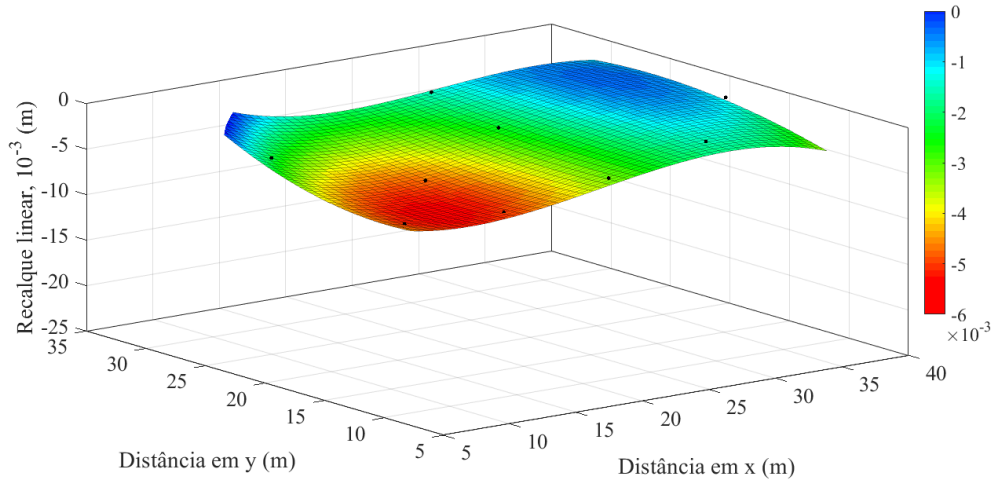


Figura G.5. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 4 de monitoramento.

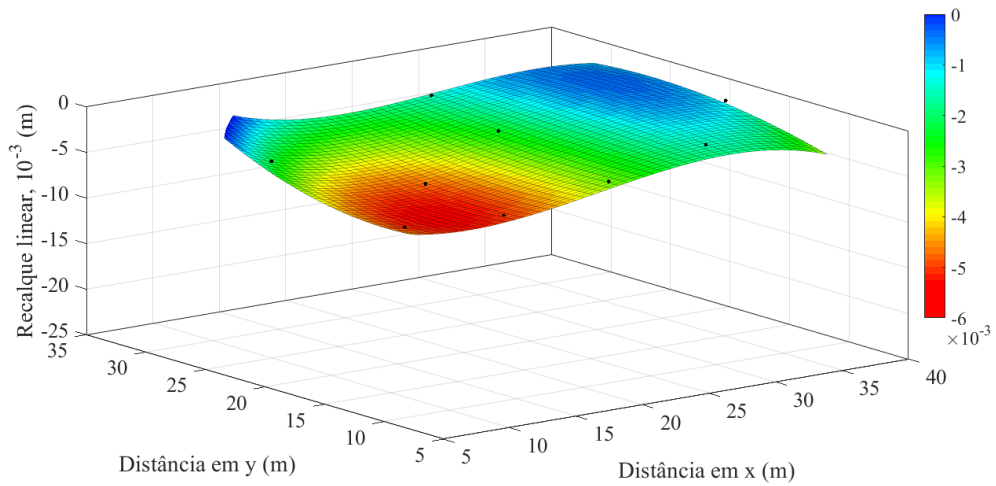


Figura G.6. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 5 de monitoramento.

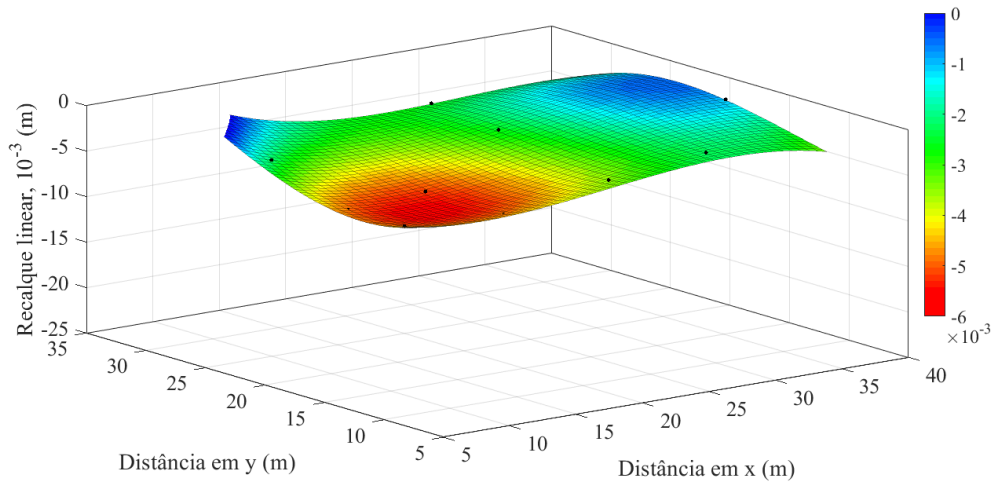


Figura G.7. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 6 de monitoramento.

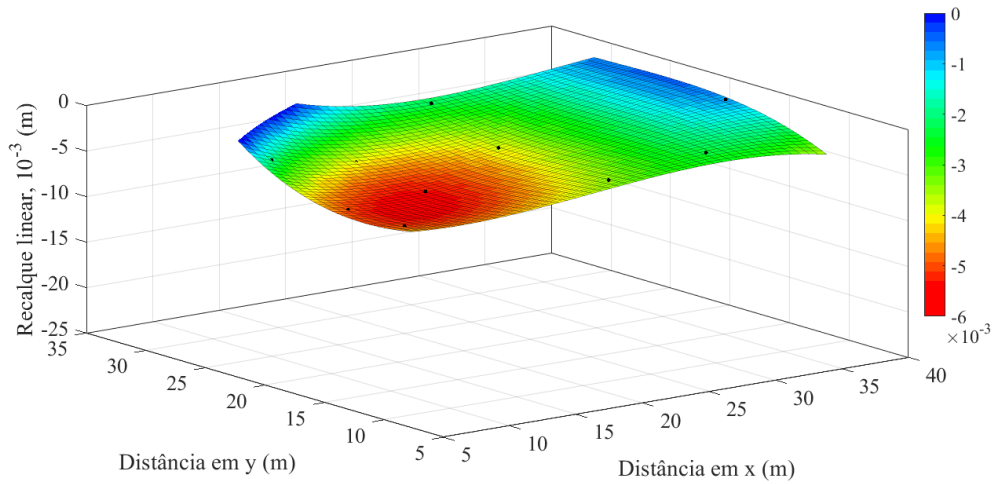


Figura G.8. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 7 de monitoramento.

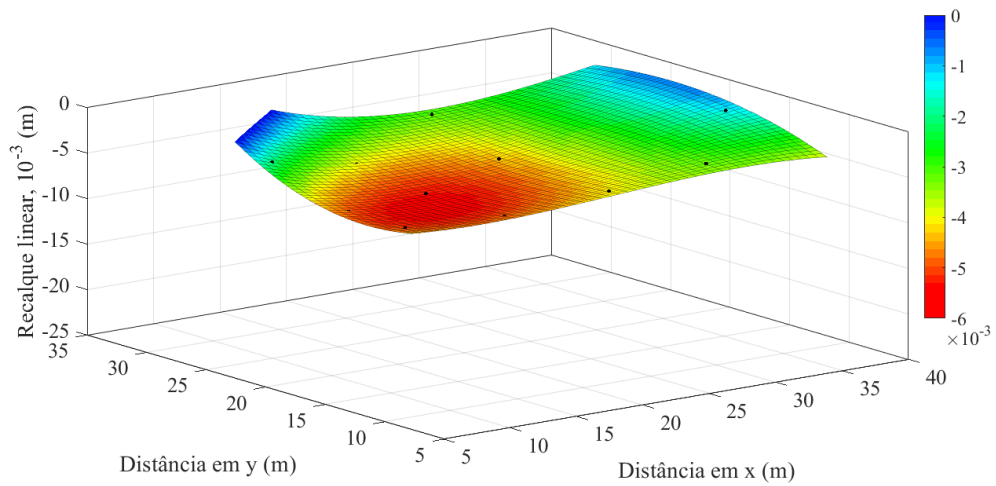


Figura G.9. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 8 de monitoramento.

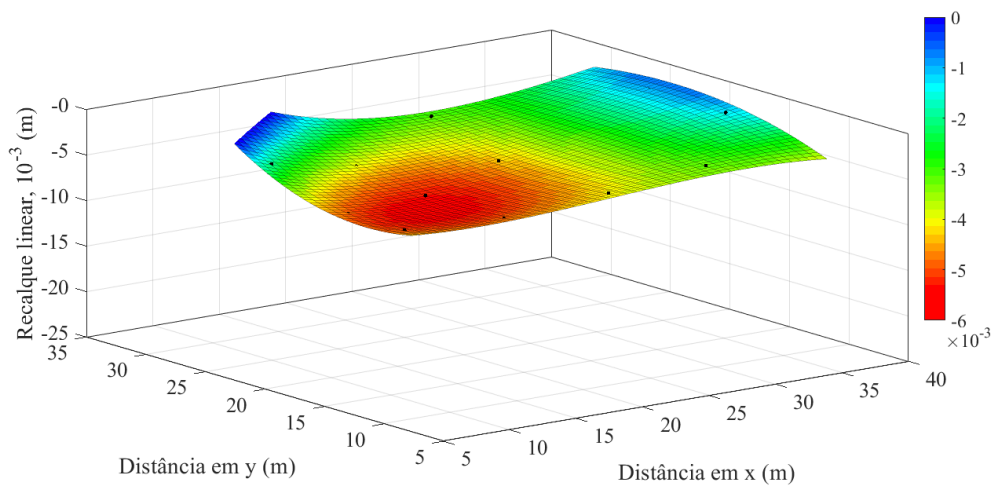


Figura G.10. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 9 de monitoramento.

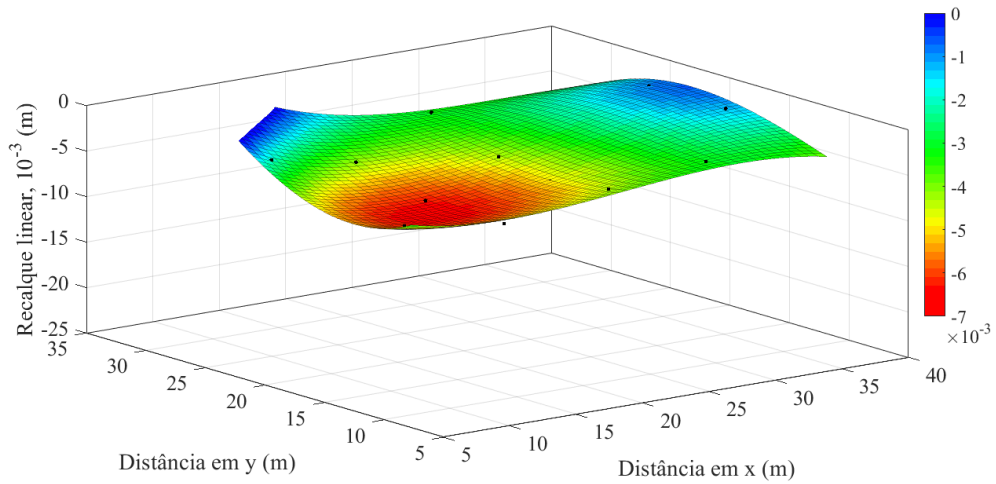


Figura G.11. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 10 de monitoramento.

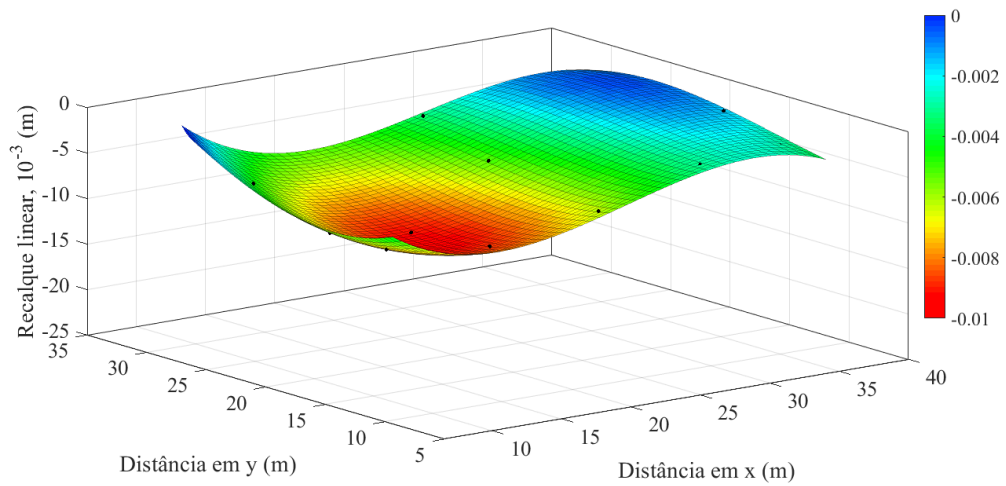


Figura G.12. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 11 de monitoramento.

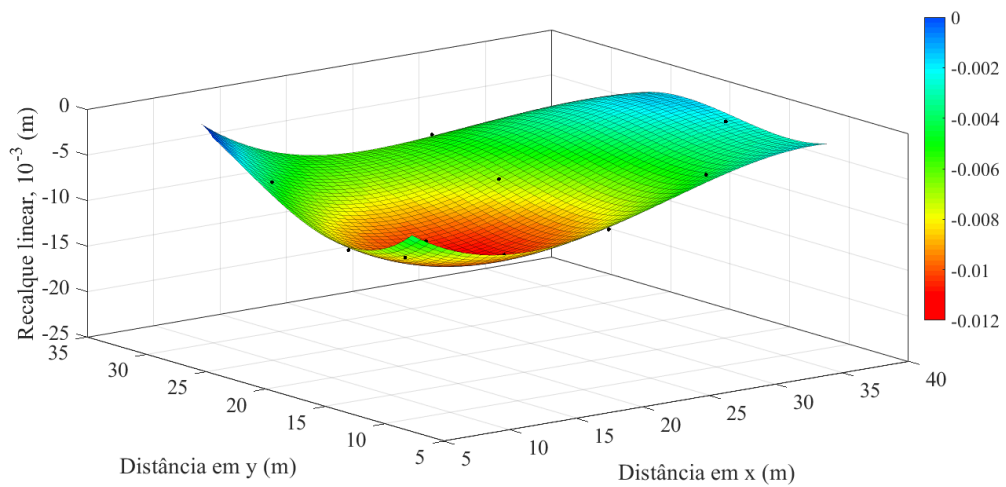


Figura G.13. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 12 de monitoramento.

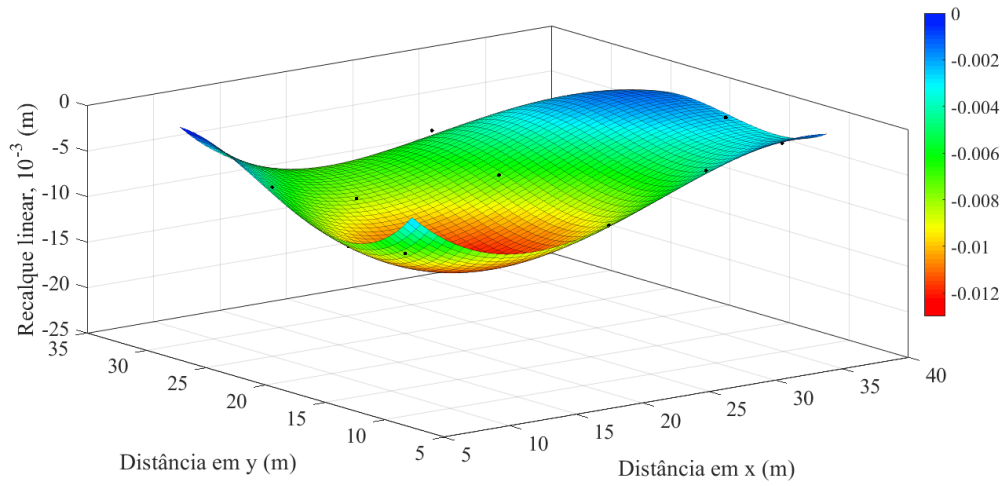


Figura G.14. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 13 de monitoramento.

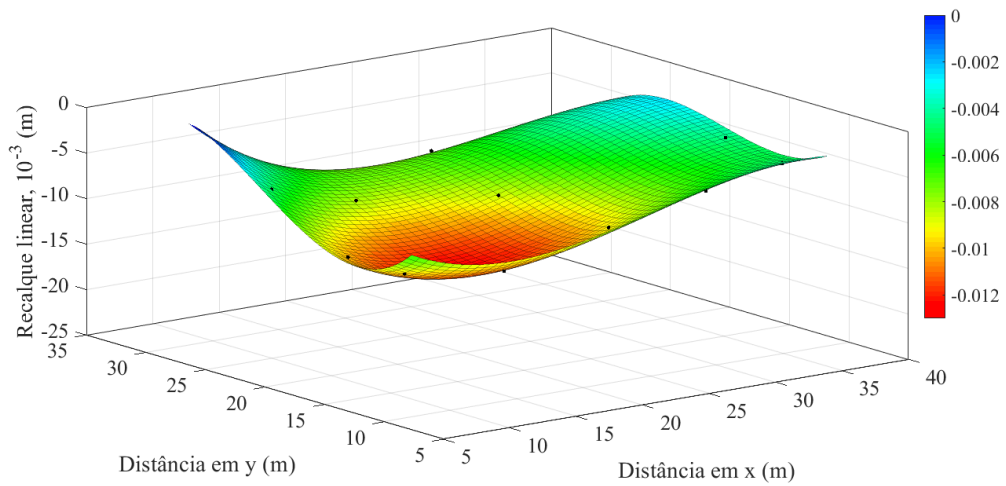


Figura G.15. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 15 de monitoramento.

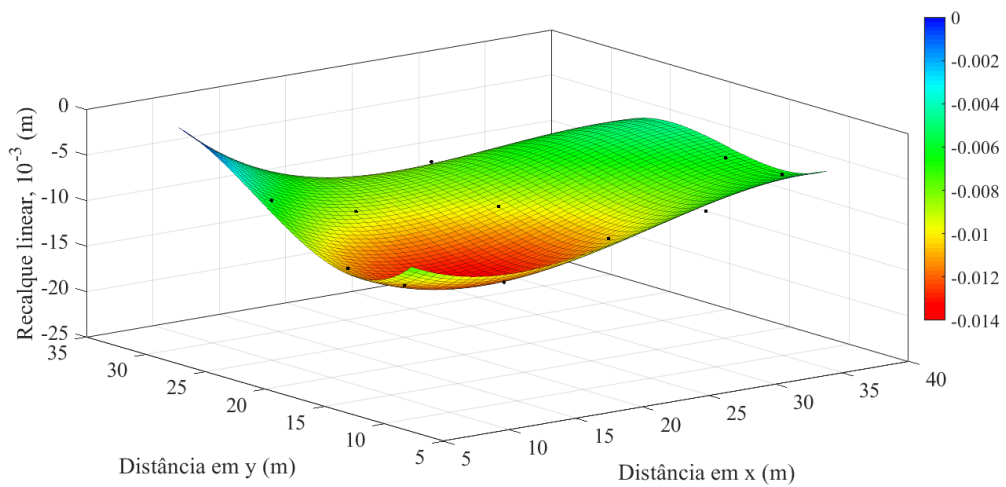


Figura G.16. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 16 de monitoramento.

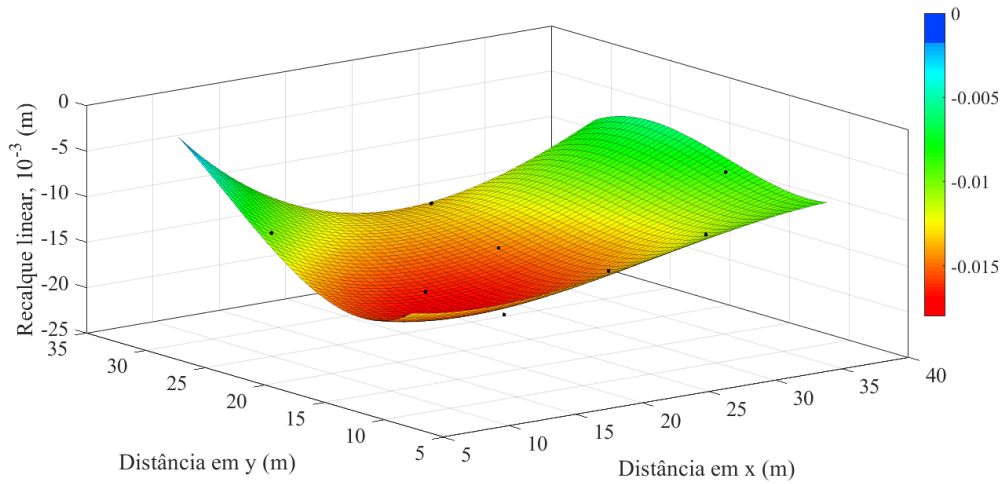


Figura G.17. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 17 de monitoramento.

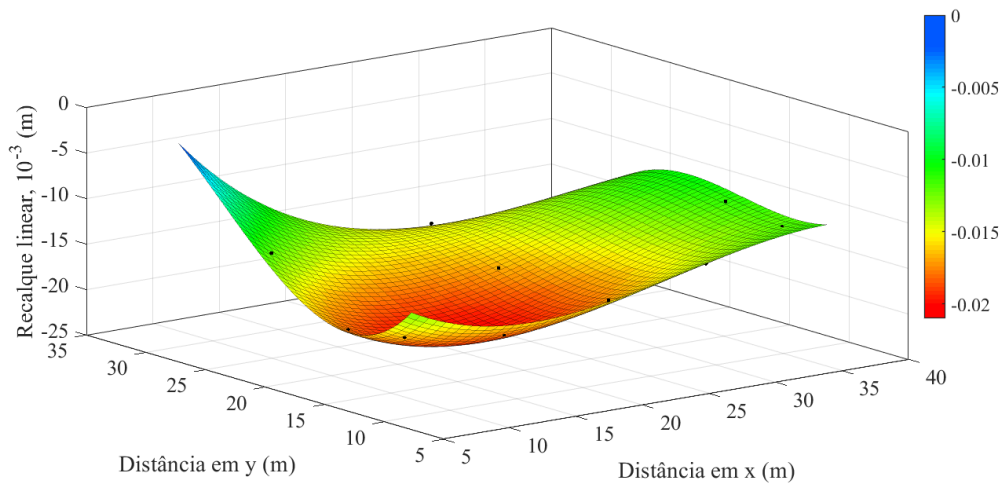


Figura G.18. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 18 de monitoramento.

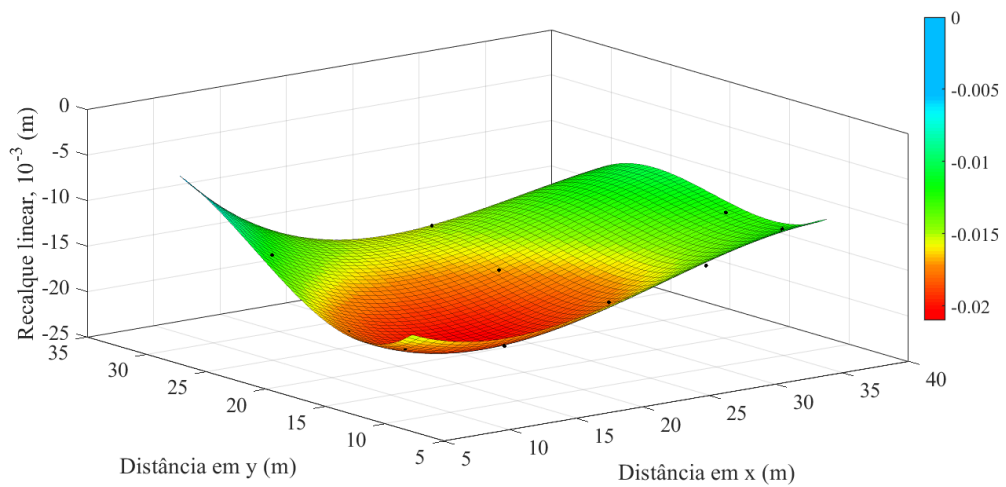


Figura G.19. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 19 de monitoramento.

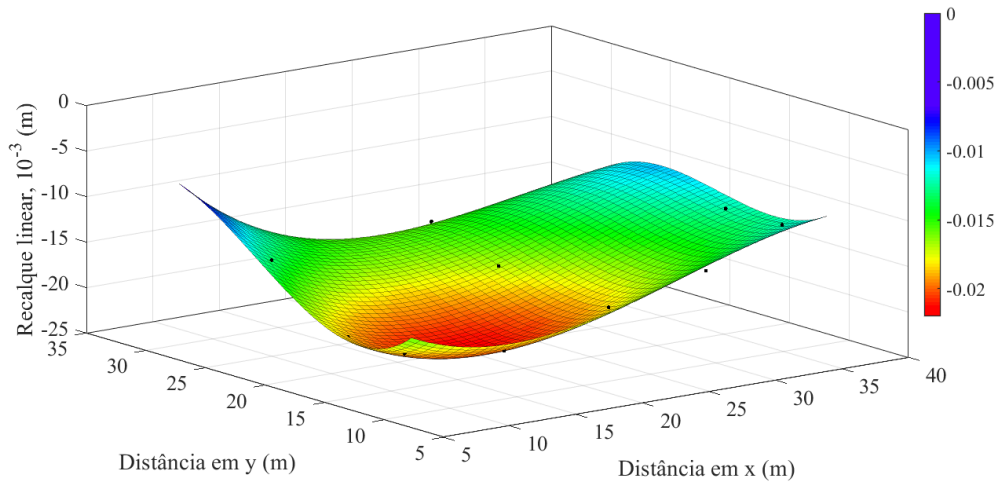


Figura G.20. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 20 de monitoramento.

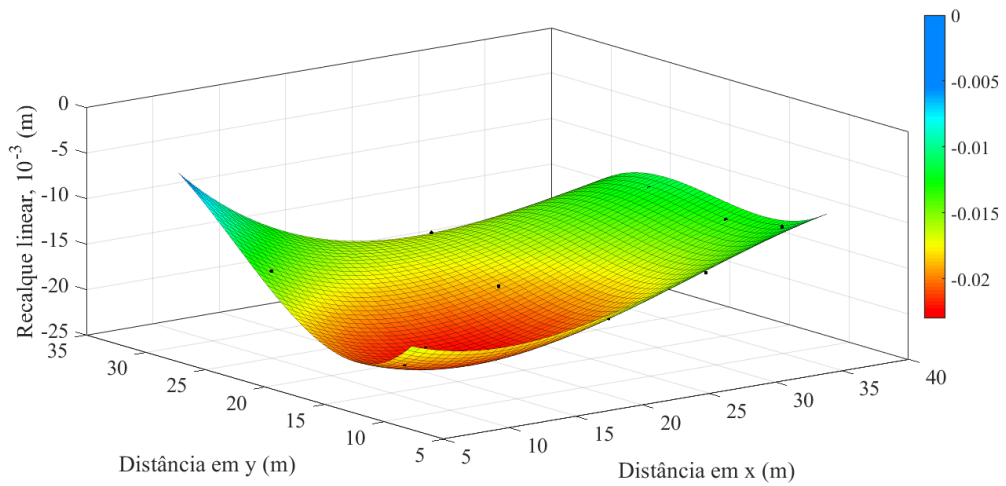


Figura G.21. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 21 de monitoramento.

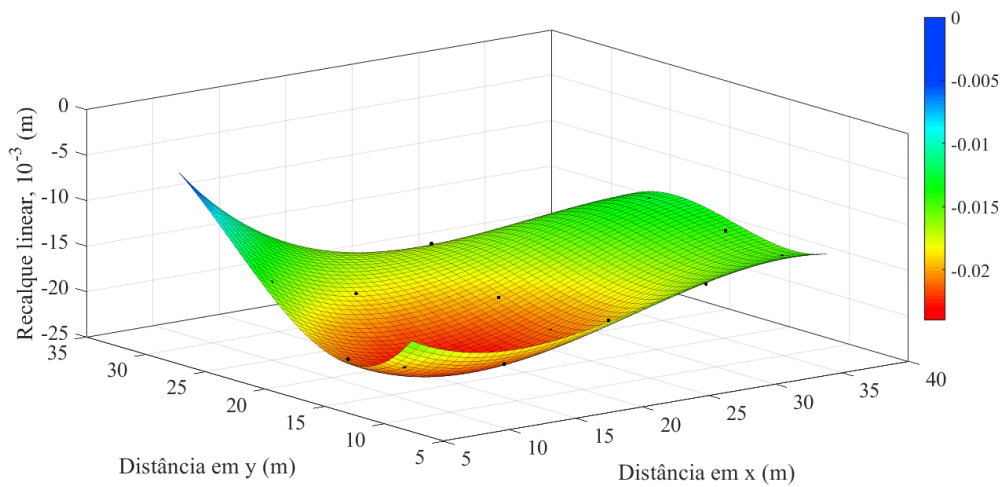


Figura G.22. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 22 de monitoramento.

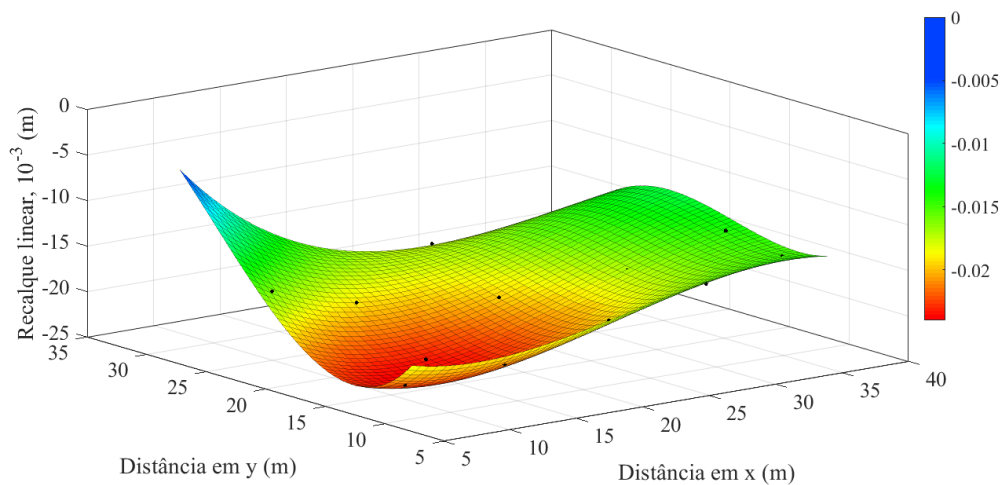


Figura G.23. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 23 de monitoramento.

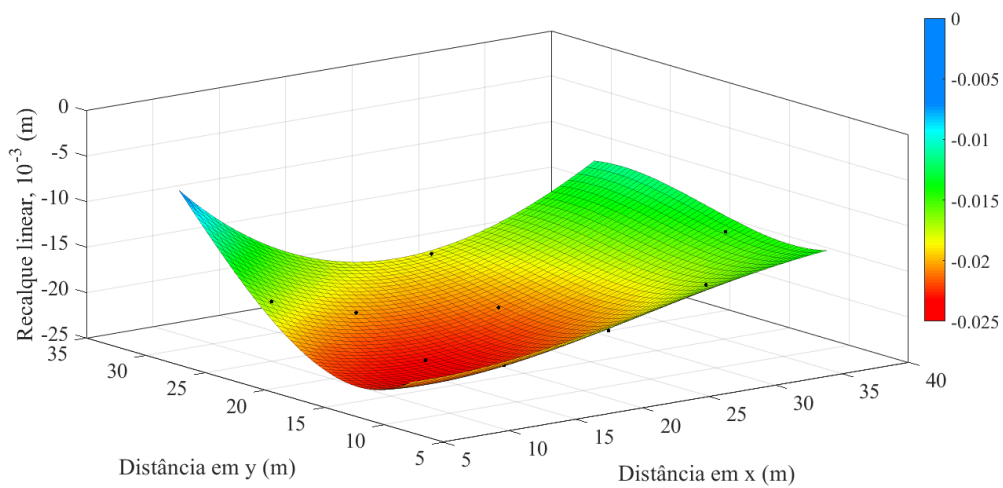


Figura G.24. Superfície de recalques determinada numericamente para Etapa 24 de monitoramento.

APÊNDICE H – SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O CÁLCULO DE RECALQUES DEVIDOS À MUDANÇA DE RIGIDEZ ASSOCIADA AO ADENSAMENTO

O cálculo de recalques por adensamento primário em solos de baixa permeabilidade baseia-se na relação entre o índice de vazios (e) e o logaritmo da tensão efetiva ($\log \sigma'$), utilizando os parâmetros de compressibilidade C_R (recompressão) e C_C (compressão). Embora esse modelo seja tradicionalmente aplicado a solos argilosos, sua utilização pode ser estendida a sedimentos finos, como o silte de alta plasticidade arenoso amarelo esverdeado, desde que apresentem comportamento sensível ao histórico de tensões.

Nessa abordagem, o recalque não está condicionado ao tempo de dissipação da pressão neutra, mas sim à variação de rigidez induzida pela tensão de pré-adensamento. Assim, mesmo em solos não tipicamente argilosos, a aplicação da curva $e \times \log \sigma'$ permanece válida para estimar deformações relacionadas à reestruturação das partículas, evidenciada pela transição entre os regimes elástico (ou pseudoelástico) e plástico. Essa metodologia permite a quantificação dos recalques com base no histórico de carregamentos, oferecendo uma solução analítica compatível com os princípios fundamentais da mecânica dos solos.

Neste apêndice, apresenta-se o roteiro de cálculo para determinação do recalque por adensamento, o qual segue os fundamentos da teoria clássica, conforme descrita por diversos autores (Terzaghi et al., 1996; Sousa Pinto, 2006; Das, 2007). Em seguida, são apresentados os dados considerados e os resultados obtidos por meio da solução analítica para cada perfil analisado.

ROTEIRO DE CÁLCULO DA SOLUÇÃO ANALÍTICA

O recalque teórico do radier (w_t), no topo de uma camada de solo compressível (com espessura, H_0), pode ser calculado em função da variação do índice de vazios (e) resultante da alteração da condição de pressão inicial do contato radier solo (q_0) para uma condição final (q), como mostra a equação H.1.

$$w_t\{q\} = H_0 \frac{e\{q_0\} - e\{q\}}{1 + e\{q_0\}} C_a \quad (\text{H.1})$$

O coeficiente de ajuste C_a representa uma correção empírica aplicada para compensar o comportamento não linear do solo observado em campo e também o efeito de borda do radier equivalente, o qual difere daquele idealizado nos ensaios odométricos, além de compatibilizar

valores para cobrir variações geométricas e heterogeneidades do perfil. Esse coeficiente foi o principal parâmetro de calibração da solução analítica em relação aos dados experimentais, tendo sido adotado o valor de 0,35. Uma observação relevante é que esse mesmo valor foi capaz de representar adequadamente os dois perfis (A e B), que possuem a mesma classificação de solo (ver subitem 3.2.2) e parâmetros pesos específicos idênticos (γ_s, γ_{sat}).

O índice de vazios sob uma determinada carga ($e\{q\}$) depende do índice de vazios inicial (e_0), e pode ser calculado de duas formas distintas: primeiro, numa condição de solo pré-adensada, onde a pressão no contato radier-solo (q) somada a tensão efetiva inicial (σ'_0) é menor que a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{pa}), como mostra a equação H.2, sendo o índice de vazios calculado conforme a equação H.3. E, segunda, numa condição em que o solo recebe tensões de uma condição pré-adensada chegando até normalmente adensada, onde a pressão de contato radier-solo somada a tensão efetiva inicial é maior que a tensão de pré-adensamento ($\sigma'_0 + q$), como mostra a equação H.4 resultando na equação H.5 para o cálculo do índice de vazios.

$$(\sigma'_0 + q) < \sigma'_{pa} \quad (H.2)$$

$$e\{q\} = e_0 + C_R \log \frac{\sigma'_0 + q}{\sigma'_0} \quad (H.3)$$

$$(\sigma'_0 + q) \geq \sigma'_{pa} \quad (H.4)$$

$$e\{q\} = e_0 + C_R \log \frac{\sigma'_{pa}}{\sigma'_0} + C_C \log \frac{\sigma'_0 + q}{\sigma'_{pa}} \quad (H.5)$$

Os Coeficientes de Recompressão (C_R) e Compressão (C_C) são idealmente obtidos por meio de ensaios de adensamento. Alternativamente, podem ser estimados com base em correlações empíricas com os limites de consistência (LL, LP), teor de umidade e índice de vazios in situ, e densidade relativa. Neste roteiro, recomenda-se a utilização das equações H.6 e H.7 para estimativa de C_C e C_R , respectivamente, conforme proposto por Das (2007) para solos de baixa plasticidade partindo do índice de vazios in situ (e_0).

$$C_C = 0,75(e_0 - 0,5) \quad (H.6)$$

$$C_R = \frac{C_C}{15} \quad (H.7)$$

O índice de vazios inicial do solo (e_0) é um parâmetro de entrada fundamental, pois influencia diretamente o cálculo de diversas outras variáveis. Neste roteiro, esse valor foi determinado com base nas relações dos índices físicos do solo, resolvendo o sistema de Equações H.8 e H.9. Para isso, adotaram-se os valores de peso específico dos sólidos (γ_s) conforme Tabela 3.4, e peso específico saturado (γ_{sat}) conforme Tabela 3.17 e Tabela 3.18. Considerou-se o peso específico da água igual a 10 kN/m³ e o grau de saturação de 100%, uma

vez que a camada compressível está localizada abaixo do nível d'água. Com base nesses parâmetros, foram obtidos um teor de umidade de 25,5% e um índice de vazios inicial de 0,709. Esse valor está coerente com a ordem de grandeza observada em ensaios de laboratório (ver Tabela 3.7), embora ligeiramente inferior, o que é aceitável considerando a maior profundidade da camada compressível considerada.

$$S \cdot e_0 = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (\text{H.8})$$

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\frac{\gamma_{sat}}{(1+w)}} - 1 \quad (\text{H.9})$$

A tensão de pré-adensamento é preferencialmente obtida a partir de ensaios de adensamento, mas pode ser estimada indiretamente pela razão de sobre adensamento (OCR), conforme a equação H.10. Se o solo é assumido normalmente adensando ($OCR = 1$) a tensão geostática efetiva é igual a tensão de pré-adensamento.

$$OCR = \frac{\sigma'_{pa}}{\sigma'_0} \quad (\text{H.10})$$

A pressão de contato radier-solo (q) é obtida pela soma da pressão inicial (q_0) com o acréscimo de tensão provocado pelas cargas da superestrutura (Δq_p), que por sua vez é calculado a partir da sobrecarga adicional da superestrutura (ΔQ_p) dividida pela área de contato entre o radier e o solo (A_r), como descrito na equação H.11.

$$q = q_0 + \Delta q_p = q_0 + \frac{\Delta Q_p}{A_r} \quad (\text{H.11})$$

A pressão inicial de contato radier-solo (q_0) é calculada como carga total aplicada no contato radier solo anterior a construção da superestrutura (Q) dividida pela área de contato entre o radier e o solo. A carga Q é a soma de três parcelas de cargas, sendo elas: Peso do alívio de cargas devida à escavação até o nível de apoio do radier (Q_c), com valor negativo; Peso correspondente ao acréscimo de cargas relativo à execução das estacas (Q_e); e Peso do radier (Q_r). Como mostrado na equação H.12.

$$q_0 = \frac{Q}{A_r} = \frac{Q_c + Q_e + Q_r}{A_r} \quad (\text{H.12})$$

A equação H.13 mostra o cálculo do peso correspondente ao acréscimo de cargas relativo a execução das estacas (Q_e), e a equação H.14 descreve o cálculo do peso do radier (Q_r).

$$Q_e = A_e L_e (\gamma_c - \bar{\gamma}_{solo}) N_e \quad (\text{H.13})$$

$$Q_r = A_r h_r \gamma_c \quad (\text{H.14})$$

Onde: A_e é a área transversal das estacas; L_e o comprimento das estacas; γ_c é o peso específico do concreto, com valor usual de 24 kN/m³; $\bar{\gamma}_{solo}$ o peso específico aparente médio

do solo substituído pelas estacas, onde no trecho acima no NA corresponde a condição natural e abaixo do NA a condição submersa; N_e é o número total de estacas; h_r a espessura do radier.

Neste roteiro de cálculo a camada compressível (com espessura H_0) foi assumida como próxima a ponta da estaca, no perfil A camada VI e no perfil B camada XI (ver Figura 4.25), sendo definida na sua base a tensão efetiva inicial e a tensão de pré-adensamento, ao passo que pressão no contato radier solo (q) foi calculada na cota de arrasamento do radier. Para assumir o histórico de tensões combinando as tensões efetivas e as pressões de contato foi considerado que a tensão aplicada no topo do radier fosse deslocada integralmente para um radier fictício no topo da camada compressível, hipótese aceitável devido ao comportamento de dissipação de cargas percebido pela instrumentação e análises numéricas 2D discutidos nos subitens 4.3.3 a 4.3.5, e descritos na Figura 4.31.

RESULTADOS DA SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O PERFIL A

Inicialmente foram calculados os valores das tensões efetivas iniciais (σ'_0) antes da escavação do terreno, que foram utilizados para definir a tensão de pré-adensamento na camada VI, assumindo assim que o perfil estivesse numa condição normalmente adensada ($OCR=1$), como mostra os resultados da Tabela H.1. A decisão de $OCR=1$ já havia sido adotada como razoável na camada VI como descrito no subitem 3.4.2. O nível de água foi assumido com valor médio de 13m, resultando numa tensão pré-adensamento de 295 kPa para a base da camada VI.

Tabela H.1. Cálculo das tensões efetivas no Perfil A.

Camadas	Profundidade		ΔL (m)	$\gamma_{nat/sat}$ (kN/m ³)	$\Delta\sigma'$ (kPa)	σ'_0 (kPa)
	Início (m)	Fim (m)				
S	0,0	-7,0	7,0	16,0	112,0	112,0
I	-7,0	-10,0	3,0	15,5	46,5	158,5
II	-10,0	-13,0	3,0	15,5	46,5	205,0
III	-13,0	-16,0	3,0	18,0	24,0	229,0
IV	-16,0	-19,0	3,0	18,0	24,0	253,0
V	-19,0	-22,0	3,0	19,0	27,0	280,0
VI	-22,0	-23,5	1,5	20,0	15,0	295,0

O valor do índice vazios inicial calculado foi de 0,709 e a partir deste foram calculados os valores de C_C de 0,1568 e C_R de 0,0102. A espessura da camada compressível considerada foi de 3,0m assumindo a espessura da camada VI. A tabela H.2 mostra em resumo os dados e resultados das cargas devidas ao alívio de cargas provocadas pela escavação até o nível de apoio

do radier (Q_c), do peso correspondente ao acréscimo de cargas relativo à execução das estacas (Q_e), e peso do radier (Q_r). Como resultado final a carga total aplicada no contato radier solo anterior a construção da superestrutura (Q) foi de -182.186,9 kN, com pressão inicial de contato radier-solo (q_0) de -267,6 kPa.

Tabela H.2. Dados e resultados das cargas de escavação, estacas e radier.

Alívio de cargas devido à escavação - Q_c (kN)	Acréscimo de cargas devido a estacas - Q_e (kN)	Cargas devido a concretagem do radier - Q_r (kN)
$Q_c = Q_1 + Q_2$ $Q_c = -221.720,2$ kN	$Q_e = 5.210,9$ kN	$Q_r = 34.322,4$ kN
$A_1 = 1.594,0$ m ² $Z_1 = 6,5$ m $\gamma_1 = 16,0$ kN/m ³ $Q_1 = -165.776,0$ kN $A_2 = 681,0$ m ² $Z_2 = 5,3$ m $\gamma_2 = 15,5$ kN/m ³ $Q_2 = -55.944,2$ kN	$L_e = 10,7$ m $r_e = 0,35$ m $N_e = 241$ $\gamma_c = 24,0$ kN/m ³ $\bar{\gamma}_{solo} = 18,1$ kN/m ³	$A_r = 681,0$ m ² $h_r = 2,1$ m $\gamma_r = 24,0$ kN/m ³

A tabela H3 mostra os resultados dos recalques teóricos calculados, onde são considerados os valores das tensões aplicadas pelas 9 etapas de análise (ver Tabela 4.8), da pressão no contato radier solo, e da tensão efetiva atuante, e do índice de vazios.

Tabela H.3. Resultados das cargas, tensões e recalques calculados no Perfil A.

Data	Δq_p (kPa)	q (kPa)	$\sigma'_0 + q$ (kPa)	$e\{q\}$	$w_t\{q\}$ (mm)
-	-	-266,6	28,4	0,7207	-
350	87,9	-178,7	116,3	0,7142	3,36
400	110,5	-156,1	138,9	0,7134	3,78
500	184,4	-82,2	212,8	0,7115	4,80
600	221,3	-45,3	249,7	0,7108	5,18
700	272,8	6,2	301,2	0,7086	6,33
800	360,9	94,3	389,3	0,6910	15,51
850	371,5	104,9	399,9	0,6892	16,47
1.000	405,0	138,4	433,4	0,6837	19,35
1.200	435,0	168,4	463,4	0,6791	21,74

RESULTADOS DA SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O PERFIL B

Do mesmo modo, para o Perfil B foram calculados os valores das tensões efetivas iniciais (σ'_0), antes da escavação do terreno, que foram utilizados para definir a tensão de pré-adensamento na camada XI, assumindo também que o perfil estivesse numa condição normalmente adensada ($OCR = 1$), como mostra os resultados da Tabela H.4. O nível de água foi assumido com valor médio de 13m. Assim foi definido a tensão de pré-adensamento de 315,5 kPa a camada de análise.

Tabela H.4. Cálculo das tensões efetivas no Perfil B.

Camadas	Profundidade		ΔL (m)	$\gamma_{nat/sat}$ (kN/m ³)	$\Delta \sigma'$ (kPa)	σ' (kPa)
	Início (m)	Fim (m)				
S	0,0	-7,0	7,0	16,0	112,0	112,0
VII	-7,0	-10,0	3,0	17,0	51,0	163,0
VIII	-10,0	-13,0	3,0	17,5	52,5	215,5
IX	-13,0	-16,0	3,0	20,0	30,0	245,5
X	-16,0	-19,0	3,0	20,0	30,0	275,5
XI	-19,0	-23,0	4,0	20,0	40,0	315,5

Para o perfil B também foi calculado o Índice vazios inicial de 0,709 e a partir deste os valores de C_C de 0,1568 e C_R de 0,0102, porque foi considerado o mesmo tipo de solo em profundidade. A espessura inicial da camada considerada foi de 2,5m, menor que a espessura da camada XI, devido a ponta da estaca estar mais próxima a base da estaca. Os valores da carga total aplicada no contato radier solo anterior a construção da superestrutura (Q) é o mesmo entre Perfil A e B, com valores iguais ao da Tabela H.2.

Assim a tabela H.5 mostra os resultados dos recalques teóricos calculados, onde são considerados os valores das tensões das 9 etapas de análise, da pressão no contato radier-solo, da tensão efetiva atuante, e do índice de vazios.

Tabela H.5. Resultados das cargas, tensões e recalques calculados no Perfil B.

Data	Δq_p (kPa)	q (kPa)	$\sigma'_0 + q$ (kPa)	$e\{q\}$	$w_t\{q\}$ (mm)
-	-	-266,6	48,9	0,7175	-
350	87,9	-178,7	136,8	0,7128	2,04
400	110,5	-156,1	159,4	0,7121	2,34
500	184,4	-82,2	233,3	0,7104	3,10
600	221,3	-45,3	270,2	0,7097	3,39
700	272,8	6,2	321,7	0,7077	4,27
800	360,9	94,3	409,8	0,6912	11,47
850	371,5	104,9	420,4	0,6895	12,23
1.000	405,0	138,4	453,9	0,6842	14,51
1.200	435,0	168,4	483,9	0,6799	16,41

ANEXO A – SONDAGENS SPT E MISTA

As sondagens mostradas nesse anexo foram utilizadas para o desenvolvimento do projeto de fundações, a locação de cada uma das sondagens consta na Figura 3.7.

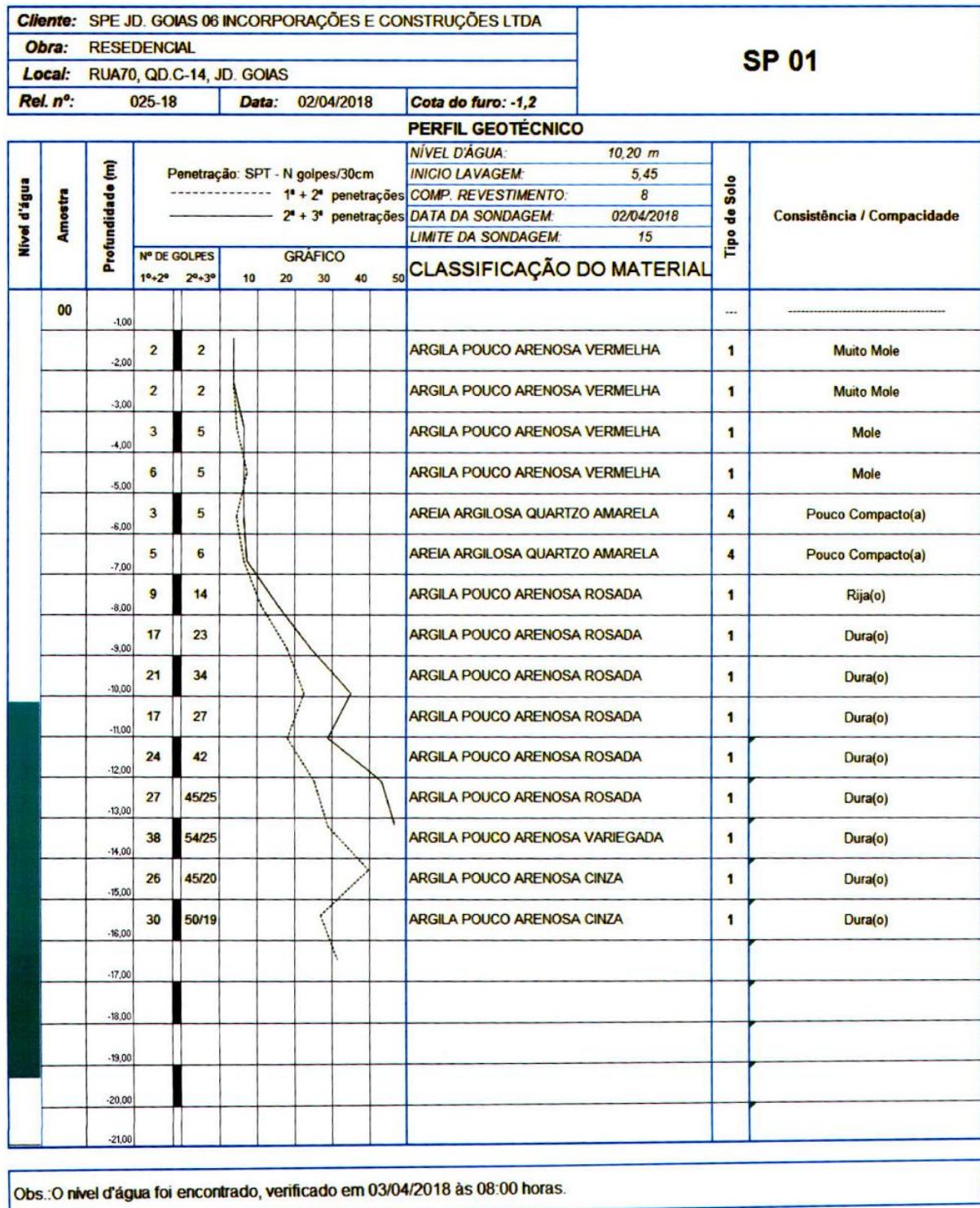


Figura AnA.1 - Sondagem à percussão SPT - SP-01

Cliente: SPE JD. GOIAS 08 INCORPORAÇÕES E CONTRUÇÕES LTDA	SP 02
Obra: RESIDENCIAL	
Local: RUA 70, QD.C-14, JD. GOIAS	
Rel. nº: 025-18 Data: 03/04/2018 -1,3	

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA: 10,00 m		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade
			----- 1ª + 2ª penetrações		INÍCIO LAVAGEM: 6,45				
			----- 2ª + 3ª penetrações		COMP. REVESTIMENTO: 6				
Nº DE GOLPES		GRÁFICO					DATA DA SONDAGEM: 03/04/2018	LIMITE DA SONDAGEM: 13	
1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50			
00		-1,00							
		-2,00	2	2			ARGILA POUCA ARENOSA VERMELHA	1	Muito Mole
		-3,00	2	2			ARGILA POUCA ARENOSA VERMELHA	1	Muito Mole
		-4,00	3	4			ARGILA POUCA ARENOSA QUARTZO	1	Mole
		-5,00	4	4			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Mole
		-6,00	7	9			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Média(o)
		-7,00	9	11			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Rija(o)
		-8,00	10	14			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Rija(o)
		-9,00	9	12			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Rija(o)
		-10,00	11	16			ARGILA POUCA ARENOSA CINZA	1	Rija(o)
		-11,00	20	36			ARGILA POUCA ARENOSA CINZA	1	Dura(o)
		-12,00	27	41/28			ARGILA POUCA ARENOSA CINZA	1	Dura(o)
		-13,00	26	44/25			ARGILA POUCA ARENOSA CINZA	1	Dura(o)
		-14,00	45/25	27/25			ARGILA POUCA ARENOSA ROSADA	1	Dura(o)
		-15,00							
		-16,00							
		-17,00							
		-18,00							
		-19,00							
		-20,00							
		-21,00							

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 05/04/2018 às 09:00 horas.

Figura AnA.2 - Sondagem à percussão SPT - SP-02

Cliente: SPE JD. GOIAS 06 INCORPORAÇÕES E CONTRUÇÕES LTDA	SP 03
Obra: RESIDENCIAL	
Local: RUA 70, QD.C-14, JD. GOIAS	
Rel. nº: 025-18 Data: 04/04/2018 Cota do furo: -1,35	

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					NÍVEL D'ÁGUA: 10,00 m		Tipo de Solo	Consistência / Compacidade
			----- 1ª + 2ª penetrações							INICIO LAVAGEM: 12,45			
			----- 2ª + 3ª penetrações							COMP. REVESTIMENTO: 8			
										DATA DA SONDAAGEM: 04/04/2018			
										LIMITE DA SONDAAGEM: 22			
										CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
			Nº DE GOLPES		10	20	30	40	50				
			1ª+2ª	2ª+3ª									
	00	-1,00											
		-2,00	2	2								1	Muito Mole
		-3,00	2	3								1	Mole
		-4,00	3	4								1	Mole
		-5,00	14	13								1	Rija(o)
		-6,00	4	4								1	Mole
		-7,00	9	9								1	Média(o)
		-8,00	9	10								1	Média(o)
		-9,00	11	13								1	Rija(o)
		-10,00	9	12								1	Rija(o)
		-11,00	9	9								1	Média(o)
		-12,00	9	9								1	Média(o)
		-13,00	10	11								1	Rija(o)
		-14,00	6	8								1	Média(o)
		-15,00	12	15								1	Rija(o)
		-16,00	15	22								1	Dura(o)
		-17,00	16	26								1	Dura(o)
		-18,00	18	33								1	Dura(o)
		-19,00	34	50/25								1	Dura(o)
		-20,00	27	41								1	Dura(o)
		-21,00	21	34								1	Dura(o)

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 05/04/2018 às 10:00 horas.

Figura AnA.3 - Sondagem à percussão SPT - SP-03

Cliente: SPE JD. GOIAS INCORPORAÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA			SP 03'
Obra: RESIDENCIAL			
Local: RUA70, QD.C-14, JD. GOIAS			
Rel. nº: 025-18	Data: 04/04/2018	Cota do furo: -1,35	

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm					NÍVEL D'ÁGUA: 10,00 m		*Tipo de Solo	Consistência / Compacidade
			----- 1ª + 2ª penetrações		----- 2ª + 3ª penetrações			INÍCIO LAVAGEM: 12,45	COMP. REVESTIMENTO: 8		
			Nº DE GOLPES		GRÁFICO						
1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
	21	-22,00	22	27					1	Dura(o)	
		-23,00	27/25						1	Dura(o)	
		-24,00									
		-25,00									
		-26,00									
		-27,00									
		-28,00									
		-29,00									
		-30,00									
		-31,00									
		-32,00									
		-33,00									
		-34,00									
		-35,00									
		-36,00									
		-37,00									
		-38,00									
		-39,00									
		-40,00									
		-41,00									
		-42,00									

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 05/04/2018 às 10:00 horas.

Figura AnA.4 - Sondagem à percussão SPT - SP-03 continuação

Cliente: SPE JD GOIÁS 06 INCORPORADORA E CONSTRUTORA	<h1>SP-04</h1>
Obra: RESIDENCIAL	
Local: RUA 70 QD C14 LOTE 15 JD GOIÁS. GOIÂNIA-GO	
Rel. nº: 003-19 Data: 22/01/19 Cota do furo: -0.52	

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade
			Nº DE GOLPES									
			1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50			
		-1.00									---	-----
		-2.00	4	4							1	Mole
		-3.00	3	3							1	Mole
		-4.00	2	2							1	Muito Mole
		-5.00	3	4							1	Mole
		-6.00	9	8							1	Média(o)
		-7.00	4	5							1	Mole
		-8.00	6	9							2	Média(o)
		-9.00	9	11							2	Rija(o)
		-10.00	6	8							2	Média(o)
		-11.00	9	11							2	Rija(o)
		-12.00	12	15							2	Rija(o)
		-13.00	10	12							2	Rija(o)
		-14.00	12	15							2	Rija(o)
		-15.00	9	14							2	Rija(o)
		-16.00	10	14							2	Rija(o)
		-17.00	7	9							2	Média(o)
		-18.00	7	8							2	Média(o)
		-19.00	9	8							2	Média(o)
		-20.00	8	9							3	Medianamente Compacto(a)
		-21.00	18	28							3	Compacto(a)

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 18/01/2019 às 07:20 horas.

Figura AnA.5 - Sondagem à percussão SPT - SP-04

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

Ciente: SPE JD GOIÁS 06 INCORPORADORA E CONSTRUTORA			SP-04'
Obra: RESIDENCIAL			
Local: RUA 70 QD C14 LOTE 15 JD GOIÁS. GOIÂNIA-GO			
Rel. nº: 003-19	Data: 22/01/19	Cota do furo: -0.52	

PERFIL GEOTÉCNICO																
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					*Tipo de Solo	Consistência / Compacidade					
			1ª + 2ª penetrações	2ª + 3ª penetrações	10	20	30	40	50							
			Nº DE GOLPES							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL						
			1ª+2ª	2ª+3ª												
	21	-22.00	19	31						3	Compacto(a)					
	22	-23.00	22	35						NÍVEL D'ÁGUA: 11.03 m	INÍCIO LAVAGEM: 13.45 m	COMP. REVESTIMENTO: 8 m	DATA DA SONDAGEM: 16/jan	LIMITE DA SONDAGEM: 22.45	3	Compacto(a)
	23	-24.00	45/24	27/24						MICÁCEO ESVERDEADO		3	Muito Compacto(a)			
		-25.00														
		-26.00														
		-27.00														
		-28.00														
		-29.00														
		-30.00														
		-31.00														
		-32.00														
		-33.00														
		-34.00														
		-35.00														
		-36.00														
		-37.00														
		-38.00														
		-39.00														
		-40.00														
		-41.00														
		-42.00														

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 18/01/2019 às 07:20 horas.

Figura AnA.6 - Sondagem à percussão SPT - SP-04 continuação

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

Cliente: SPE JD GOIÁS 06 INCORPORADORA E CONSTRUTORA			SP-05
Obra: RESIDENCIAL			
Local: RUA 70 QD C14 LOTE 15 JD GOIÁS, GOIÂNIA-GO			
Rel. nº: 003-19	Data: 22/01/19	Cota do furo: -1.02	

PERFIL GEOTÉCNICO												
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					Tipo de Solo	Consistência / Compacidade	
			1ª + 2ª penetrações	2ª + 3ª penetrações	Nº DE GOLPES	10 20 30 40 50						
					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL							
		-1.00									---	-----
		-2.00	2	2							1	Muito Mole
		-3.00	2	2							1	Muito Mole
		-4.00	2	3							1	Mole
		-5.00	6	4							1	Mole
		-6.00	4	4							3	Fofa(a)
		-7.00	3	4							3	Fofa(a)
		-8.00	5	6							3	Pouco Compacto(a)
		-9.00	10	16							3	Medianamente Compacto(a)
		-10.00	24	31							3	Compacto(a)
		-11.00	13	20							3	Compacto(a)
		-12.00	15	24							3	Compacto(a)
		-13.00	22	36							3	Compacto(a)
		-14.00	15	22							3	Compacto(a)
		-15.00	36/22	27/22							3	Muito Compacto(a)
		-16.00	27	-							3	Muito Compacto(a)
		-17.00	50/24	27/24							3	Muito Compacto(a)
		-18.00	27/25	-							3	Muito Compacto(a)

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 18/01/2019 às 15:38 horas.

Figura AnA.7 - Sondagem à percussão SPT - SP-05

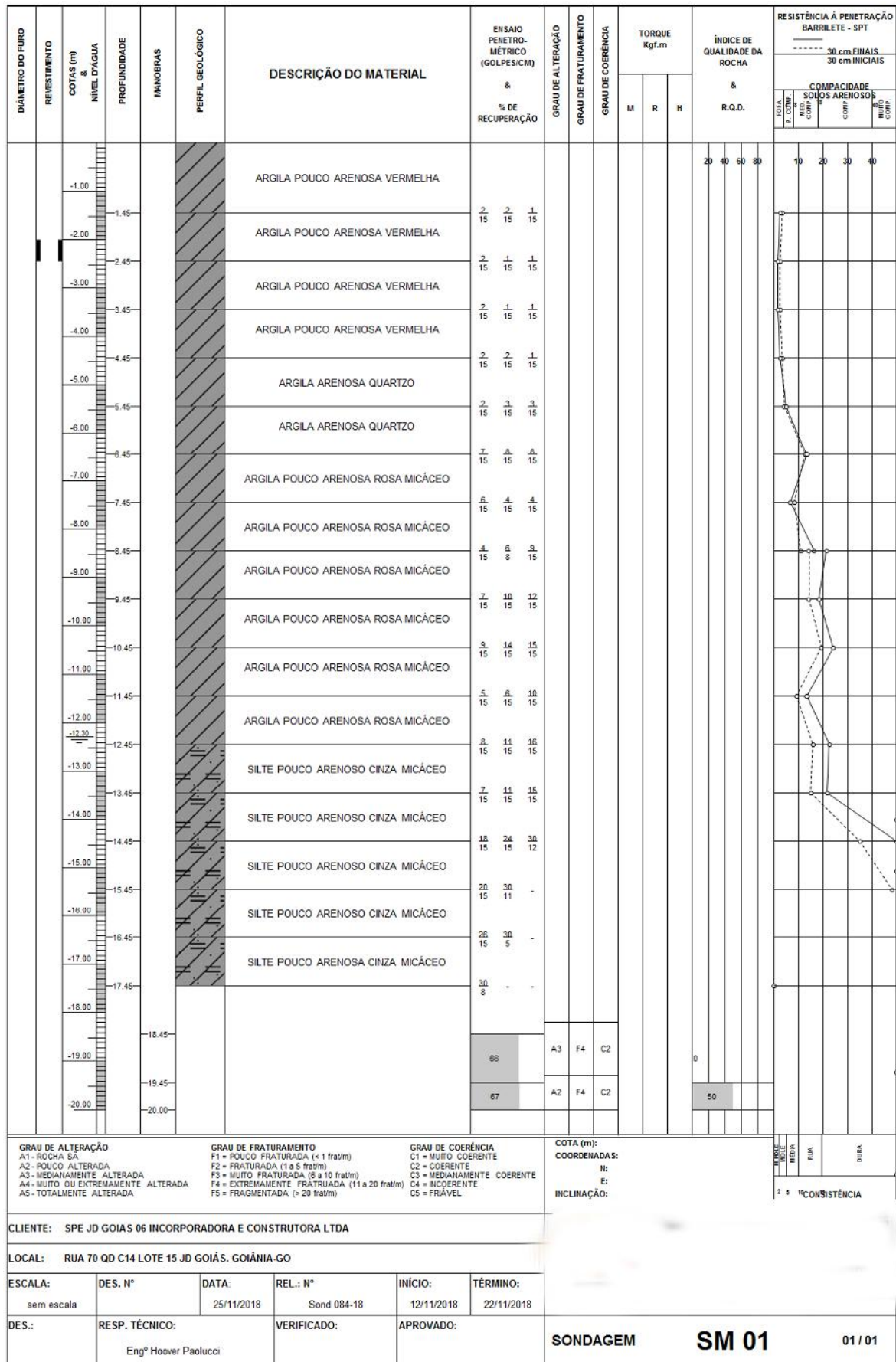


Figura AnA.8 - Sondagem Mista - SM-01