

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

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PROPOSTA DE MODELO FÍSICO PARA
AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA E DO DESEMPENHO DE GRUPOS DE
INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

BRUNO RODRIGUES GOMES

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 347/2020

BRASÍLIA / DF: NOV/ 2020

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

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PROPOSTA DE MODELO FÍSICO PARA
AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA E DO DESEMPENHO DE GRUPOS DE
INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

BRUNO RODRIGUES GOMES

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

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PROPOSTA DE MODELO FÍSICO PARA
AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA E DO DESEMPENHO DE GRUPOS DE
INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

BRUNO RODRIGUES GOMES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)

ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

MAURÍCIO MARTINES SALES, D.Sc. (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(SUPLENTE)

FICHA CATALOGRÁFICA

GOMES, BRUNO RODRIGUES

Modelagem Numérica de Uma Proposta de Modelo Físico para Avaliação da Eficiência e do Desempenho de Grupos de Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis / Bruno Rodrigues Gomes; orientador Juan Félix Rodríguez Rebolledo.- Brasília, 2020.

xviii, 110 p. 210x297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2020)

Dissertação (Mestrado - Mestrado em Geotecnia) -- Universidade de Brasília, 2020.

- | | |
|--------------------------|-------------------------------------|
| 1. Inclusões rígidas. | 2. Solos colapsíveis. |
| 3. Modelagens numéricas. | 4. Modelo físico. 5. Instrumentação |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre. |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GOMES, B. R. (2020). Modelagem Numérica de uma Proposta de Modelo Físico para Avaliação da Eficiência e do Desempenho de Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-347/2020, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 110 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Bruno Rodrigues Gomes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Modelagem Numérica de uma Proposta de Modelo Físico para Avaliação da Eficiência e do Desempenho de Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis.

GRAU / ANO: Mestre / 2020

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

Bruno Rodrigues Gomes / e-mail: rgomes.bruno@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação ao meu filho, Bernardo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que em sua infinita bondade e, por graça e misericórdia, fez-me vencer todas as dificuldades que se levantaram até aqui.

Ao meu filho, Bernardo Fagundes Gomes, por me presentear todos os dias com o sorriso mais puro e amoroso que um pai poderia merecer.

À minha esposa, Camila Fagundes Lima Gomes, por ser minha eterna companheira nos dias de luta e nos dias de glória.

Aos meus pais, Luiz Cláudio e Elizabeth, que com carinho e simplicidade me ajudaram na formação do homem que sou, ensinando-me o verdadeiro valor das coisas e o sabor da vitória com honestidade e caráter.

À minha avó, Carmem de Moraes Gigante, por ser uma fonte inesgotável de carinho e generosidade.

Ao meu orientador, Professor Juan Félix Rodríguez Rebolledo, por todo apoio, dedicação e paciência. Agradeço todos os ensinamentos, fundamentais para a realização deste trabalho.

À UERJ, que foi (e sempre será) a universidade mais inclusiva do Brasil, e por mostrar que a educação pública de qualidade resiste.

Aos meus queridos amigos, Daniel Hecht Speranza e Guilherme Levandeira Ares, pelas noites intermináveis estudando resistência dos materiais.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), à qual agradeço de modo especial.

RESUMO

O uso de inclusões rígidas como reforço de fundações vem sendo estudado ao longo dos anos e seu conhecimento proporcionou bons resultados em países da América do Norte e Europa. No Brasil, entretanto, a técnica ainda é pouco difundida, sendo aplicada apenas de forma semelhante no controle de estabilidade e recalques de aterros. Esta dissertação pretende expandir a aplicabilidade da técnica construtiva para diversas estruturas, assentes em solos colapsíveis, comumente encontrado no Distrito Federal. Para tanto, este estudo realizou análises numéricas, com o intuito de embasar as diretrizes para o desenvolvimento de um modelo físico em escala real, a fim de analisar o comportamento das inclusões quanto à eficiência e desempenho do sistema. Também foram desenvolvidas propostas para inundação do subsolo e monitoramento geotécnico com base nos resultados obtidos. Inicialmente foram realizadas simulações numéricas utilizando o *software PLAXIS 2D e 3D*. As análises partiram de um modelo bidimensional simplificado, admitindo um estado de tensões e deformações axissimétrico. Esse modelo auxiliou a responder questões fundamentais como: qual é o comportamento do radier (rígido ou flexível) à proporção que aumenta a sua espessura e, qual é o carregamento externo ótimo para gerar o colapso do subsolo ao mesmo tempo que adequado para execução do experimento em escala real. A partir dessas respostas, foi elaborado o modelo em três dimensões para extrair maiores detalhes, dentre eles, o mecanismo de transferência de cargas. Os resultados apontaram para um modelo que distribuiu as cargas de forma igualitária nas inclusões do centro, lateral e canto. Adicionalmente, quanto às tensões verticais, o mecanismo de transferência de cargas mostrou-se eficiente, tanto para a abordagem clássica de eficiência, como para a nova abordagem proposta nessa dissertação, com resultados superiores a 56% e 90%, respectivamente. Porém, cabe ressaltar que o método analítico adotado para estimar a espessura da plataforma de transferência de cargas não atendeu a uma das premissas básicas. Quanto aos recalques, o modelo reforçado com inclusões rígidas apresentou desempenho superior a 95%, e os reduziu para valores muito abaixo do limite aceitável para a maioria dos autores e normas constantes na literatura. Por fim, concluiu-se que o projeto de grupo de inclusões é uma alternativa promissora, mas que necessita validar os resultados numéricos com os obtidos com a partir do modelo em escala real.

ABSTRACT

The use of rigid inclusions as reinforcement of foundations has been studied over the years and its knowledge has provided great results in countries of North America and Europe. In Brazil, however, this construction method is still not widespread, limited to the control of settlement and stability of embankments. This research intends to expand the applicability of the constructive technique to other structures, constructed over collapsible soils, commonly found in the Brazil, especially in Federal District. Therefore, this study proposed numerical analyzes with the purpose of supporting the guidelines for the development of a full-scale model in order to evaluate the behavior of the rigid inclusions in respect of the efficiency and performance of the system. A model for subsoil flooding was also developed, and a proposal for geotechnical monitoring based on the results. Firstly, numerical modeling was performed using the software PLAXIS 2D and 3D. The analyzes started from a simplified two-dimensional axisymmetric model. This model helped to answer important questions, such as: how the slab behaves (rigid or flexible) as its thickness increases; and what is the external load necessary to generate the collapse of the subsoil while adequate for the full-scale experiment execution. Then, the 3D model was performed to extract more details, and the loads transfer mechanisms were analysed. The results pointed to a model that distributed as loads equally in the center, lateral and corner inclusions. Additionally, the load transfer mechanism was shown to be efficient, both for the classic approach of efficiency and for the new approach proposed in this research, with results of 56% and 91%, respectively. However, it should be noted that the analytical method adopted to estimate the thickness of the load transfer platform did not meet one basic requisites. Concerning the settlements, the performance of the reinforced model with rigid inclusions reached 95%, and reduced them to values below the acceptable limit for most authors and standards in the literature. Finally, it was concluded that the inclusions group project is a promising alternative, but it is necessary to validate the numerical results with those from the geotechnical monitoring.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	RELEVÂNCIA DO TEMA E MOTIVAÇÕES	2
1.2	OBJETIVO GERAL	2
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	ASPECTOS GERAIS SOBRE FUNDAÇÕES	5
2.2	INCLUSÕES RÍGIDAS	6
2.2.1	UM BREVE HISTÓRICO	6
2.2.2	DEFINIÇÕES, TIPOS E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS	7
2.2.3	INCLUSÕES RÍGIDAS E A NBR 6122:2019	8
2.2.4	EXEMPLOS DE APLICAÇÕES	8
2.2.4.1	Santoyo & Ovando (2004).....	8
2.2.4.2	Rodríguez & Auvinet (2006).....	11
2.2.4.3	Briançon et al. (2015)	13
2.2.4.4	Bernuy et al. (2018)	14
2.2.5	MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS	16
2.2.5.1	MECANISMO GERAL	16
2.2.5.2	MECANISMO DA PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA (LTP)	16
2.2.5.3	EFICIÊNCIA E DESEMPENHO.....	17
2.2.6	MODELOS FÍSICOS EM ESCALA REAL E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	19
2.2.6.1	Briançon et al. (2012)	19
2.2.6.2	Haofeng et al., (2014)	22
2.3	FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS	26
2.3.1	SOLOS COLAPSÍVEIS	26
2.3.1.1	CONCEITOS BÁSICOS ACERCA DA MECÂNICA DOS SOLOS NÃO- SATURADOS	28
2.3.1.2	ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB PARA SOLOS NÃO SATURADOS	30
2.3.2	TIPOS DE FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS.....	30

2.3.2.1	FUNDAÇÕES POR TUBULÕES “CRAVADOS”	30
2.3.2.2	FUNDAÇÕES POR ESTACAS ESCAVADAS.....	31
2.3.2.3	FUNDAÇÕES POR INCLUSÕES RÍGIDAS	32
2.3.3	DANOS ESTRUTURAIS PROVOCADOS PELO COLAPSO DO SOLO	32
2.4	MODELAGEM NUMÉRICA DE GRUPOS DE INCLUSÕES	34
2.4.1	MODELOS CONSTITUTIVOS	34
2.4.2	MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO	34
2.4.2.1	MOHR-COULOMB	34
2.4.2.2	O MODELO HARDENING SOIL.....	36
2.4.3	MODELO CONSTITUTIVO LINEAR ELÁSTICO.....	37
2.4.4	TIPOS DE ELEMENTOS	38
2.4.4.1	ELEMENTOS FINITOS EM 2D	38
2.4.4.2	ELEMENTOS FINITOS EM 3D	39
2.4.4.3	ELEMENTOS DE INTERFACE	39
2.4.4.4	MODELAGEM DE INCLUSÕES COM O USO DE “ <i>EMBEDDED BEAMS</i> ”..	40
2.4.4.5	MODELAGEM DE INCLUSÕES COM ELEMENTOS DO TIPO “ <i>VOLUME PILES</i> ”	41
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1	METODOLOGIA PROPOSTA	42
3.2	O CAMPO EXPERIMENTAL	42
3.2.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	42
3.2.2	ESTRATIGRAFIA E PROPRIEDADES DO SUBSOLO.....	43
3.3	DIMENSIONAMENTO DO MODELO NUMÉRICO	49
3.3.1	DIMENSIONAMENTO DO RADIER	49
3.3.1.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	49
3.3.1.2	INFLUÊNCIA DO FATOR DE RIGIDEZ NO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO	50
3.3.2	DIMENSIONAMENTO DAS INCLUSÕES RÍGIDAS	52
3.3.2.1	DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA	52
3.3.2.2	DIÂMETRO E COMPRIMENTO DAS INCLUSÕES	53
3.3.2.3	ESPAÇAMENTO E NÚMERO DE INCLUSÕES.....	53
3.3.2.4	MATERIAIS E PROCESSO CONSTRUTIVO.....	54
3.3.3	PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS.....	55

3.3.3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	55
3.3.3.2	PROCESSO DE COMPACTAÇÃO	56
3.3.4	MÉTODOS PARA INDUÇÃO DO COLAPSO	56
3.3.5	PROPOSTAS DE INUNDAÇÃO	58
4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	61
4.1	SIMULAÇÕES MEDIANTE MEF 2D.....	62
4.1.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	62
4.1.2	CARGA DE COLAPSO E MAGNITUDE DO CARREGAMENTO APLICADO	64
4.1.3	DISTRIBUIÇÃO DOS RECALQUES	67
4.1.4	ESPESSURA DO RADIER	68
4.2	SIMULAÇÕES MEDIANTE MEF 3D.....	69
4.2.1	ETAPAS DE ANÁLISE.....	72
4.2.2	CARGAS ATUANTES NAS INCLUSÕES E EFICIÊNCIA	73
4.2.3	INTERFACE SOLO-ESTRUTURA	78
4.2.4	TRANSFERÊNCIA DE CARGAS	79
4.2.5	CONTROLE DE RECALQUES E DESEMPENHO DO SISTEMA.....	87
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	91
5.1	CONCLUSÕES	91
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	94
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
A.	PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO	100
B.	PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO DAS INCLUSÕES.....	102
B.1.	PROCEDIMENTOS PARA INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ...	104
B.2.	CUIDADOS ADICIONAIS DURANTE A EXECUÇÃO	105
C.	PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO DA PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS (LTP)	107
D.	PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO PARA MONITORAMENTO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Eficiência em cada seção analisada.....	21
Tabela 2.2: Influência da configuração de cada tipo de seção na distribuição de recalques ...	21
Tabela 2.3: Influência de cada seção analisada na redução nos recalques e na tensão transferida.....	22
Tabela 2.4: Pesquisas relacionadas aos danos em estruturas provocados pelo colapso (modificado - Cintra et al 2009.).....	33
Tabela 3.1: Resultados ensaios de caracterização (modificado – Guimarães, 2002).....	44
Tabela 3.2: Parâmetros do solo na condição natural – propriedades <i>Hardening Soil Model</i> (modificado – Pérez, 2017).	48
Tabela 3.3: Parâmetros do subsolo na condição com os 3,50m iniciais inundados - propriedades <i>Hardening Soil Model</i> (modificado – Pérez, 2017).....	48
Tabela 3.4: Variação da espessura do radier em função da variação da rigidez relativa e do raio.....	52
Tabela 3.5: Espessuras adotadas para desenvolvimento do modelo numérico	52
Tabela 3.6: Principais aspectos construtivos das inclusões.....	54
Tabela 3.7: Propriedades da camada de distribuição (modificado – Otálvaro, 2013)	56
Tabela 4.1: Parâmetros de deformabilidade e propriedades geométricas do radier circular aplicados ao <i>software</i>	65
Tabela 4.2: Recalques nas condições natural e com os 3,50m iniciais inundados.....	67
Tabela 4.3: Distribuição dos recalques no centro e na borda para as condições natural e com os 3,50m iniciais inundados	68
Tabela 4.4: Eficiência das inclusões.	74
Tabela 4.5: Variações nas parcelas de resistência das inclusões.....	77
Tabela 4.6: Valores de recalque máximo admissíveis segundo diversos autores e normas (modificado – Pérez, 2017)	87
Tabela 4.7: Recalques obtidos no centro do radier para ambas as hipóteses.	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Principais tipos de fundações (disponível em: www.haywardbaker.com)	6
Figura 2.2: Fundações de estradas inglesas durante o período neolítico (ASIRI National Project, 2011)	6
Figura 2.3: Esquema típico de uma fundação com inclusões rígidas (Rebolledo et al., 2019)..	7
Figura 2.4: Procedimento executivo – execução de inclusões rígidas (modificado – disponível em: www.haywardbaker.com)	8
Figura 2.5 Catedral Metropolitana e a igreja de El sagrario (Puzrin et al., 2010)	9
Figura 2.6: Isométrico esquemático da localização dos 32 poços de acesso (Santoyo & Ovando, 2004).....	10
Figura 2.7: (a) Injeção de argamassa e processo de fraturamento e (b) zonas de aplicação (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010).....	11
Figura 2.8: Distribuição dos recalques (a) e solução típica adotada (b) (Modificado – Rodríguez, et al. (2006))	12
Figura 2.9: Implantação do projeto (Rodríguez & Auvinet, 2006).....	13
Figura 2.10: Planta de locação dos tanques e dos ensaios de campo (Bernuy et al., 2018).....	14
Figura 2.11: (a) sequência construtiva (b) inclusões após arrasamento e limpeza (modificado - Bernuy, et al., 2018).....	15
Figura 2.12: Grupos de métodos analíticos (Nunez et al., 2013).....	17
Figura 2.13: Mecanismo de transferência de cargas: (a) sem laje acima das inclusões; (b) com laje acima dos inclusões (modificado – Chevalier, et al. 2011).....	18
Figura 2.14: Geometria do problema analisado e seções instrumentadas (Briançon et al., 2012).....	20
Figura 2.15: Desenvolvimento das tensões verticais transferidas para as inclusões ao longo do tempo (Briançon et al., 2012).....	21
Figura 2.16: Distribuição das células de carga em planta (dimensões em metros). (Haofeng et al., 2014).....	23
Figura 2.17: Localização dos inclinômetros e inclusões monitoradas com <i>strain gauges</i> (dimensões em metros) (modificado - Haofeng et al., 2014).....	23
Figura 2.18: Gráfico de cargas aplicadas <i>versus</i> cargas absorvidas pelas inclusões monitoradas (z = -0,60m) (modificado - Haofeng et al., 2014)	24
Figura 2.19: Gráfico de carga absorvida ao longo das inclusões (modificado - Haofeng et al., 2014).....	25

Figura 2.20: Correlação entre a eficiência medida em campo e modelo analítico da EBGEO (modificado - Haofeng et al., 2014)	25
Figura 2.21: Ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 1993)	27
Figura 2.22: Dados climatológicos ao longo dos 30 anos (fonte: Climatempo)	27
Figura 2.23: Superfície de estado de um solo não saturado (Fredlund, 1979)	29
Figura 2.24: Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund, 1979)	30
Figura 2.25: Comportamento elástico perfeitamente plástico segundo critério de <i>Mohr-Coulomb</i> (Helwany, 2007)	35
Figura 2.26: Critério de ruptura e superfície de plastificação (Ti et al., 2009)	35
Figura 2.27: Endurecimento por cisalhamento e expansão do domínio elástico com a superfície de plastificação (Schanz et al., 1999)	36
Figura 2.28: Relação tensão deformação hiperbólica para ensaio triaxial drenado (Schanz et al., 1999)	37
Figura 2.29: Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais (Schanz et al., 1999)	37
Figura 2.30: Elementos triangulares T15 e T6 - Posição dos nós (•) e pontos de integração de Gauss (×) (modificado - Manual <i>PLAXIS 2D</i> , 2018)	39
Figura 2.31: Elemento tetraédrico de 10 nós - numeração e posição dos nós (•) e pontos de integração de Gauss (×) (<i>PLAXIS 3D Scientific Manual</i> , 2018)	39
Figura 2.32: Representação dos elementos de interface (modificado - Manual <i>PLAXIS 2D</i> , 2018)	40
Figura 2.33: Interação <i>embedded beam</i> – elemento tetraédrico 10 nós (<i>PLAXIS 3D Scientific Manual</i> , 2018)	41
Figura 3.1: Fluxograma da metodologia de pesquisa	42
Figura 3.2: Localização do campo experimental (fonte: Google Earth - Modificado)	43
Figura 3.3: Propriedades físicas do solo do encontrado no campo experimental (modificado – Guimarães, 2002)	45
Figura 3.4: Perfil estratigráfico – CEG UnB (Rebolledo et al., 2019)	46
Figura 3.5: Perfis de umidade (Modificado – Guimarães, 2002)	47
Figura 3.6: Casos especiais de análise: (a) estado plano de deformações (b) estado axissimétrico (modificado - Manual <i>PLAXIS 2D</i> , 2018)	49
Figura 3.7: Imagem representativa para análise da rigidez relativa em função da variação no comprimento do raio do radier.	51

Figura 3.8: Área de influência de inclusões rígidas segundo distribuição hexagonal (modificado – Auvinet& Rodríguez 2006)	53
Figura 3.9: Representação da distribuição das inclusões e da área de influência em planta. ..	55
Figura 3.10: Croqui do sistema de inundação do modelo de referência.	59
Figura 3.11: Croqui do sistema de inundação para o modelo físico reforçado com inclusões rígidas.	60
Figura 4.1: Croqui do modelo de referência (a) vista em planta e (b) vista em corte	62
Figura 4.2: Geometria do modelo e malha de elementos finitos 2D	63
Figura 4.3: Fluxograma das etapas de análise em modelo 2D	63
Figura 4.4: Modelo de prova de carga em placa (Cintra & Aoki, 2009)	64
Figura 4.5: Curvas carga <i>versus</i> recalque para as condições (a) umidade natural; (b) 3,50 m iniciais inundados	65
Figura 4.6: Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> sobrecarga limitada ao trecho linear	67
Figura 4.7: Distribuição dos recalques em função do fator de rigidez: (a) condição de umidade natural (b) condição com os 3,50m iniciais inundados.	68
Figura 4.8: Distribuição de tensões na interface solo-radier para as condições natural e inundada ($K_r = 10$).....	69
Figura 4.9: Croqui de modelo reforçado com inclusões rígidas (a) vista em planta e (b) vista em corte	70
Figura 4.10: Modelo tridimensional representado por dupla simetria	70
Figura 4.11: Dimensões do domínio da simulação.	71
Figura 4.12: Malha de elementos finitos desenvolvida para o modelo 3D.	71
Figura 4.13: Croqui para identificação dos termos adotados	73
Figura 4.14: Distribuição dos esforços axiais ao longo das inclusões: condição natural; condição com os 3,50 m iniciais inundados.	74
Figura 4.15: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão central	75
Figura 4.16: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão lateral	76
Figura 4.17: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão de canto	77
Figura 4.18: Regime elástico e pontos de plastificação segundo critério de MC: (a) Condição natural (b) condição com os 3,50m iniciais inundados.	78
Figura 4.19: Tensões cisalhantes relativas desenvolvidas ao longo do fuste das inclusões: (a) Condição natural (b) condição com os 3,50m iniciais inundados.	79
Figura 4.20: Distribuição de tensões para condição natural: (a) vista em perspectiva; (b) vista em perspectiva aproximada; (c) vista de topo.	80

Figura 4.21: Distribuição de tensões para condição com os 3,50m iniciais inundados: (a) vista em perspectiva; (b) vista em perspectiva aproximada; (c) vista de topo.	81
Figura 4.22: Bulbo de tensões desenvolvido na camada de transferência de cargas: (a) condição natural; (b) condição inundada.	82
Figura 4.23: Distribuição de tensões na LTP – Seção AA’ – Condição de umidade natural ..	83
Figura 4.24: Distribuição de tensões na LTP – Seção AA’ – Condição inundada	83
Figura 4.25: Distribuição de tensões na LTP – Seção BB’ – Condição de umidade natural ...	84
Figura 4.26: Distribuição de tensões na LTP – Seção BB’ – Condição inundada.....	85
Figura 4.27: Distribuição de tensões na LTP – Seção CC’ – Condição de umidade natural ...	86
Figura 4.28: Distribuição de tensões na LTP – Seção CC’ – Condição inundada.....	86
Figura 4.29: Distribuição de recalques – condição natural (a) vista em perspectiva aproximada; (b) vista em perspectiva aproximada sem LTP; (c) vista de topo do radier; (d) vista de topo em $z = - 0,50m$	88
Figura 4.30: Distribuição de recalques – Condição com os 3,50m iniciais inundados(a) vista em perspectiva aproximada; (b) vista em perspectiva aproximada sem LTP; (c) vista de topo do radier; (d) vista de topo em $z = - 0,50m$	89
Figura A.1: Aplicação de sobrecarga com elementos de concreto (Haofeng et al., 2014)	100
Figura A.2: Aplicação de sobrecarga com aterro compactado e controle do peso específico do material (Lee et al., 2017)	101
Figura B.1: Catálogo de extensômetros unidirecionais estreitos (modificado – disponível em: https://excelsensor.com.br/ , acesso em 10/08/2020).....	103
Figura B.2: Identificação típica dos sensores (Cruz Júnior, 2016)	103
Figura B.3: Projeto de instrumentação das inclusões.....	106
Figura C.1: Projeto de locação das células de tensão total.....	108
Figura D.1: Projeto de locação das placas de recalque	110

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

A_p	Área da seção transversal da inclusão
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASIRI	Amelioration e renforcement des sols par inclusions rigides
c	Coesão do solo
c'	Coesão efetiva do solo
CEG	Campo experimental geotécnico
CD	Ensaio triaxial consolidado drenado
CU	Ensaio triaxial consolidado não-drenado
d_{eq}	Diâmetro Equivalente
d_p	Diâmetro da inclusão
DF	Distrito Federal
DNIT	Departamento nacional de infraestrutura de transportes
E	Módulo de elasticidade de Young
E_c	Módulo de elasticidade de Young do concreto
E_f	Eficiência
$E_{f\text{ máx}}$	Eficiência considerando a parcela do atrito negativo no equilíbrio de forças
E_{50}	Módulo de elasticidade de carregamento
E_{oed}^{ref}	Módulo de elasticidade oedométrico de referência
E_{ur}^{ref}	Módulo de elasticidade de descarregamento / recarregamento de referência
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto aos 28 dias
FS	Fator de segurança
F_+	Atrito positivo
F_-	Atrito negativo
H_{cm}	Altura da camada de solo melhorado
K_0	Coefficiente de empuxo lateral no repouso
K_0^{NC}	Coefficiente de empuxo lateral no repouso normalmente adensado
kPa	Quilo pascal
kN	Quilo Newton
K_r	Fator de rigidez relativa entre subsolo e radier
L_p	Comprimento da estaca
LTP	<i>Load transfer platform</i>
MCMV	Minha Casa Minha Vida
MEF	Método dos elementos finitos
MPa	Mega pascal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
N_{spt}	Número de golpes para penetração de 30 cm no ensaio de SPT
NT	Nível do terreno
OCR	Razão de pré-adensamento
Plaxis 2D	Software de modelagem numérica bidimensional em elementos finitos
Plaxis 3D	Software de modelagem numérica tridimensional em elementos finitos

q_0	Sobrecarga
R_{inter}	Fator de redução de resistência de interface
R	Raio do radier
s	Espaçamento entre inclusões
SRF	<i>Settlement reduction factor</i>
t	Espessura do radier
SPT	Ensaio de penetração padrão
UnB	Universidade de Brasília
USP	Universidade de São Paulo
u_a	Pressão do ar nos poros
u_w	Pressão de água nos poros
$u_a - u_w$	Sucção mátrica
w	Umidade do solo
ε	Deformação
δ_s, s_{wp}	Recalque do solo sem inclusões
δ_s^+, s_p	Recalque do solo com inclusões
ΔQc	Varição percentual de cargas axiais na cabeça das inclusões
ΔQc	Varição percentual de cargas axiais na ponta das inclusões
$\Delta F+$	Varição percentual de cargas axiais no atrito positivo das inclusões
$\Delta F-$	Varição percentual de cargas axiais no atrito negativo das inclusões
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
σ'_z	Tensão vertical efetiva
ϕ	Ângulo de atrito
ρ_{centro}	Recalque no centro do raider sem reforço
ρ_{borda}	Recalque na borda do raider sem reforço
ρ_{nat}	Recalque na condição natural
ρ_{in}	Recalque na condição inundada
$\rho_{colapso}$	Recalque no instante que ocorre o colapso
χ	Parâmetro de Bishop
ν	Coefficiente de Poisson
ν'	Coefficiente de Poisson efetivo
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson carregamento e descarregamento
Z	Profundidade

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

Com o aumento contínuo da atividade humana, os profissionais ligados à engenharia geotécnica devem aprender a lidar e a projetar construções em difíceis condições de subsolo. Nesse contexto, encontram-se os solos colapsíveis, expansivos e moles.

Solos colapsíveis são característicos pela redução significativa de volume em função da variação no teor de umidade sem que, necessariamente, haja aumento nas tensões *in-situ*. Fundações apoiadas em solos colapsíveis estão sujeitas a reduções volumétricas bruscas, que podem provocar danos severos à construção, tanto no que diz respeito aos estados limite último (ELU), quanto aos estados limite de serviço (ELS). Em geral, para estruturas relativamente leves, o uso de fundações rasas pode representar uma solução rápida e econômica. As fundações com estacas, por sua vez, são geralmente mais indicadas para estruturas assentes em subsolos com propriedades mais brandas.

Devido à presença da argila porosa colapsível encontrada em praticamente todo o Distrito Federal, as fundações são predominantemente profundas, independentemente da magnitude do carregamento. Dessa forma, o custo das fundações acaba sendo elevado em virtude da necessidade de conter os recalques provocados pelo colapso do solo, que ocorre principalmente nos períodos de chuvas intensas. Assim sendo, o uso de inclusões rígidas surge como uma alternativa para promover o aumento da capacidade de carga e controle de recalques. De acordo com Rodríguez (2010), as principais vantagens das inclusões sobre as fundações profundas convencionais são:

- O uso de inclusões rígidas dispensa o uso de armadura, uma vez que são solicitadas apenas por esforços axiais de baixa magnitude;
- As inclusões não geram cargas pontuais no radier, uma vez que sua cabeça fica afastada, separada por uma plataforma de transferência de cargas;
- O processo construtivo permite obter altos rendimentos, com a produtividade até 20 elementos por jornada de trabalho.

1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA E MOTIVAÇÕES

Justifica-se a elaboração desta dissertação devido à ausência de bibliografia específica relacionada ao uso de inclusões rígidas como elemento de fundação para edificações. Conforme o decorrer do texto, será observado que a utilização de inclusões rígidas para diversos tipos de construções é prática corriqueira em diversos lugares no mundo. No Brasil, entretanto, a técnica ainda é pouco difundida, sendo sua aplicação mais comum como reforço de aterros sobre solos moles. Dessa forma, o problema científico apresentado almeja o desenvolvimento de modelos numéricos, cujo foco é fundamentar um projeto de modelo físico em escala real que permita determinar, de maneira mais realista, o desempenho de grupos de inclusões rígidas para ocorrências em solos colapsíveis. Além disso, propor a instrumentação que permitirá validar e calibrar os modelos numéricos desenvolvidos. Pretende-se, ainda, proporcionar informações para aprimorar o projeto deste tipo de fundação. A construção em escala real e a instrumentação do modelo físico projetado nesta dissertação servirão como proposta de pesquisa de doutorado.

Ressalta-se que este trabalho é mais uma peça de um grande projeto de pesquisa intitulado: “uso de inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal”. Os projetos envolvidos são:

- 1) Modelagem numérica paramétrica em modelos axissimétricos para obter e avaliar a interação entre os elementos de fundação (Pérez, 2017).
- 2) Estudo de caso com modelo 3D (Pérez, 2017).
- 3) Modelagem física da interação inclusão - Camada de repartição (em andamento, tese de doutorado).
- 4) Estudo experimental do comportamento da camada de transferência de cargas para sistemas de inclusões rígidas (em andamento, dissertação de mestrado)

1.2 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo desta dissertação é a elaboração de modelos numéricos que servirão como diretrizes para uma proposta de modelo físico em escala real para determinar a eficiência na transferência de cargas, e o desempenho de grupos de inclusões rígidas no controle de recalques de estruturas assentes em solos colapsíveis. Para tal, enumeram-se os objetivos específicos abaixo.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Simular numericamente um modelo de referência (radier sem inclusões, apoiado sobre a estratigrafia do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, CEG-UnB), que permita obter a magnitude dos recalques induzidos por um carregamento externo e pelo colapso da camada de solo superficial por inundação;
- 2) Estipular a carga externa necessária para provocar o colapso da camada de argila porosa superficial, encontrada no CEG-UnB, e propor formas de aplicar o carregamento;
- 3) Definir o comportamento do radier (rígido ou flexível) a partir da análise dos recalques desenvolvidos no centro e na borda, para as condições natural e inundada;
- 4) Simular numericamente uma proposta de modelo físico de um sistema de fundação com inclusões rígidas, instaladas sob plataforma de transferência de cargas, de modo que permita diminuir substancialmente a magnitude dos recalques obtidos no modelo de referência, e analisar o mecanismo de transferência de cargas;
- 5) Elaborar uma proposta de um modelo simplificado para inundação dos 3,50 m iniciais do subsolo, com base na prática experimental de diversos autores.
- 6) Definir uma proposta de instrumentação necessária para obter as variações na magnitude: dos recalques, do carregamento efetivo transmitido ao solo reforçado e dos esforços desenvolvidos ao longo das inclusões e, dessa forma, confrontar os dados de campo com os resultados numéricos.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é dividido em cinco capítulos, conforme segue:

- Capítulo 1: Apresenta uma breve introdução ao tema tratado, além de apresentar o problema que a pesquisa busca solucionar e os objetivos;
- Capítulo 2: Este capítulo destina-se à bibliografia que serve de alicerce ao trabalho realizado. A revisão bibliográfica possui foco em: aspectos gerais sobre fundações e inclusões rígidas, estudo dos casos de sucesso utilizando inclusões rígidas, mecanismo de transferência de cargas, modelos físicos em escala real, características dos solos colapsáveis e ocorrências no território nacional, tipos de fundações utilizadas em solos colapsáveis e danos provocados pelo colapso, modelos constitutivos e demais peculiaridades envolvendo o *software PLAXIS* e, instrumentação geotécnica para fundações.

- Capítulo 3: Apresenta a metodologia desta pesquisa: caracterização do campo experimental da UnB, premissas adotadas para o desenvolvimento do modelo numérico, dimensionamento do radier, das inclusões e da plataforma de transferência de cargas, geometria do problema, modelos constitutivos adotados, condições de contorno e malha de elementos finitos.
- Capítulo 4: Neste capítulo são apresentados os resultados provenientes das modelagens numéricas bidimensionais e tridimensionais, sendo: cargas axiais nas inclusões rígidas, pontos de plastificação, tensões desenvolvidas dentro da plataforma de transferência de cargas e recalques.
- Capítulo 5: Por fim, as conclusões são enumeradas e sugestões para trabalhos futuros apontadas.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE FUNDAÇÕES

Fundação é a parte de um sistema que transmite para o solo ou rocha subjacente todas as cargas advindas da estrutura e do seu peso próprio (Bowles, 1988). O autor ressalta a importância da engenharia de fundações afirmando que toda construção deve ser projetada sobre algum tipo de elemento de interface que viabilize o fluxo de cargas oriundas da superestrutura. Por outro lado, apesar da importância postulada por Bowles (1988), dentro da prática da engenharia civil no âmbito nacional, a especialização em fundações é a que requer maior vivência e experiência profissional, pois, apesar de a NBR 6122:2019 recomendar o acompanhamento das obras (durante e após sua construção), tal atividade ainda é uma realidade distante dentro da prática brasileira. (Velloso & Lopes, 2010).

Segundo a norma Brasileira de projeto e execuções de fundações (ABNT, 2019) os elementos estruturais podem ser classificados em superficiais (diretos) ou profundos. Entretanto, também é possível caracterizar os principais tipos de fundações de acordo com a mobilização dos elementos resistentes (Figura 2.1).

As fundações superficiais, Figura 2.1-a, são elementos em que as cargas são transmitidas pela base, sendo fundamental que a profundidade de assentamento em relação ao nível do terreno seja inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Define-se como fundações profundas todo elemento que é capaz de transmitir as cargas advindas da estrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), pelo fuste (resistência por atrito lateral) ou por uma combinação de ambos, sendo necessário que sua base (ou ponta) esteja assente em profundidade superior ao dobro da menor dimensão (em planta) e, no mínimo a 3 metros de profundidade. (Figura 2.1-b). Ressalta-se que nesse caso o elemento de transição, que pode ser um bloco de fundação ou radier, não é incorporado como elemento resistente.

A Figura 2.1-c também representa um caso de fundação profunda, porém nesse caso, o elemento de transição (radier) faz parte do conjunto de elementos que contribuem com a estabilidade estrutural.

Inclusões rígidas (Figura 2.1-d) são um caso especial de fundações profundas onde não há uma ligação rígida entre o radier e as estacas. A transferência de cargas é feita por uma camada de repartição, geralmente composto de material compactado. Diferentemente dos

demais casos de fundações profundas, esse modelo pressupõe que seja mobilizado atrito negativo entre o solo e as estacas.

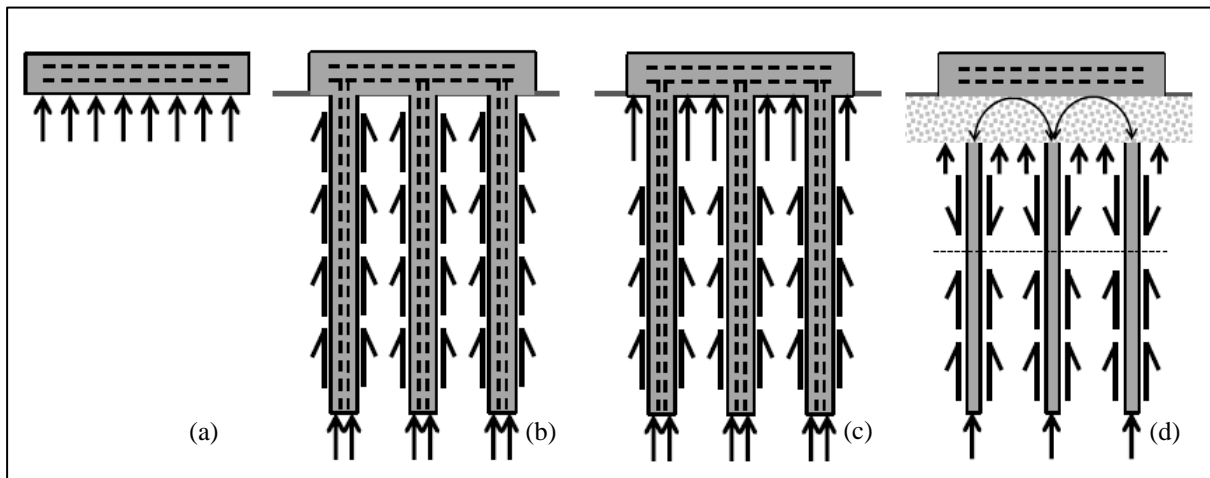


Figura 2.1: Principais tipos de fundações (disponível em: www.haywardbaker.com)

2.2 INCLUSÕES RÍGIDAS

2.2.1 UM BREVE HISTÓRICO

O uso de inclusões rígidas como reforço de solo foi utilizado inúmeras vezes ao longo da história para construção em locais onde o solo apresenta baixa capacidade de carga, sem necessariamente um conhecimento sólido acerca do mecanismo e comportamento da técnica.

Os primeiros registros do uso de inclusões de estacas como reforço de solo constam da construção de estradas inglesas, no período neolítico (de 8.000 a.c. até 5.000 a.c.). O princípio era baseado na inclusão de estacas de madeira, formando um ângulo com o subsolo de modo a formarem uma sucessão de cavaletes, em cima do qual foi construída uma passarela sobre pranchas, conforme esquema apresentado na Figura 2.2 (ASIRI National Project, 2011).

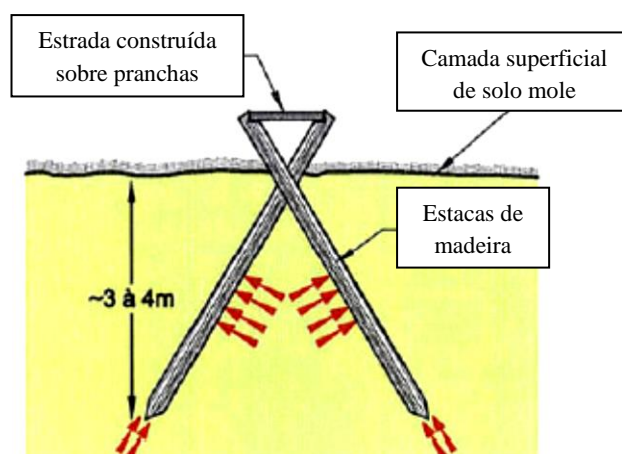


Figura 2.2: Fundações de estradas inglesas durante o período neolítico (ASIRI National Project, 2011)

A chegada do período moderno levou a melhorias no conhecimento técnico-científico. Um estudo feito por Zeevaert (1957, citado por ASIRI National Project, 2011) realizado no México, trouxe à luz a influência do atrito lateral negativo em estacas. Em seguida, a partir da década de 60, a literatura promoveu exemplos que evidenciaram as vantagens do efeito de grupo e do atrito negativo (ASIRI National Project, 2011).

2.2.2 DEFINIÇÕES, TIPOS E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

“Inclusões rígidas”, no sentido estreito do termo, define-as como elementos esbeltos, tipicamente cilíndricos, verticais e mecanicamente contínuos. Em geral, sua disposição é feita segundo padrões de malhas regulares, adaptáveis de acordo com a geometria das cargas aplicadas e as condições do solo (ASIRI National Project, 2011).

A técnica de reforço de solos utilizando inclusões rígidas introduz uma sequência complexa de interações. Nesse sentido, uma fundação típica com inclusões rígidas dispõe de 5 componentes que interagem entre si (Figura 2.3): Sapata ou radier, camada de distribuição ou camada de transferência de cargas, capiteis (opcionais), inclusões rígidas e o solo circundante, tipicamente de baixa competência (Rebolledo et al., 2019).

As inclusões não possuem ligação física com a estrutura, e podem ser aplicadas ao solo por diferentes técnicas construtivas, como por exemplo: com uso de elementos pré-fabricados de concreto ou aço, *jet grouting*, ou inclusões escavadas preenchidas por materiais granulares (colunas de brita), solo-cimento, ou por concreto (ASIRI National Project, 2011).

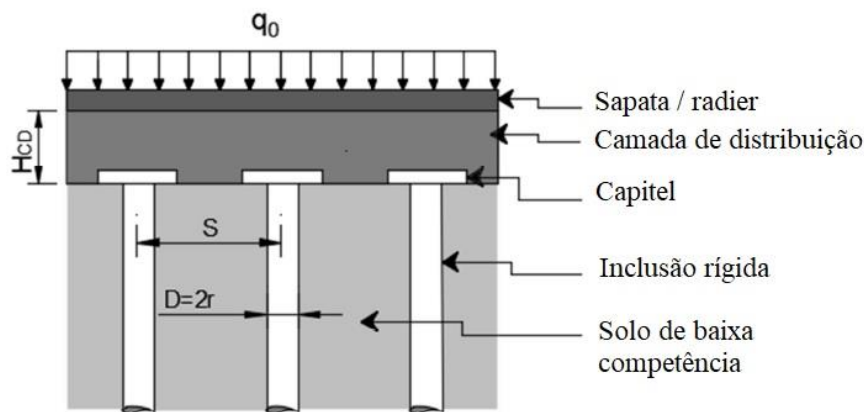


Figura 2.3: Esquema típico de uma fundação com inclusões rígidas (Rebolledo et al., 2019)

2.2.3 INCLUSÕES RÍGIDAS E A NBR 6122:2019

Apesar da recente atualização da norma Brasileira de fundações, ela não define de forma explícita procedimentos executivos para a aplicação de inclusões. Sendo assim, é adotado como amparo normativo os critérios executivos descritos no Anexo I da NBR 6122:2019, que diz respeito às peculiaridades e exigências acerca da execução de estacas tipo escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante.

Segundo a NBR 6122:2019, trate-se de uma estaca de concreto moldada *in loco*, cuja execução consiste na introdução de um trado espiral (Figura 2.4-b). O furo deve se manter estável sem necessidade de revestimento ou de fluido estabilizante. A concretagem é feita através de um funil, com no mínimo 1,5 m de comprimento. Procedimento semelhante é realizado na execução de inclusões rígidas escavadas, exceto no que diz respeito à colocação da armadura e quanto ao preparo da cabeça da estaca para ligação com o bloco ou radier, uma vez que, como citado anteriormente, inclusões não são armadas e não possuem ligação física com o bloco ou radier. (itens I.5 e I.7).

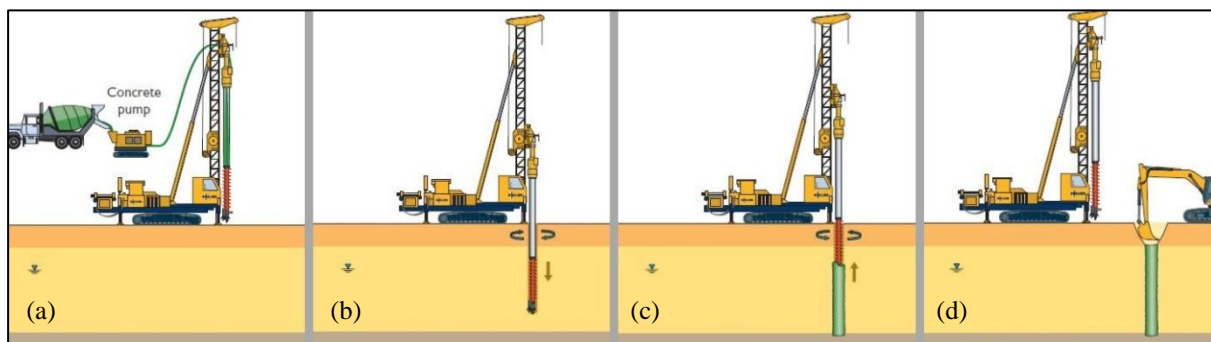


Figura 2.4: Procedimento executivo – execução de inclusões rígidas (modificado – disponível em: www.haywardbaker.com)

2.2.4 EXEMPLOS DE APLICAÇÕES

2.2.4.1 Santoyo & Ovando (2004)

A Catedral Metropolitana da Cidade do México e a adjacente Igreja El Sagrario foram construídas no século XVI e sofreram com o efeito da subsidência regional desde os primeiros estágios de sua construção. Pesquisas realizadas em 1907 apontam recalques diferenciais de 1,50 m entre o altar e a torre oeste. Em 1972, os recalques chegaram a 2,20 m e, em 1990, excederam 2,40 m (Puzrin et al., 2010).



Figura 2.5 Catedral Metropolitana e a igreja de El sagrario (Puzrin et al., 2010)

De acordo com Santoyo & Ovando (2004), dois projetos para controlar a subsidência regional foram colocados em prática, ambos, entretanto, sem sucesso. Entre 1930 e 1940, a fundação existente foi reforçada com uma laje de 50 cm, enrijecida com vigas nas duas direções. O comportamento da Catedral melhorou temporariamente, voltando a apresentar recalques diferenciais com o passar dos anos. O segundo projeto, em 1975, utilizou estacas com mecanismos para controlar a magnitude do carregamento transmitido para a cabeça das mesmas. O método falhou, pois, a capacidade de carga das estacas era de apenas 30% do peso total da catedral

O projeto apresentado por Santoyo & Ovando (2004) considerou a execução de poços de acesso (shafts), para remoção da argila mole, e o reforço do subsolo com inclusões de argamassa injetada. A sequência executiva envolvia, basicamente, quatro etapas:

- i) Construção de 32 shafts para acessar a camada de argila compressível (de 14 a 21 m de profundidade);
- ii) Rebaixamento pontual do lençol freático;
- iii) Remoção de 4.220 m³ de solo de baixa competência, extraídos a 20 m de profundidade, para correção dos recalques diferenciais;
- iv) Execução de inclusões de argamassa injetada para enrijecimento do solo de baixa competência, para prevenção de novos recalques diferenciais.

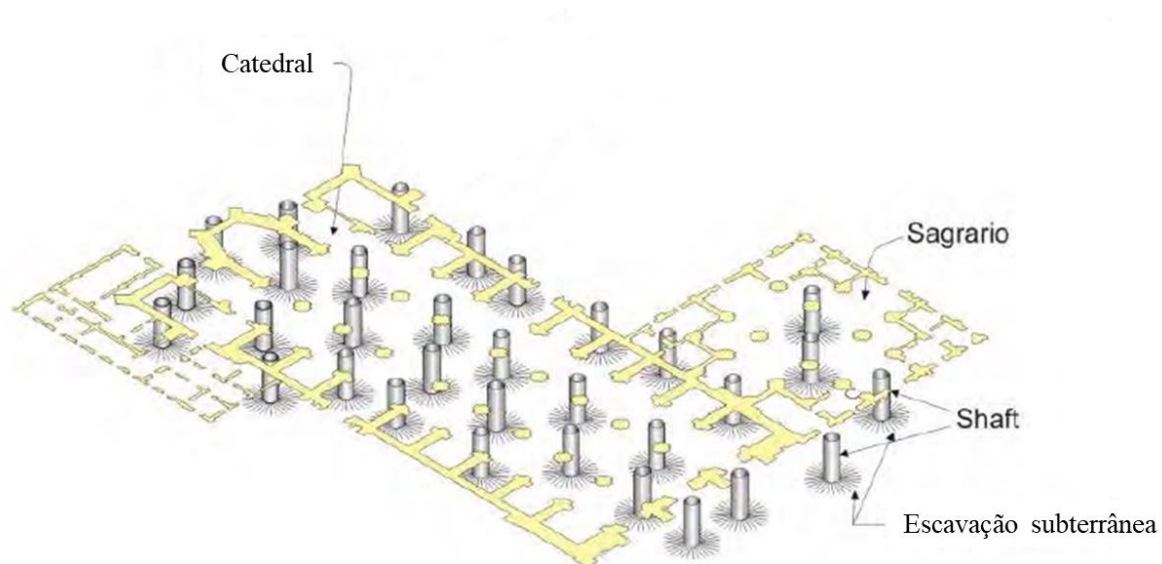


Figura 2.6: Isométrico esquemático da localização dos 32 poços de acesso (Santoyo & Ovando, 2004)

Ao final do processo de remoção do solo, os autores afirmam que os recalques diferenciais acumulados ao longo de 65 anos, devido aos efeitos da subsidência, foram praticamente eliminados (correção de 88 cm dos 92 cm).

Era necessário, ainda, estabilizar a Catedral a fim de evitar que os efeitos da subsidência regional voltassem a provocar novos recalques diferenciais. Assim, aproximadamente 5.490 m³ de argamassa foram injetadas em um furo e induzidas formação de “folhas” pelo processo de faturamento hidráulico, totalizando 585 inclusões dispostas em áreas pré-determinadas (Figura 2.7).

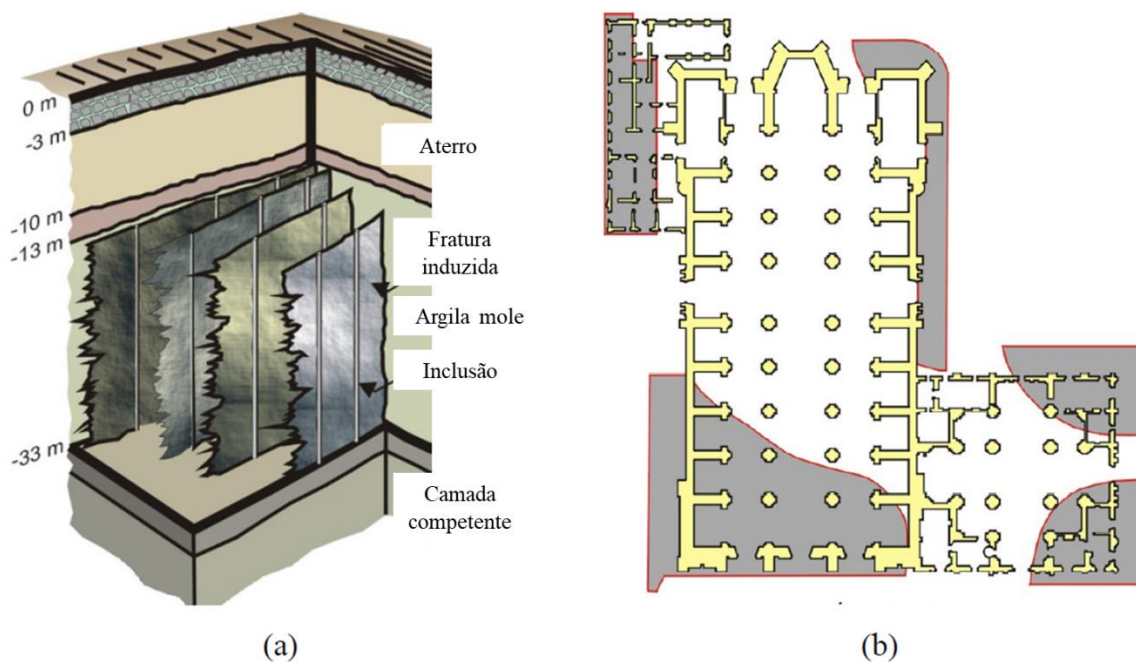


Figura 2.7: (a) Injeção de argamassa e processo de fraturamento e (b) zonas de aplicação (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010)

Os resultados apontam que, o enrijecimento do subsolo por zonas obteve êxito no controle dos recalques diferenciais provocados pela subsidência regional da Cidade do México. Com a intervenção, a Catedral Metropolitana e a Igreja El Sagrario passaram a adensar de maneira uniforme. Segundo os autores, caso não fosse realizado o reforço do subsolo com inclusões de argamassa injetada, outras intervenções deveriam ser realizadas em um horizonte de 20 a 30 anos. Ainda de acordo com Santoyo & Ovando (2004), o enrijecimento do subsolo em regiões selecionadas foi uma medida preventiva, ao contrário da escavação subterrânea, que foi uma medida corretiva.

2.2.4.2 Rodríguez & Auvinet (2006)

O artigo publicado por Rodríguez e Auvinet (2006) apresenta as diretrizes de projeto, técnicas construtivas e o comportamento de duas estruturas construídas sobre depósitos de argila lacustre da Cidade do México.

O primeiro caso trata de um projeto residencial com 66 blocos, cada um com 5 pavimentos. Inicialmente, a capacidade de carga do subsolo foi avaliada e constatou-se que o subsolo era competente para suportar tanto cargas estáticas, como dinâmicas. Em seguida, foram avaliados os recalques e verificou-se que o recalque total máximo figurava em torno de 2,00 m (Figura 2.8 - a), muito superior ao admitido pela normativa local (0,30 m).

Como solução adotada, foram instaladas 4.391 inclusões de 0,40 m de diâmetro, obedecendo um padrão de distribuição hexagonal (Figura 2.8 - b).

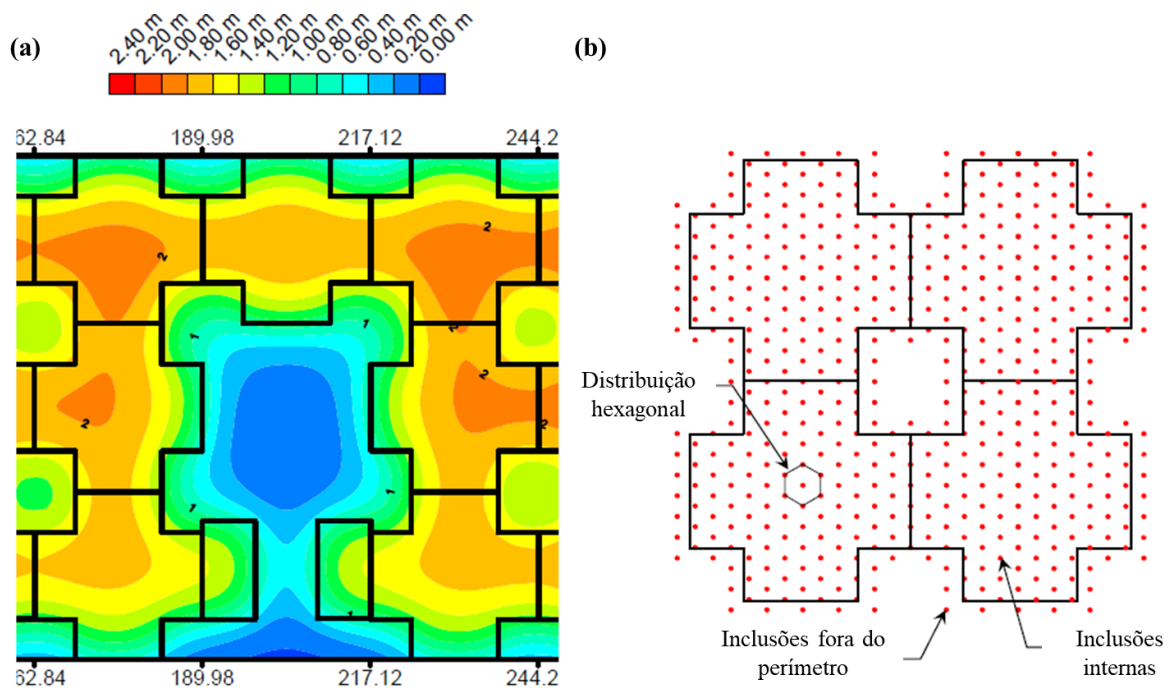


Figura 2.8: Distribuição dos recalques (a) e solução típica adotada (b) (Modificado – Rodríguez, et al. (2006))

Mais de um ano após o fim da construção, os recalques diferenciais foram medidos com o uso de *benchmarks* (referência indeslocável) localizados em 8 pontos em torno da Torre “E”. O recalque diferencial máximo medido foi em torno de 2,0 cm. A segunda obra analisada tratava-se da Biblioteca Nacional Jose Vasconcelos. A construção é composta por um prédio central circundada por 7 aterros (Figura 2.9). Devido à proximidade dos aterros ao prédio principal, foi necessário projetar fundações a fim de reduzir a influência dos mesmos sobre o prédio principal.

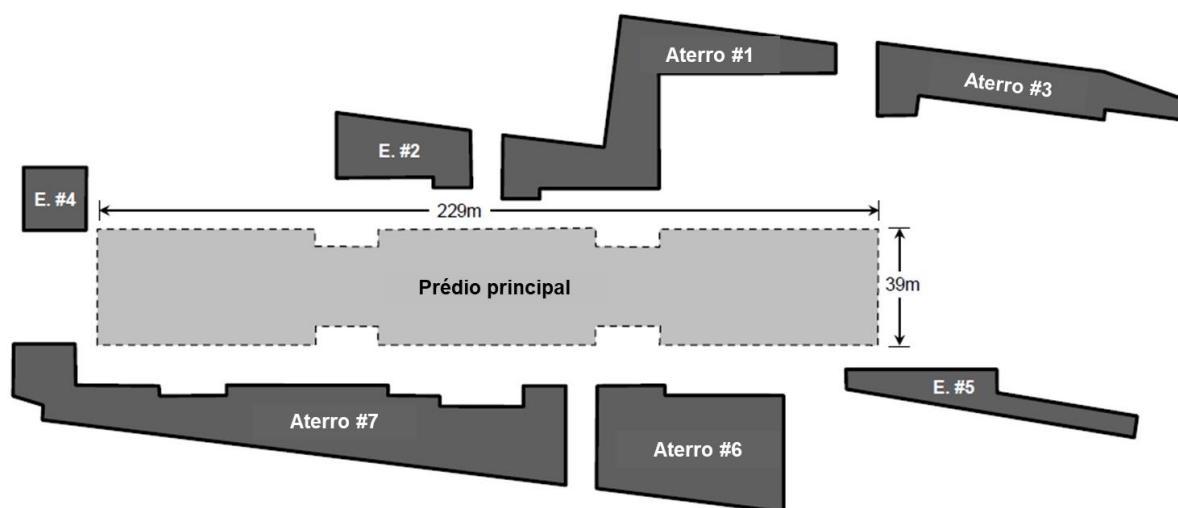


Figura 2.9: Implantação do projeto (Rodríguez & Auvinet, 2006)

A solução adotada pelos autores segue a mesma metodologia adotada para a construção multifamiliar citada anteriormente. Da mesma forma, as inclusões foram projetadas em termos de deformações (ELS), uma vez que, os recalques obtidos analiticamente, variavam entre 15,0 cm na borda do aterro, até 2,50 m no centro. Em seguida, considerando que o recalque máximo permitido por norma é de 0,30 m, foram definidos o espaçamento entre inclusões e a altura da camada de transição em função desse limite máximo.

Como conclusão, os autores ressaltam o bom comportamento das inclusões para construção de aterros e habitações residenciais. Entretanto, salientam, também, a importância de obterem-se mais dados de instrumentações de campo para validar a técnica construtiva.

2.2.4.3 Briançon et al. (2015)

Neste artigo, os autores realizaram retro análises de uma construção industrial projetada com o propósito de armazenar, temporariamente, resíduos de uma usina nuclear. O projeto consistiu na construção de 292 inclusões rígidas, com 1,0 m de diâmetro, instaladas com espaçamento de 6,0 m distribuídas em padrão de malha quadrangular, e com uma plataforma de transferência de cargas de 2,0 m de altura

Para o monitoramento da fundação, foram empregados 100 sensores, divididos entre a camada de transferência de cargas, inclusões de concreto e o solo mole circundante.

Inicialmente, a fim de validar os parâmetros do solo, foi realizado um experimento em escala real. A previsão numérica original não obteve boa concordância com os resultados

obtidos durante o experimento sendo necessário, portanto, realizar o ajuste de parâmetros do solo e detalhes construtivos.

De posse dos parâmetros ajustados e com base nos resultados das instrumentações, Briançon et al. (2015) desenvolveram a modelagem tridimensional pelo método das diferenças finitas e compararam o modelo numérico com os resultados de campo. Como contribuição deste trabalho, os autores ratificaram o efeito do arqueamento do solo proposto por Terzaghi, que transmitiu para as inclusões uma sobrecarga até 6,7 vezes superior à carga transmitida para o solo circundante. Além disso, como a maior parte da sobrecarga foi transmitida para a fundação, os recalques medidos na superfície e na cabeça das inclusões apresentaram redução significativa, provando ser um sistema eficaz no controle de recalques diferenciais.

2.2.4.4 Bernuy et al. (2018)

A publicação de Bernuy et al. (2018) apresenta o projeto e o processo construtivo de uma usina de armazenamento de gás natural liquefeito (LNG) reforçados com inclusões rígidas. A obra, realizada na cidade de Al-Zour, no Kuwait, seguiu as recomendações do projeto francês ASIRI. Em números, foram executados 8 tanques de concreto pré-fabricado, com dimensões de 96 m de diâmetro e 45 m de altura, e capacidade de 225 mil m³ de armazenamento em cada tanque (Figura 2.10).

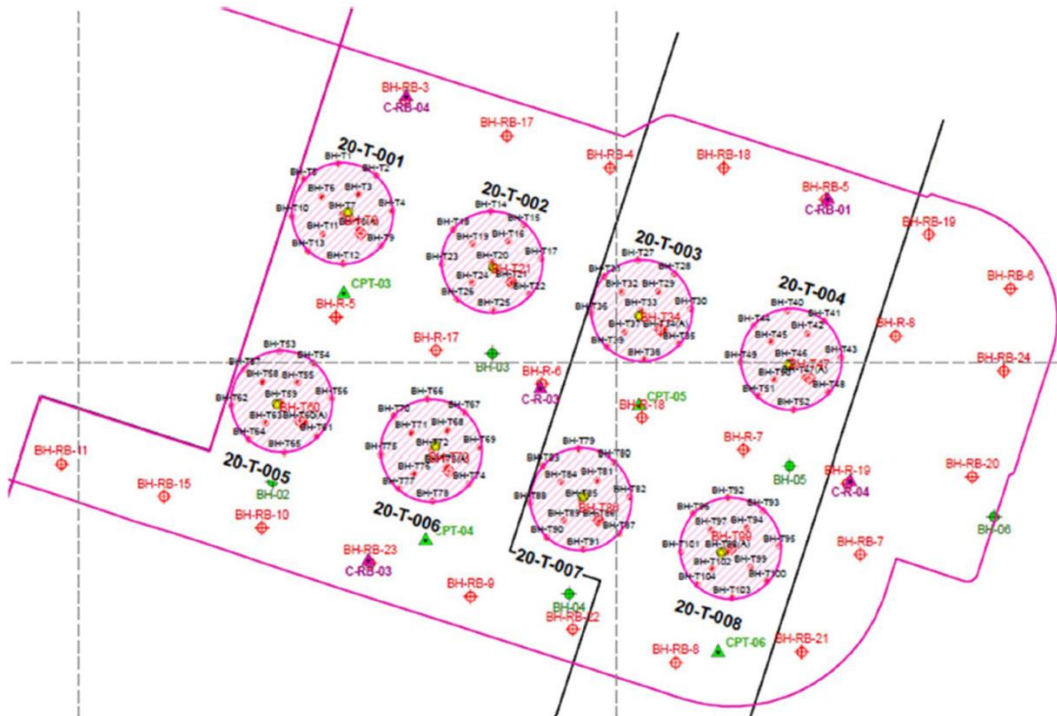


Figura 2.10: Planta de localização dos tanques e dos ensaios de campo (Bernuy et al., 2018)

A solução adotada para a fundação dos tanques foi a execução de inclusões rígidas, não armadas, com o equipamento de estaca hélice contínua (Figura 2.11). As inclusões possuem diâmetro de 0,80 m e foram distribuídas segundo um padrão de distribuição quadrangular de 2,80 m x 2,80 m, na região interna ao perímetro dos tanques, e 2,40 m x 2,40 m, na região periférica aos tanques. Além disso, as inclusões possuem cerca de 22 m de comprimento e foram embutidas em 1,0 m na camada de areia densa. Ao todo, em cada tanque, foram construídas 1.128 inclusões. Acima das inclusões foi instalada a camada de transferência de cargas, composta por material britado (diâmetro máximo de 20 mm) com as seguintes propriedades mecânicas: $\phi' = 38^\circ$, $c' = 0$ kPa e $E = 60$ MPa.

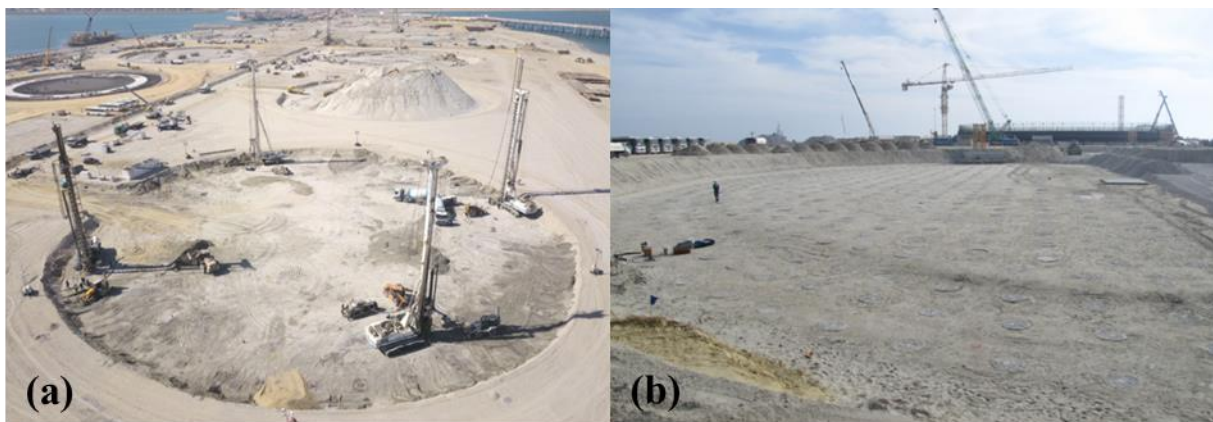


Figura 2.11: (a) sequência construtiva (b) inclusões após arrasamento e limpeza (modificado - Bernuy, et al., 2018)

Os projetistas realizaram as análises, tanto para condição estática, como dinâmica e concluíram que, as inclusões não são necessárias para assegurar a estabilidade geral das estruturas. Dessa forma, o critério de dimensionamento do projeto de fundações foi governado apenas pelos estados limite de serviço. Para prever os recalques diferenciais e totais gerados pelas cargas estáticas, os autores utilizaram o *software PLAXIS 2D* modo axissimétrico considerando módulo de elasticidade equivalente para simular o maciço reforçado com inclusões. O modelo numérico permitiu realizar simulações considerando quatro casos distintos: tanque vazio; tanque preenchido com água, tanque descarregado (*unloading*) e; tanque recarregado com LNG (*reloading*). Os resultados das simulações apresentaram um recalque máximo da ordem de 16 cm localizado no eixo de simetria, coincidente com o centro do radier (valor obtido para o tanque preenchido com água), e uma diferença nos recalques diferenciais e torno de 0,11% (valor obtido para o tanque vazio). Por fim, os autores propuseram um sistema de instrumentação que conta com: células de tensão total

posicionadas na camada de transferência de cargas, com o intuito de prover dados relativos à transferência de carga para as inclusões; *strain gauges* instalados ao longo do comprimento da inclusão central e periférica para medição das cargas transferidas ao longo do comprimento e; *benchmarks* posicionados na borda da laje dos tanques, a fim de monitorar o recalque das estruturas. Cabe ressaltar que, os dados dos instrumentos ainda não se encontram disponíveis pois o experimento encontra-se em operação.

2.2.5 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

2.2.5.1 MECANISMO GERAL

De acordo com Rodríguez et al (2019), a redução nos recalques devido ao uso de inclusões deve-se a uma transferência significativa da carga para as inclusões. O processo inicia-se com a transferência das cargas da estrutura para a camada de distribuição. Em seguida, parte da carga é transmitida para a cabeça das inclusões, sendo outra parcela absorvida por atrito negativo. Por fim, as inclusões transferem as cargas para as camadas mais competentes do subsolo por atrito negativo e pelas pontas.

2.2.5.2 MECANISMO DA PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA (LTP)

Chevalier et al. (2011) afirmam que os métodos analíticos para descrever o processo transferência de cargas são restritos a camadas de solos granulares, e podem ser classificados em 3 categorias:

A primeira categoria considera que o mecanismo dentro da camada granular é similar a teoria descrita por Terzaghi (1943). Nesse caso, a camada de transferência pode ser dividida em duas áreas: a parte fixa, localizada exatamente acima da cabeça das inclusões e, a parte que desliza entre as inclusões e, por isso, induzem a transferência de cargas por atrito ao longo das mesmas.

A segunda categoria (Hewlett and Randolph 1988; Kempfert 1997; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik 2004, citado por Chevalier et al. 2011) considera que o efeito do arqueamento do solo ocorre entre duas inclusões adjacentes e, então, a carga transmitida é calculada considerando o formato pré-definido pelo arco.

Por fim, a terceira categoria admite a existência de uma zona de influência acima de cada inclusão, de modo que, a inclinação do cone formado sobre a cabeça das inclusões varia de acordo com as características do solo as cargas transmitidas podem ser obtidas por modelos analíticos propostos por Carlsson (1987); Svano et al. (2000); Øiseth and Busklein (2001), citados por Chevalier et al. (2011).

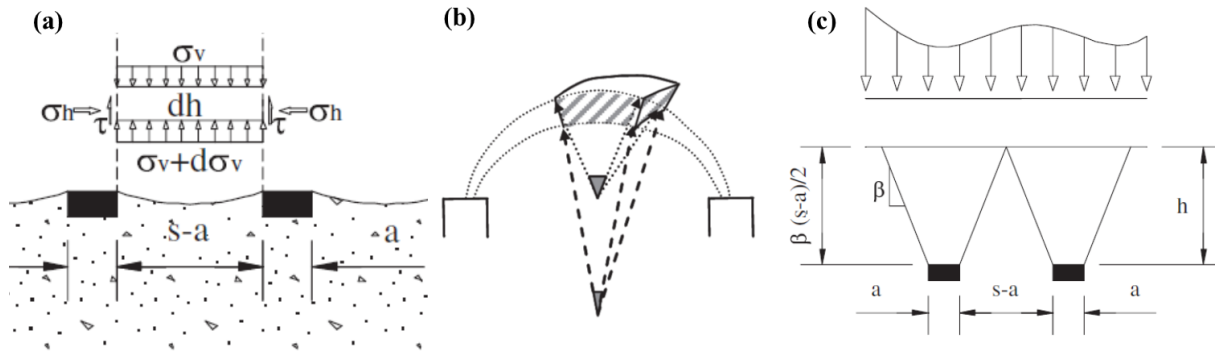


Figura 2.12: Grupos de métodos analíticos (Nunez et al., 2013)

Fagundes et al. (2017) ressaltam ainda que deve ser empregada uma altura mínima para a LTP, a fim de que o mecanismo de transferência de cargas seja otimizado e, por consequência, diminua a carga transmitida para o solo de baixa capacidade. Ainda segundo os autores, o termo “altura crítica”, H_{cd} , é definido como a altura mínima em que, os recalques na base da camada, não produzem recalques diferenciais mensuráveis na superfície da mesma.

2.2.5.3 EFICIÊNCIA E DESEMPENHO

Eficiência, segundo Fagundes et al (2015) é definida como a capacidade da camada de transferência de cargas (LTP) em transferir a carga advinda de seu peso próprio e sobrecargas para as inclusões, em forma de carga axial. A expressão é definida por:

$$E_f = \frac{F}{W + Q} \quad (2.1)$$

onde: W é o peso próprio da plataforma de transferência de cargas e Q é a sobrecarga. F é a carga transmitida para as inclusões. Cabe ressaltar que, quando $E_f = 1$, significa que toda a carga é absorvida pelas inclusões e, por conseguinte, nenhuma carga é absorvida pelo subsolo de baixa competência. Em contrapartida, à medida que ocorre a diminuição desse fator, parte da carga será absorvida pelo subsolo, e o sistema pode ser classificado como menos eficiente.

Chevalier et al. (2011) ressaltam que a eficiência é maior quando há a presença de uma laje rígida acima da plataforma de transferência de cargas (Figura 2.13). Em seu experimento, os referidos autores puderam observar que as inclusões receberam um acréscimo de cargas de 40,7% devido à construção de uma laje rígida antes da aplicação da sobrecarga e, por consequência, reduziram o recalque total.

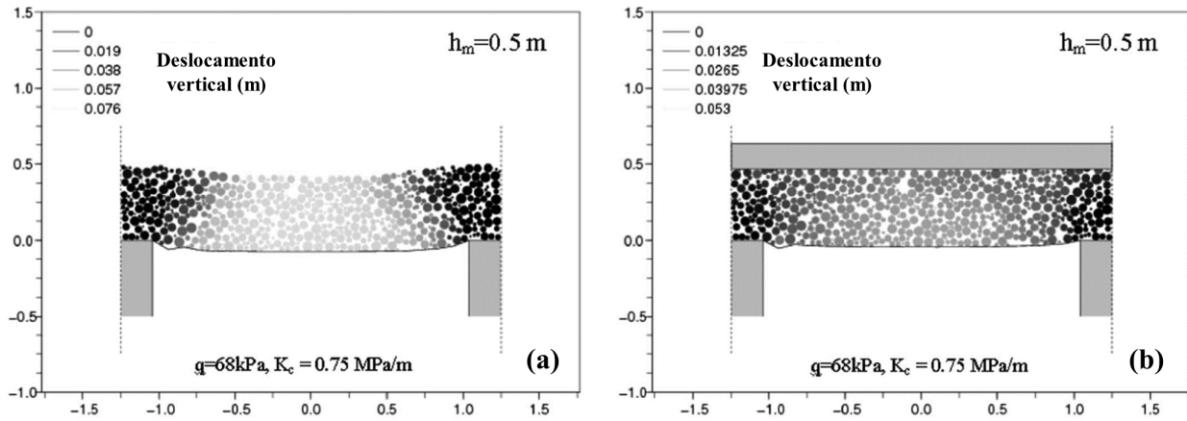


Figura 2.13: Mecanismo de transferência de cargas: (a) sem laje acima das inclusões; (b) com laje acima dos inclusões (modificado – Chevalier, et al. 2011)

Nunez, et al. (2013) afirmam que é uma prática comum avaliar o desempenho do sistema pelo conceito da eficiência (E) citado anteriormente. Entretanto, o resultado mostra apenas a taxa da carga transmitida para as estacas. Já o conceito de eficácia (E_T) apresenta a taxa de recalque obtido com o reforço das inclusões e relaciona com o recalque provocado sem as inclusões.

$$E_T = 1 - \frac{S_p}{S_{wp}} \quad (2.2)$$

onde: S_p é o recalque medido com o reforço com inclusões rígidas; S_{wp} é o recalque medido para o subsolo sem reforço.

Conceito semelhante diz respeito ao desempenho (SRF – *Settlement reduction factor*, ou fator de redução de recalques). Rebolledo et al. (2019) expandem o conceito como a capacidade do conjunto fundação com inclusões rígidas em reduzir os recalques gerados por um subsolo sem reforço. Abaixo, a expressão que o define:

$$SRF = 1 - \frac{\delta_s^+}{\delta^*} \quad (2.3)$$

onde: δ_s^+ é o recalque do subsolo reforçado com inclusões, medido no centro do radier e; δ^* é o recalque do subsolo sem reforço, também obtido no centro do radier. Ainda segundo os autores, quando $SRF = 1$, indica que os recalques foram reduzidos em sua totalidade e, conseqüentemente, o desempenho do sistema é máximo. Já quando $SRF = 0$, mostra que a redução nos recalques é nula e, portanto, o desempenho do sistema é mínimo. Ainda de

acordo com Rebolledo et al. (2019), fundações com inclusões rígidas apresentam maior desempenho quanto mais compressível for o subsolo a ser reforçado. Segundo os autores, essa constatação se deve ao fato de que a plataforma de transferência de cargas transfere mais carga para a cabeça das inclusões do que para o subsolo reforçado.

2.2.6 MODELOS FÍSICOS EM ESCALA REAL E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Nesta seção, será discutida a relevância dos projetos em escala real (por meio de exemplos) para validação dos modelos numéricos e analíticos. Parte fundamental dessa discussão passa pela escolha adequada dos instrumentos de medições geotécnicas.

2.2.6.1 Briançon et al. (2012)

Neste trabalho, os autores apresentaram um aterro instrumentado, reforçado por inclusões rígidas e geossintéticos implantados em uma camada de solo mole. A área onde o experimento em escala real foi realizado encontra-se na região de Chelles, na França, como parte do projeto ASIRI. A região foi dividida em quatro seções, sendo três delas reforçadas com inclusões (2R, 3R, 4R). A quarta seção (1R), não foi reforçada para ser utilizada como referência (Figura 2.14).

Cada seção reforçada possui uma área de 8,0 x 8,0 m, reforçadas por 16 inclusões, distribuídas em um padrão quadrangular com 2,0 m de espaçamento entre as mesmas. Sobre as seções 3R e 4R foram construídas uma camada de solo granular compactado reforçado com geossintéticos. A seção de referência (1R) possui dimensões de 7,5 x 8,0 m (Figura 2.14).

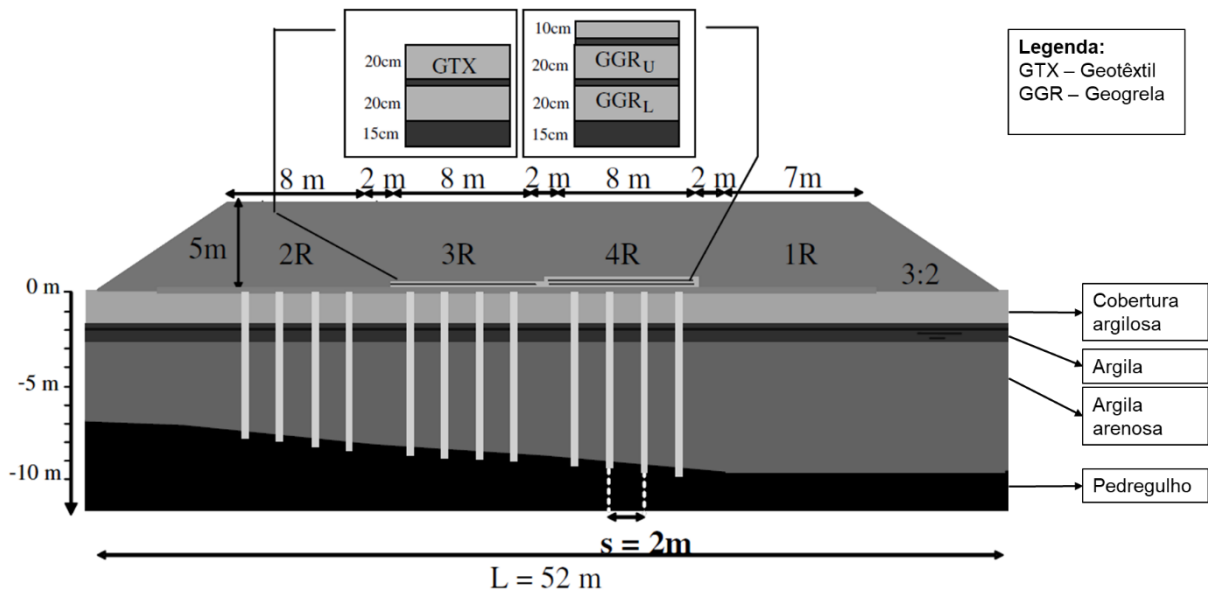


Figura 2.14: Geometria do problema analisado e seções instrumentadas (Briançon et al., 2012)

A instrumentação foi utilizada para desenvolver um melhor entendimento do sistema de reforço do aterro como um todo. Para tal, Briançon et al. (2012) dispuseram de mais de 70 sensores instalados nas inclusões de concreto, na plataforma de transferência de cargas e na camada de solo mole. Dessa maneira, foram utilizados: medidores de propressão, para medição da pressão intersticial na camada de solo mole; células de tensões totais, para medir a carga absorvida pela LTP; extensômetros, para medição dos recalques na camada de solo mole; e transdutores de deslocamento, para medir o recalque relativo entre o solo e a inclusão. Com os resultados apresentados neste artigo, os autores puderam afirmar que: Em primeiro lugar, a consistência da instrumentação foi verificada por meio de comparações de resultados semelhantes, por diferentes sensores. Posteriormente, medidas de tensões verticais evidenciaram um acréscimo significativo na carga transferida para as inclusões nas seções onde há a presença da plataforma de transferência de cargas (3R e 4R) (Figura 2.15).

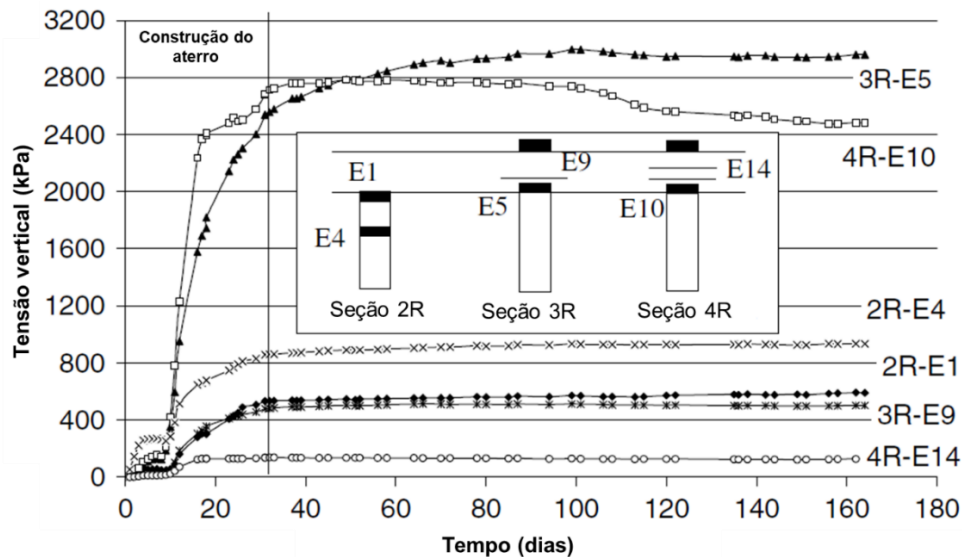


Figura 2.15: Desenvolvimento das tensões verticais transferidas para as inclusões ao longo do tempo (Briançon et al., 2012)

Consequentemente, observa-se que nessas seções a eficiência do sistema é muito maior do que a apresentada pela seção 2R, tanto no instante logo após a construção do aterro, como também após longo período da construção (Tabela 2.1).

Tabela 2.1: Eficiência em cada seção analisada

Seção	Eficiência ^a (%)	Eficiência ^b (%)
2R	16,4	18,1
3R	77,4	88,8
4R	81,4	74,1

^a após a construção do aterro

^b longo tempo após a construção do aterro (entre dia 100 e dia 160)

Apesar de a camada de solo mole não apresentar elevada compressibilidade (o recalque total na seção de referência foi de 260 mm), o recalque pode ser significativamente reduzindo com a incorporação de inclusões e geossintéticos, conforme apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Influência da configuração de cada tipo de seção na distribuição de recalques

Seção	Recalque do solo (mm)	Recalque diferencial solo-inclusão (mm)
1R	260	-
2R	105	97
3R	70	41
4R	65	37

Por fim, a Tabela 2.3 apresenta o percentual de redução nos recalques e o percentual de redução na tensão vertical aplicada para as três seções reforçadas quando comparadas com a seção sem nenhum tipo de melhoria (1R). Diante dos dados apresentados, os autores concluíram que, para a seção 2R, uma redução de 60% nos recalques foi alcançada com uma redução de apenas 13% na tensão vertical (calculada entre as inclusões). A mesma comparação também foi realizada para as seções 3R e 4R.

Tabela 2.3: Influência de cada seção analisada na redução nos recalques e na tensão transferida

Seção	Redução nos recalques ^a (%)	Redução na tensão aplicada ^b (%)
2R	60	13
3R	73	50
4R	75	70

^a Comparado com recalque na seção sem reforço (1R)

^b Calculado entre inclusões e comparado com a seção sem reforço

Isso confirma que seria mais relevante definir a eficiência de aterros reforçados em termos de recalques do que função da redução de tensão. Ainda segundo Briançon, et al, (2012), como na maioria dos casos, os ELS são definidos em função dos recalques. Nesses casos, os autores ressaltam ainda que, os projetistas devem estar atentos pois não é necessário obter uma redução na tensão vertical na plataforma de transferência da mesma ordem dos recalques.

2.2.6.2 Haofeng et al., (2014)

O artigo apresenta dois modelos em escala real de inclusões de concreto instaladas sob plataforma de transferência de cargas. O primeiro modelo conta com o reforço de duas camadas de geogrelhas, enquanto o segundo não conta com a adição do reforço.

A motivação deste trabalho foi avaliar a contribuição do reforço com geogrelha e fazer previsões baseadas na instrumentação de campo. Futuramente, o terreno abrigaria a construção de uma usina de combustíveis fósseis onde, de acordo com a demanda local, deveriam ser construídos dois armazéns com 120m de diâmetro.

Para o monitoramento da estrutura, os autores utilizaram 20 células de tensão total, distribuídas na camada de transferência de cargas (Figura 2.16). dois inclinômetros posicionados conforme indicado na Figura 2.17 e 18 *strain gauges* divididos igualmente entre

a inclusão central e a periférica (Figura 2.17), aderidos às estacas pré-moldadas nas profundidades 0,6m, 10,0m e 21,0m.

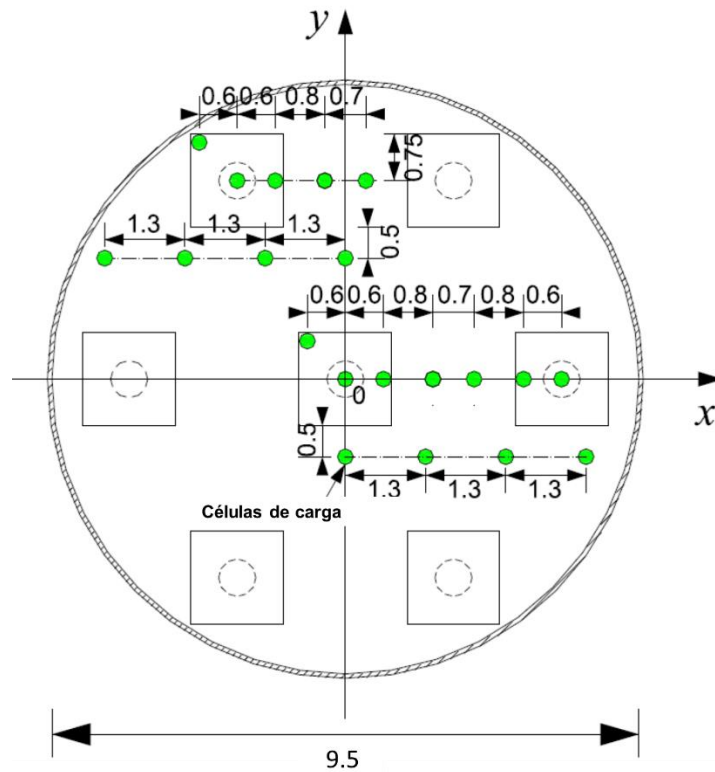


Figura 2.16: Distribuição das células de carga em planta (dimensões em metros). (Haofeng et al., 2014)

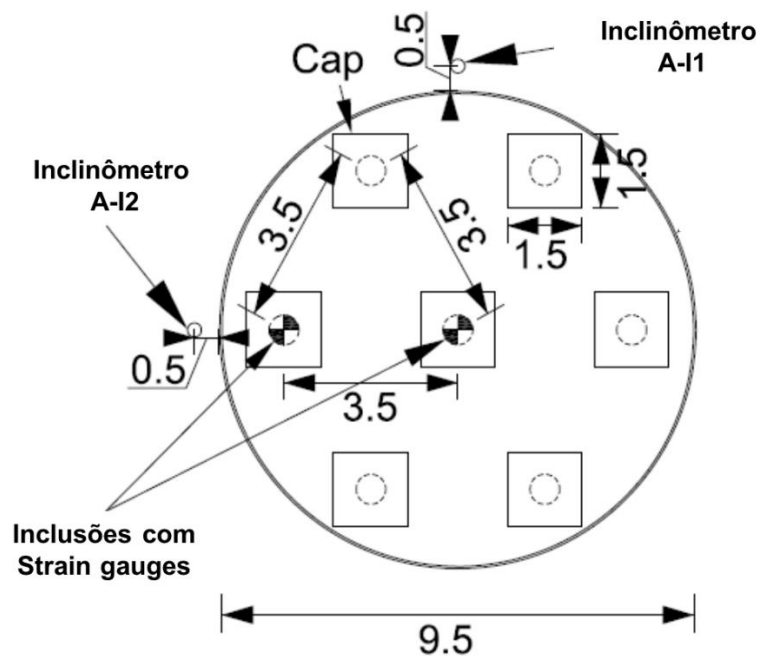


Figura 2.17: Localização dos inclinômetros e inclusões monitoradas com *strain gauges* (dimensões em metros) (modificado - Haofeng et al., 2014)

Dentre as conclusões apresentadas no trabalho de Haofeng, et al, (2014), destacam-se os pontos mencionados abaixo:

- i) Os sucessivos incrementos de cargas transmitidas às inclusões, monitoradas à profundidade de 0,60 m, aumentaram de forma linear com o aumento da carga superficial aplicada (Figura 2.18). O uso de geogrelhas, cuja resistência à tração em ambas as direções é de 40 kN/m, não se mostrou vantajoso para sobrecargas abaixo de 8.800 kN, uma vez que, as cargas axiais transmitidas apresentam pequena variação em relação ao modelo sem uso do reforço com geogrelhas. Esse fato pode ser explicado pois o reforço necessita que ocorra uma deformação suficientemente elevada para que ocorra o efeito membrana. Com o incremento na carga superficial superior a 8.800 kN, observa-se o desenvolvimento do recalque diferencial entre o solo e as inclusões. Dessa forma, o reforço passou a ser solicitado e a carga transmitida para as inclusões.

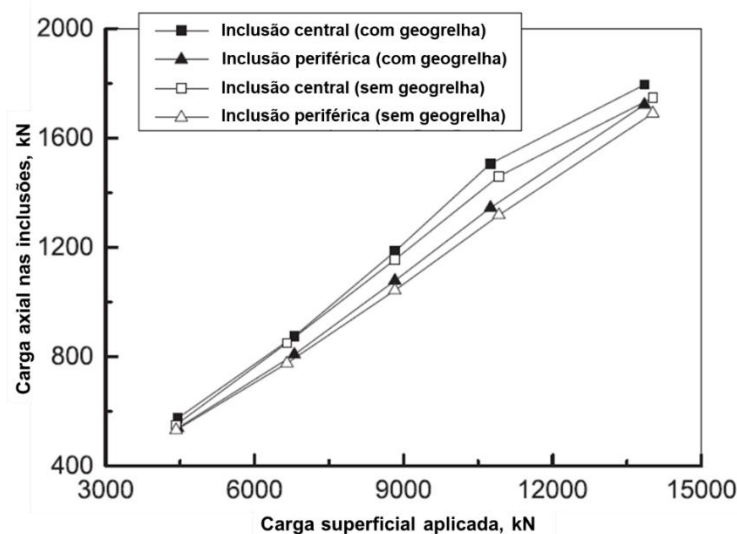


Figura 2.18: Gráfico de cargas aplicadas *versus* cargas absorvidas pelas inclusões monitoradas ($z = -0,60\text{m}$)
(modificado - Haofeng et al., 2014)

- ii) Ao longo do comprimento das inclusões, os esforços axiais evoluíram de forma não linear, como apresentado na Figura 2.19. Os padrões de distribuição de esforços axiais ao longo do eixo das inclusões é praticamente o mesmo, para diferentes etapas de aplicação de cargas. Pode-se atribuir, ainda, à geogrelha, o aumento na transferência das cargas.

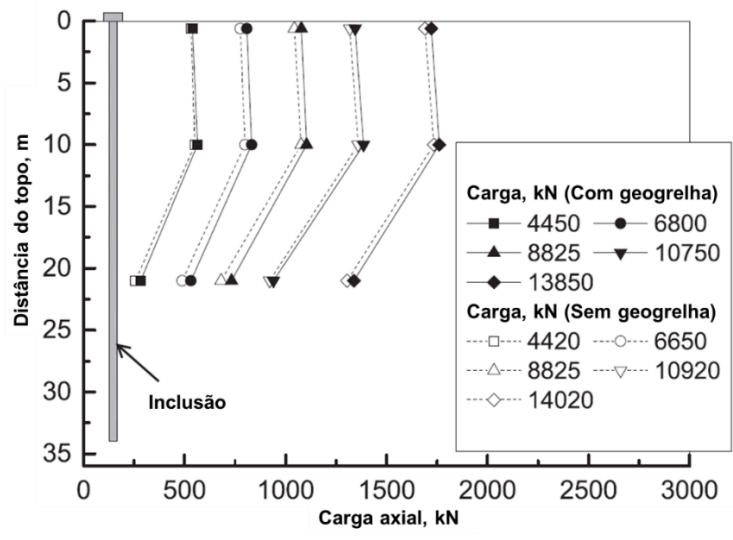


Figura 2.19: Gráfico de carga absorvida ao longo das inclusões (modificado - Haofeng et al., 2014)

iii) Por fim, os autores comparam a eficiência dos modelos em campo com a eficiência do modelo analítico previsto pela norma alemã EBGEO (2010). Com o incremento no carregamento externo, a eficiência dos dois modelos apresentados aumentaram rapidamente, e obtiveram valores constantes da ordem de 80,2% e 77,7% (testes com uso de reforço e sem reforço, respectivamente). Durante o procedimento de descarregamento, os autores evidenciam que os valores medidos apresentaram um leve aumento, que pode ser atribuído ao adensamento da camada de areia durante o procedimento de carregamento. Em linhas gerais, Haofeng et al. (2014) afirmam que ambos modelos apresentaram boa concordância com as previsões de eficiência constantes na normativa alemã, como pode ser observado na Figura 2.20.

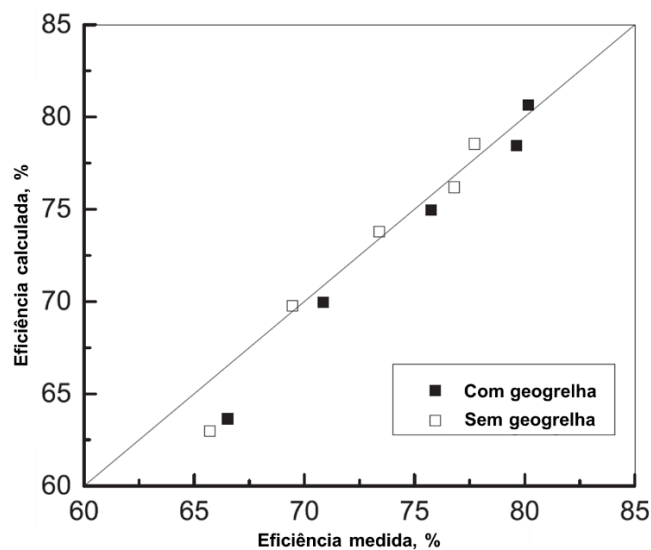


Figura 2.20: Correlação entre a eficiência medida em campo e modelo analítico da EBGEO (modificado - Haofeng et al., 2014)

2.3 FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS

2.3.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Solos colapsíveis experimentam redução significativa em seu volume devido ao aumento do teor de umidade sem que haja, necessariamente, aumento das tensões *in-situ*. Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), solos colapsíveis apresentam redução no volume em função da diminuição na sucção mátrica. Ainda segundo o autor, esse tipo de solo apresenta uma estrutura aberta, com a formação de macroporos, tornando-se propícia a formação de uma estrutura metaestável. Em geral, solos colapsíveis são não saturados e a redução na sucção mátrica é considerada como um dos principais motivos para a ocorrência do fenômeno do colapso (Matyas & Radhakrishna, 1968; Escario & Sáez, 1973; Cox 1978; Lloret & Alonso, 1980; Maswoswe, 1985; citado por Fredlund & Rahardjo, 1993).

A formação de solos colapsíveis é favorecida em regiões de clima tropical. O desenvolvimento desses tipos de solos é decorrente de dois motivos fundamentais: Alternância entre estações seca e chuvosa, e pela escassez de umidade, característica das regiões áridas e semiáridas (Silva, 2006). No âmbito nacional, há registros de ocorrências de solos colapsíveis nos estados: Amazonas, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal. A Figura 2.21 relaciona cidades brasileiras onde foram encontrados solos colapsíveis (Silva, 2006). Em se tratando do solo de Brasília, Fedá (1966) citado por Araki (1997) afirma que o principal fator que classifica um solo colapsível é apresentar porosidade maior que 40%. O solo estudado apresenta valor médio de 59%.

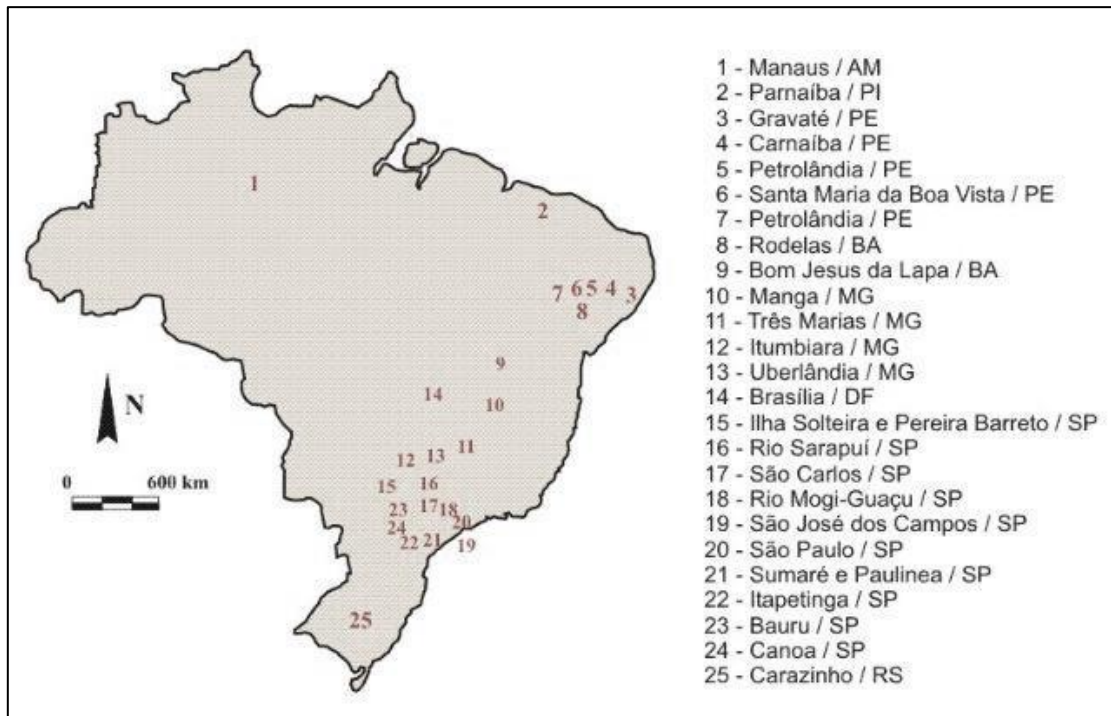


Figura 2.21: Ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 1993)

O centro-oeste brasileiro, onde encontra-se localizado o Distrito Federal, apresenta um regime climatológico bem definido ao longo de um ano. De outubro a março há um predomínio chuvoso, e de abril a setembro predomina o período de seca. A Figura 2.22 abaixo apresenta os dados pluviométricos e as medidas máximas e mínimas, a partir de uma série de dados acumulados de 30 anos.

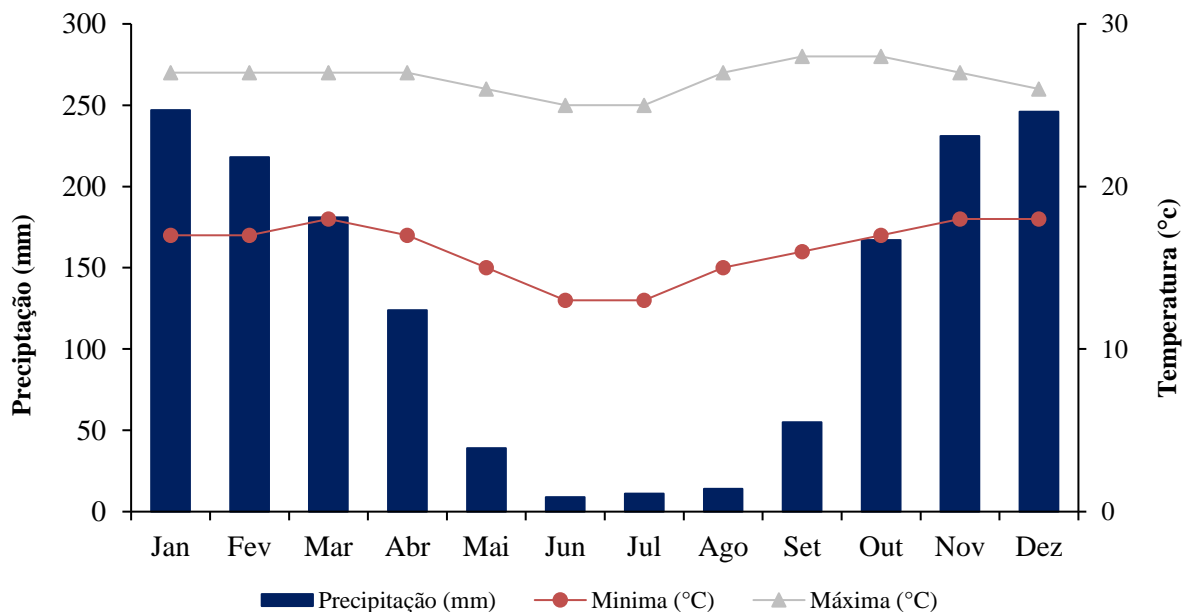


Figura 2.22: Dados climatológicos ao longo dos 30 anos (fonte: Climatempo)

2.3.1.1 CONCEITOS BÁSICOS ACERCA DA MECÂNICA DOS SOLOS NÃO-SATURADOS

Historicamente, a mecânica dos solos direcionou seus estudos em solos saturados em virtude da ocorrência de solos sedimentares saturados em países de clima temperado. Entretanto, dados históricos de ensaios de campo, que avaliaram o teor de umidade ao longo da profundidade em regiões áridas e semiáridas, evidenciaram que a condição saturada nunca foi alcançada. Nesse tipo de bioma, onde a evaporação excede a infiltração, as deformações volumétricas geradas nas camadas superficiais de solo são função da variação de umidade induzido pelas condições ambientais e particularidades do projeto (Alonso, Gens, & Hight, 1987).

De acordo com Pereira et al. (2010), para a mecânica dos solos não saturados, entretanto, a busca por um conceito de tensões efetivas que desempenhe o mesmo papel que princípio postulado por Terzaghi introduziu um longo debate, com início na década de 60. Bishop (1959), citado por Pereira et al. (2010), propôs a generalização do princípio das tensões efetivas de Terzaghi ao considerar a pressão de ar e água simultaneamente e o parâmetro de Bishop, resultando na equação:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.4)$$

De modo que, σ' é o tensor de tensões efetivas; σ é o tensor de tensões totais; u_a é a pressão atmosférica e $(u_a - u_w)$ é o tensor de tensões que representa a sucção mátrica. O parâmetro de Bishop é dado por χ e pode ser assumido, de forma cautelosa, como função do grau de saturação S_r , já que desvios importantes dessa suposição surgem para solos de plasticidade relativamente alta (Pereira, Coussy, Alonso, Vaunat, & Olivella, 2010).

O estado de tensão no solo é definido, portanto, a partir das variáveis independentes de tensão (Fredlund, 1979):

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

E pelo tensor de tensões referente à parcela de sucção mátrica dada por:

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Dessa forma, para condição de carregamento unidimensional, as variáveis de estado de tensão se relacionam entre si, no espaço tridimensional, com o terceiro eixo sendo o índice de vazios.

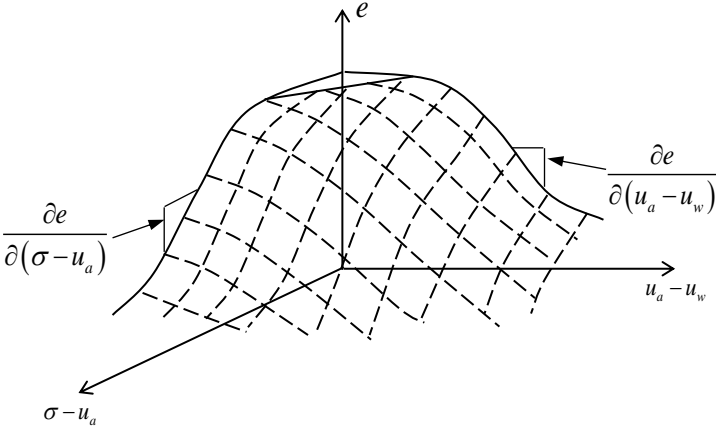


Figura 2.23: Superfície de estado de um solo não saturado (Fredlund, 1979)

2.3.1.2 ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB PARA SOLOS NÃO SATURADOS

O esforço cisalhante de um solo não saturado pode ser escrito de uma forma estendida a partir da equação de resistência de Mohr-Coulomb (Fredlund et al. 1978 citado por Fredlund 1979).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad (2.7)$$

onde c' é a coesão efetiva do solo e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, sendo ambos estimados com base na mecânica dos solos saturados. ϕ^b é o ângulo de atrito com relação a mudanças na variável de tensões ($u_a - u_w$). A equação pode ser visualizada no espaço tridimensional sendo o terceiro eixo representativo da sucção mátrica (Figura 2.24). Quando o solo se aproxima da completa saturação, u_a se aproxima de u_w e o tensor de tensões referente à parcela da sucção iguala-se a zero, tornando a equação equivalente a de um solo saturado (Fredlund, 1979).

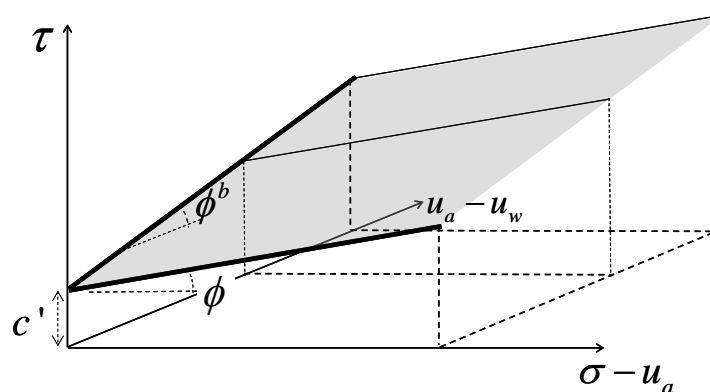


Figura 2.24: Superfície de ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund, 1979)

2.3.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Esta seção destina-se à revisão da literatura no que tange aos tipos de fundações aplicadas em solos colapsíveis.

2.3.2.1 FUNDAÇÕES POR TUBULÕES “CRAVADOS”

Um experimento realizado por Cintra et al. (2004a) mostrou os benefícios da “cravação” de tubulões na capacidade de carga de solos colapsíveis. Dois tubulões a céu aberto foram executados no campo experimental da EESC, assentados à cota -6,0m, propositalmente, onde encontra-se um horizonte de solo colapsível. A “cravação” foi

realizada por meio de ensaios de prova de carga estática, para “cravações” de 0,15 m, 0,30 m, e 0,45 m, nas condições sem inundação prévia, e com pré-inundação do terreno.

Foram encontrados baixos valores de capacidade de carga e carga de colapso (870 kN e 410 kN, respectivamente). Após a “cravação” de 0,30 m de ensaio da prova de carga estática (PCE), por exemplo, os valores das capacidades de carga e carga de colapso aumentaram significativamente, passando para 1.610 kN e 770 kN respectivamente.

Cintra et al. (2004a) ainda ratificam a importância da verificação simultânea dos estado-limite último e de serviço previstos pela NBR 6122:2019 (ABNT, 2019), que determina, respectivamente, fatores de segurança 2,0 e 1,5 à carga de ruptura e à carga que provoca o recalque máximo admissível.

2.3.2.2 FUNDAÇÕES POR ESTACAS ESCAVADAS

Sales et al. (2015) avaliaram o risco da adoção de estacas escavadas executadas na camada de argila porosa, no Distrito Federal. A obra, pertencente ao programa minha casa minha vida (MCMV), é composta por 400 edifícios com 4 pavimentos. Sabendo do potencial danoso que o colapso da argila poderia gerar nas estruturas, os projetistas estabeleceram critérios de proteção da fundação, objetivando-se evitar problemas futuros, relacionados a capacidade de carga e recalques.

A avaliação do comportamento das estacas foi feita por meio de provas de cargas em 3 condições distintas: i) prova de carga com o solo em condição natural (PC17); ii) prova de carga com o solo inundado na superfície, por meio da execução de uma vala contornando o bloco de coroamento (PC20); iii) prova de carga com o solo inundado na superfície, por meio de vala contornando o bloco e inundação progressiva ao longo do fuste, nas profundidades de 3 m e 7 m por meio de furos a trado (PC21). A prova de carga PC 17 rompeu quando houve incremento de 323 kN para 353 kN. Para a PC 20, a ruptura ocorreu quando passou de 294 kN para 324 kN. Para a carga de trabalho de 118 kN a estaca apresentou um recalque de apenas 1,08 mm. Por fim, a estaca correspondente à prova de carga PC 21 rompeu quando ocorreu incremento de carga de 177 kN para 206 kN. Ainda para a carga de 177 kN (1,5 vezes a carga de trabalho prevista) teve um recalque total de apenas 10 mm.

Sales et al. (2015) destacam ainda que o mais importante nesse estudo de caso é que devem-se evitar soluções em fundações superficiais por estas estarem mais suscetíveis a aumentos de umidade por infiltração de águas da chuva e de águas servidas. Ressalta-se ainda que, pelos ensaios de adensamento a 7 m de profundidade, ocorre o colapso do solo sob uma

carga de apenas 6 kPa, confirmando o potencial metaestável da estrutura da argila porosa do Distrito Federal.

2.3.2.3 FUNDAÇÕES POR INCLUSÕES RÍGIDAS

O estudo de caso apresentado por Pérez (2017) compara diferentes propostas de fundações para um empreendimento residencial localizado na cidade de Santa Maria – DF. Para tal, o autor utilizou a estratigrafia do campo experimental da UnB como base para a reprodução numérica de um dos blocos do empreendimento. Os tipos de soluções comparadas foram: radier; radier estaqueado com 19 e 26 estacas e; inclusões rígidas com 9,50 m e 12,00 m. Para cada simulação, adotou-se duas hipóteses para a condição da estratigrafia do CEGUnB: condição natural, e condição com os 3,50 m iniciais inundados.

Afim de fixar parâmetros normativos para comparar os resultados obtidos, Pérez (2017) estabeleceu limites para: capacidade de carga, recalque total e distorção angular. O referido autor afirma que, somente a fundação com inclusões rígidas de 12,0 m foi capaz de atender a todos os critérios normativos concomitantemente, provando que, do ponto de vista técnico, o uso de inclusões pode ser uma alternativa para habitações de pequeno porte.

2.3.3 DANOS ESTRUTURAIS PROVOCADOS PELO COLAPSO DO SOLO

Conforme afirmam Cintra et al. (2009), existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas sob ação do peso próprio da camada, ou seja, sem carregamento externo. Ainda de acordo com os autores, este não é o caso dos solos brasileiros, nos quais os solos colapsíveis necessitam de uma carga externa mínima para desencadear o fenômeno. Logo, os requisitos para que as estruturas assentes em solos colapsíveis sofram recalque de colapso são o aumento no teor de umidade até a inundação do solo e um acréscimo de carga nas fundações igual a carga mínima de colapso. Frente ao exposto, Cintra et al. (2009) relatam casos de obras que tiveram danos estruturais provocados pelo colapso, sendo parte deles apresentados resumidamente na Tabela 2.4. Adicionam-se, ainda à Tabela 2.4, o estudo pericial de Ferreira et al. (2003) e dissertação de Pérez (2017).

Tabela 2.4: Pesquisas relacionadas aos danos em estruturas provocados pelo colapso (modificado - Cintra et al 2009.)

Autor (es) e ano	Cidade	Pesquisa desenvolvida
Vargas (1951)	São Paulo - SP	Responsável por fazer a primeira menção ao colapso do solo em construções residenciais. Segundo o autor, a construção sobre a argila porosa vermelha tem provocado recalques capazes de trincar alvenarias de tijolos.
Scherrer (1965)	Jurumirim - SP	Atribuiu à inundação do reservatório da barragem de terra de Jurumirim um recalque adicional além do recalque oriundo do adensamento.
Aragão e Melo (1982)	Petrolina - PE	Relatam o caso de um conjunto residencial à época, recém construído, onde 600 residências apresentaram danos estruturais devido ao colapso
Lopes (1987)	Terra Roxa - PR	Apresentou o caso de uma forte tempestade, que precipitou 155 mm em 4h e gerou danos graves às construções, como por exemplo: inclinação de paredes, ruptura de muros e rompimento de tubulações de esgoto, desaprumo de janelas, dentre outros. Segundo o relato do autor, à época, a população local e a imprensa atribuíram os danos ao enchimento do reservatório da barragem de Itaipu.
Albuquerque Filho (2002)	Pereira Barreto - SP	Relatou o caso da barragem de Três Rios que, quando ocorreu o enchimento do reservatório dessa UHE, o colapso decorrente da inundação provocou danos em cerca de 300 habitações que precisaram ser reformadas ou reconstruídas.
Ferreira et al (2003)	Bauru - SP	Neste trabalho, os autores relatam um caso, no qual a infiltração de água devido a um vazamento de um espelho d'água provocou recalques que causaram danos aos quatro pilares centrais, levando à ruptura do concreto e de parte da armadura das vigas.
Pérez (2017)	Brasília - DF	Em sua dissertação, o autor apresenta o exemplo de colapso na faixa de pedestres que liga a Quadra CLN 408 ao residencial estudantil da UnB. Segundo o autor, o possível vazamento em duas tubulações de esgoto pode ter sido o responsável por desníveis e trincas ao longo do passeio.

2.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE GRUPOS DE INCLUSÕES

2.4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

A seguir, será feita uma breve discussão a respeito dos modelos constitutivos do solo e do concreto que serão utilizados nas modelagens numéricas.

2.4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO

O comportamento do solo apresenta grande complexidade. Em geral, ele reage de forma diferente quando solicitado por carregamentos primários, descarregamentos e recarregamentos. O material em questão demonstra não linearidade com dependência da rigidez em função das tensões atuantes, além de estar sujeito a deformações plásticas e dilatação (Alva, 2017).

Atualmente existe uma grande variedade de modelos constitutivos (p.ex. *Mohr-Coulomb*, *Drucker-Prager*, modelo Hiperbólico de *Duncan & Chang*, *Matsuoka-Nakai*, entre outros). Todos apresentam vantagens e limitações, que são diretamente dependentes da aplicação aos quais se destinam. Para o desenvolvimento desta dissertação, serão utilizados os modelos *Hardening Soil* para simular as características do solo encontrado no campo experimental da UnB; e *Mohr-Coulomb*, para simular a plataforma de transferência de cargas. Ambos modelos foram utilizados por Pérez (2017) e validados em sua dissertação.

2.4.2.1 MOHR-COULOMB

Trata-se de um modelo elástico perfeitamente plástico geralmente utilizado em diversas aplicações geotécnicas. Admite-se que, num dado estado de tensões, o comportamento tensão-deformação apresenta caráter linear no domínio elástico (Figura 2.25). Esse estado de tensões obedece a Lei de *Hooke*, definido pelos parâmetros: Módulo de elasticidade (E) de Young e coeficiente de Poisson (ν). O regime elástico permanece até o solo atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento ou amolecimento após a mesma. Para definir a ruptura, são definidos o ângulo de atrito e a coesão. Além dos cinco parâmetros citados anteriormente, o modelo Mohr-Coulomb introduz o parâmetro da dilatação, que vem do conceito de fluxo não-associado, que é utilizado para caracterizar deformações volumétricas plásticas devido ao cisalhamento.

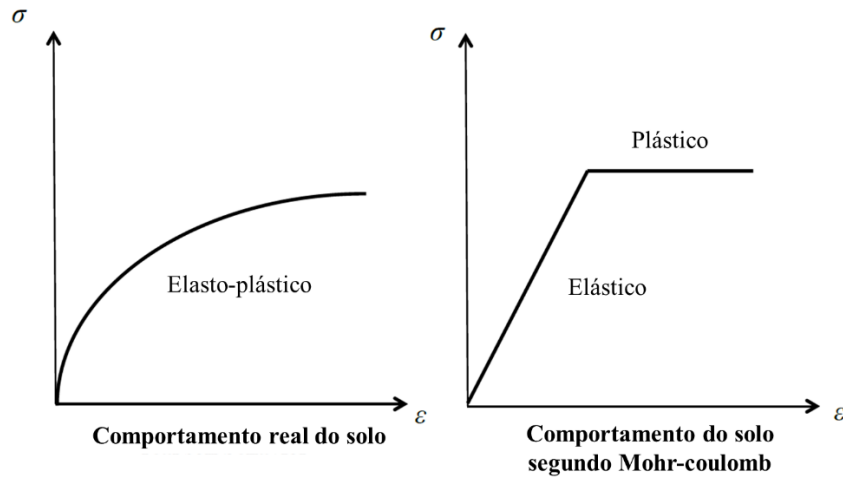


Figura 2.25: Comportamento elástico perfeitamente plástico segundo critério de *Mohr-Coulomb* (Helwany, 2007)

Na teoria da plasticidade tradicional, a lei de fluxo é utilizada como uma evolução para as deformações plásticas. A superfície de plastificação de Mohr-Coulomb baseia-se em seis funções de plastificação formuladas em termos de tensões principais. juntamente a essas funções, tem-se a representação de um cone hexagonal no espaço de tensões principais, conforme apresentado na Figura 2.26. 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 plastificação, a lei de fluxo é dita associada, caso não sejam as mesmas, a lei de fluxo é não associada. Na mecânica dos solos, ambos usos são encontrados na literatura.

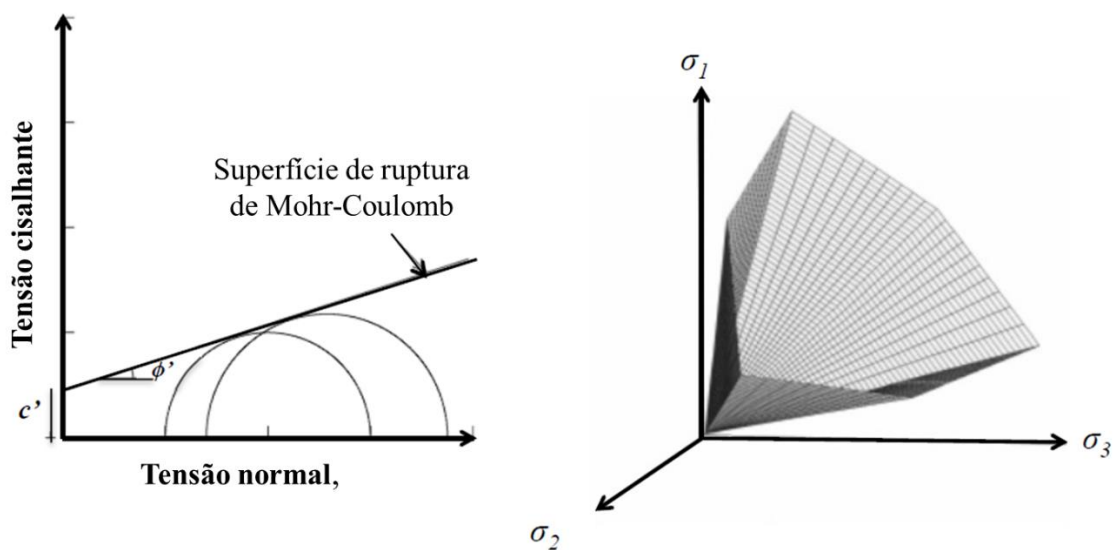


Figura 2.26: Critério de ruptura e superfície de plastificação (Ti et al., 2009)

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo simples, dada a necessidade de apenas cinco parâmetros amplamente conhecidos na engenharia geotécnica e de fácil obtenção, a partir de ensaios simples.

2.4.2.2 O MODELO HARDENING SOIL

O modelo *Hardening Soil* (HSM) é um modelo avançado proposto sobre as bases da teoria da plasticidade. No modelo, as deformações são calculadas diferentemente para carregamentos virgens e para descarregamentos ou recarregamentos (Schanz et al.,1999). As principais características do modelo são:

- Trata-se de um modelo elasto-plástico, não linear;
- Os parâmetros de resistência dos solos variam de acordo com o nível de tensões;
- Considera o endurecimento por cisalhamento e endurecimento por compressão;
 - Ocorre o endurecimento por cisalhamento quando o solo é submetido a uma tensão desviadora primária, procede-se a uma redução no seu módulo de rigidez simultaneamente a ocorrência de deformações plásticas irreversíveis (Figura 2.27);
 - O endurecimento por compressão acontece quando o solo é exposto a uma condição odométrica ou isotrópica, nessas condições desenvolvem-se deformações plásticas irreversíveis;
- A superfície de ruptura é definida pelo critério de *Mohr-Coulomb*;

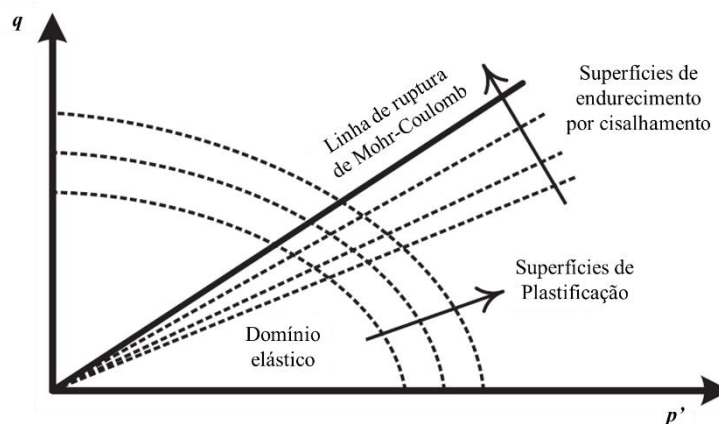


Figura 2.27: Endurecimento por cisalhamento e expansão do domínio elástico com a superfície de plastificação (Schanz et al., 1999)

- Admite-se relação tensão-deformação hiperbólica (Figura 2.28), para ensaio triaxial drenado.

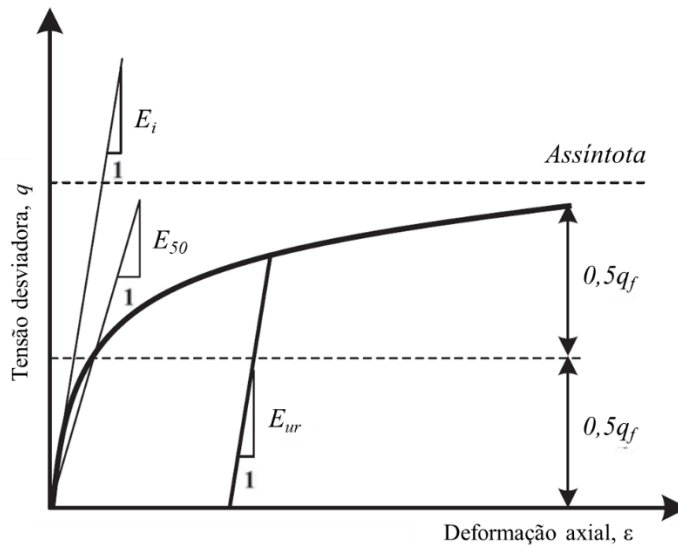


Figura 2.28: Relação tensão deformação hiperbólica para ensaio triaxial drenado (Schanz et al., 1999)

- A superfície de plastificação do modelo não é fixa, e sua expansão pode ocorrer devido às deformações plásticas.
- Introduce a função de plastificação com “cap” (Figura 2.27).

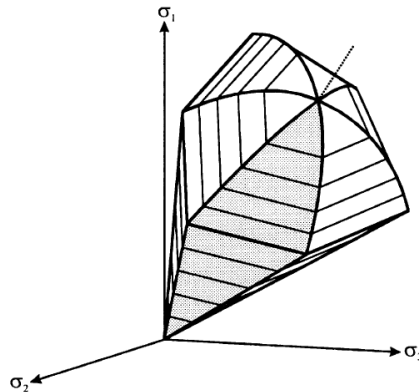


Figura 2.29: Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais (Schanz et al., 1999).

2.4.3 MODELO CONSTITUTIVO LINEAR ELÁSTICO

A teoria da elasticidade clássica (Timoschenko, 1970) faz uso da abordagem mais tradicional para a representação do comportamento tensão-deformação de materiais sólidos. Nessa abordagem, os gradientes de deslocamento são considerados infinitesimais, logo resultando em deformações e rotações também infinitesimais.

Um material é dito elástico quando recupera seu estado inicial depois de submetido a um ciclo completo de carregamento e descarregamento sem que ocorram deformações permanentes. (Timoschenko, 1970). No contexto de modelos constitutivos, em um material elástico o estado de tensão é função apenas do estado de deformação dependendo-se, dessa

forma, que as trajetórias de carregamento, descarregamento ou recarregamento são coincidentes neste tipo de material. Em outras palavras, materiais elásticos são conservativos. A relação constitutiva geral de um modelo elástico pode ser definida pela lei de Hooke generalizada, expressa por:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (2.8)$$

De modo que, σ_{ij} e ε_{kl} são tensores de 2ª ordem de tensão e deformação, respectivamente, e C_{ijkl} é o tensor constitutivo de 4ª ordem que os relaciona.

Geralmente, para elementos de concreto, adota-se um modelo linear elástico devido à sua elevada resistência quando comparada a do solo. O modelo aplicado ao *PLAXIS* é isotrópico linear elástico. Neste modelo, o tensor constitutivo é reduzido de 81 constantes para apenas duas constantes elásticas: Módulo de Young efetivo (E') e o coeficiente de Poisson efetivo (ν')

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

2.4.4 TIPOS DE ELEMENTOS

2.4.4.1 ELEMENTOS FINITOS EM 2D

O *software PLAXIS 2D* permite que o usuário escolha entre elementos triangulares T6 ou T15 (Figura 2.30). O elemento de T6 introduz uma matriz de interpolação de segunda ordem e a integração numérica envolve 3 pontos de Gauss. Já para o elemento de 15 nós, a matriz de interpolação é de quarta ordem, e o processo de integração envolve 12 pontos de Gauss. Quando comparados, o elemento T15 apresenta resultados mais precisos, e é especialmente indicado para análises axissimétricas. Contudo, a utilização desse elemento acarreta em aumento no custo computacional, que pode conduzir a análises de longa duração.

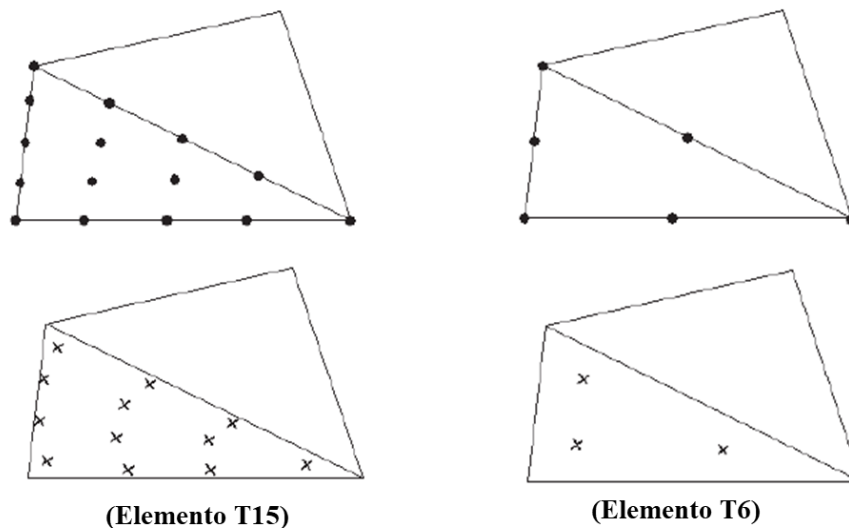


Figura 2.30: Elementos triangulares T15 e T6 - Posição dos nós (•) e pontos de integração de Gauss (×)
(modificado - Manual *PLAXIS 2D*, 2018)

2.4.4.2 ELEMENTOS FINITOS EM 3D

O volume de solo gerado no programa *PLAXIS 3D* é modelado em termos de elementos tetraédricos de 10 nós (Figura 2.31). Esse tipo de elemento fornece funções de interpolação de segunda ordem em termos de coordenadas locais de deslocamentos (ξ , η , ζ) e será adotado como padrão para definição da malha de elementos finitos desta dissertação.

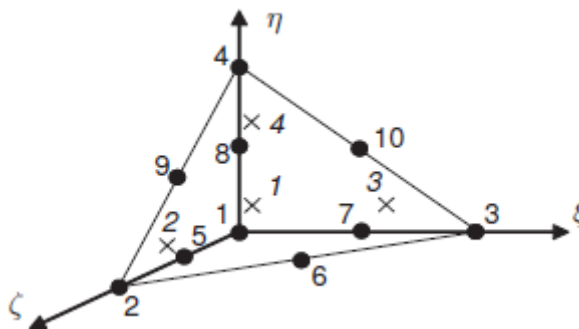


Figura 2.31: Elemento tetraédrico de 10 nós - numeração e posição dos nós (•) e pontos de integração de Gauss (×) (PLAXIS 3D Scientific Manual, 2018)

2.4.4.3 ELEMENTOS DE INTERFACE

Elementos de interface são adicionados a objetos do tipo *plate* ou *geogrids*, ou entre elementos de volume, a fim de permitir uma modelagem adequada da interação solo-estrutura (Figura 2.32). Elementos de interface são utilizados para simular, por exemplo, uma pequena região de contato entre uma cortina de contenção e o solo contido. Para cada elemento de

interface é atribuído uma espessura virtual, que é uma dimensão imaginária utilizada para definir as propriedades da interface. Quanto maior for a espessura, maiores serão as deformações elásticas geradas. Em geral, elementos de interface devem gerar pequenas deformações elásticas e, por isso, a espessura virtual deve ser igualmente pequena. Por outro lado, caso essa dimensão imaginária seja muito pequena, podem ocorrer inconsistências numéricas (*ill-conditioning*) (PLAXIS 3D Scientific Manual, 2018).

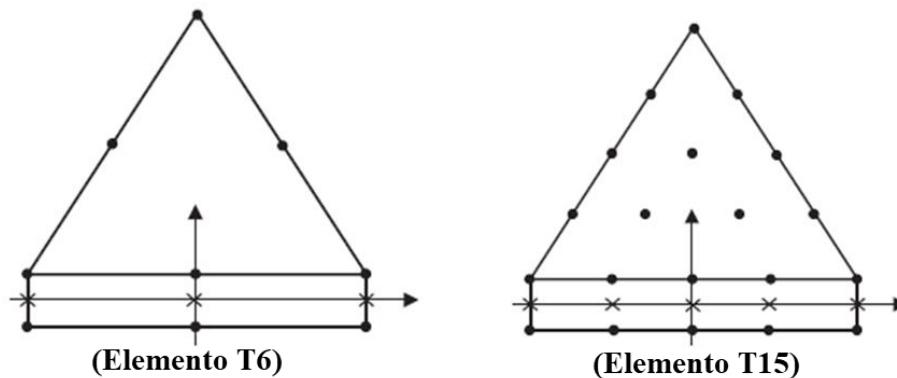


Figura 2.32: Representação dos elementos de interface (modificado - Manual *PLAXIS 2D*, 2018)

2.4.4.4 MODELAGEM DE INCLUSÕES COM O USO DE “*EMBEDDED BEAMS*”

Uma *embedded beam* é um objeto estrutural que pode ser representativo de estruturas como estacas ou tirantes. *Embedded beams* são compostas de elementos tipo viga e podem ser posicionadas em qualquer direção. Em termos de elementos finitos, *embedded beams* podem “cruzar” os elementos tetraédricos de 10 nós induzindo a criação de 3 nós dentro do elemento (Figura 2.33). Sua interação com o subsolo é feita por elementos especiais de interface, conforme elucidado no item 2.4.4.3.

A interação entre o solo e a estrutura pode ocorrer por atrito lateral ou por resistência de ponta e é determinada pelo deslocamento relativo entre o solo e o elemento estrutural representado. Apesar de uma *embedded beam* não ocupar volume, é atribuído um volume virtual ao redor da estaca/tirante onde não é considerado o comportamento plástico do solo. Assim sendo, define-se essa região como zona elástica. A zona de influência dessa região é função do diâmetro equivalente do elemento que, por sua vez, é função das propriedades do material atribuído à *embedded beam*. Entretanto, cabe ressaltar que, esse tipo de elemento é particularmente aplicável para objetos estruturais que provocam pouca alteração no maciço circundante (p. ex. estacas hélice contínua) (PLAXIS 3D Reference Manual, 2018).

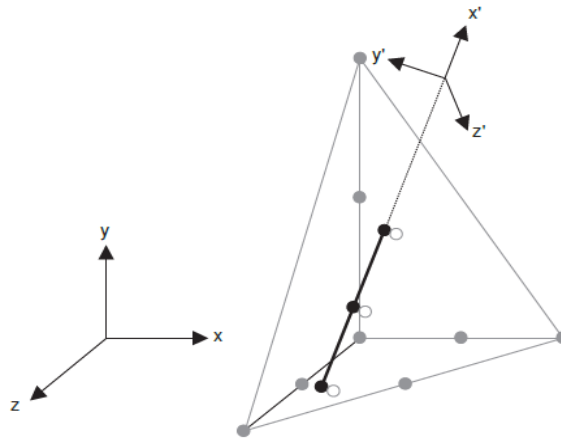


Figura 2.33: Interação *embedded beam* – elemento tetraédrico 10 nós (PLAXIS 3D Scientific Manual, 2018)

2.4.4.5 MODELAGEM DE INCLUSÕES COM ELEMENTOS DO TIPO “*VOLUME PILES*”

A modelagem por meio de elementos de volume consiste em representar estacas ou inclusões que ocupem um determinado volume dentro da geometria do problema. Os elementos de volume são associados a elementos de interface para simular a interação entre a estaca e solo (Oliveira, 2015).

Ainda de acordo com Oliveira (2015), a principal vantagem ao se modelar inclusões como “*volume piles*” em detrimento ao uso de “*embedded beams*” é devido ao fato de obter-se um comportamento mais representativo. Em contra partida, a desvantagem vinculada ao uso desses elementos é devido ao elevado custo computacional. Waterman (2015), citado por Oliveira (2015), afirma que, para que o uso desses elementos se torne viável, deve ser limitado a cerca de 30 estacas.

Para inserir esses elementos dentro do maciço, deve-se escolher a geometria da seção transversal e o comprimento da estaca ou inclusão. Cabe ressaltar que o uso de “*volume piles*” permite uma grande versatilidade quanto à forma da seção transversal. Em seguida, atribui-se ao elemento as propriedades relativas ao material da estaca.

CAPÍTULO III

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 METODOLOGIA PROPOSTA

O fluxograma apresentado a seguir na Figura 3.1 resume a metodologia proposta para esta pesquisa. Em seguida, faz-se a descrição detalhada dos tópicos apresentados

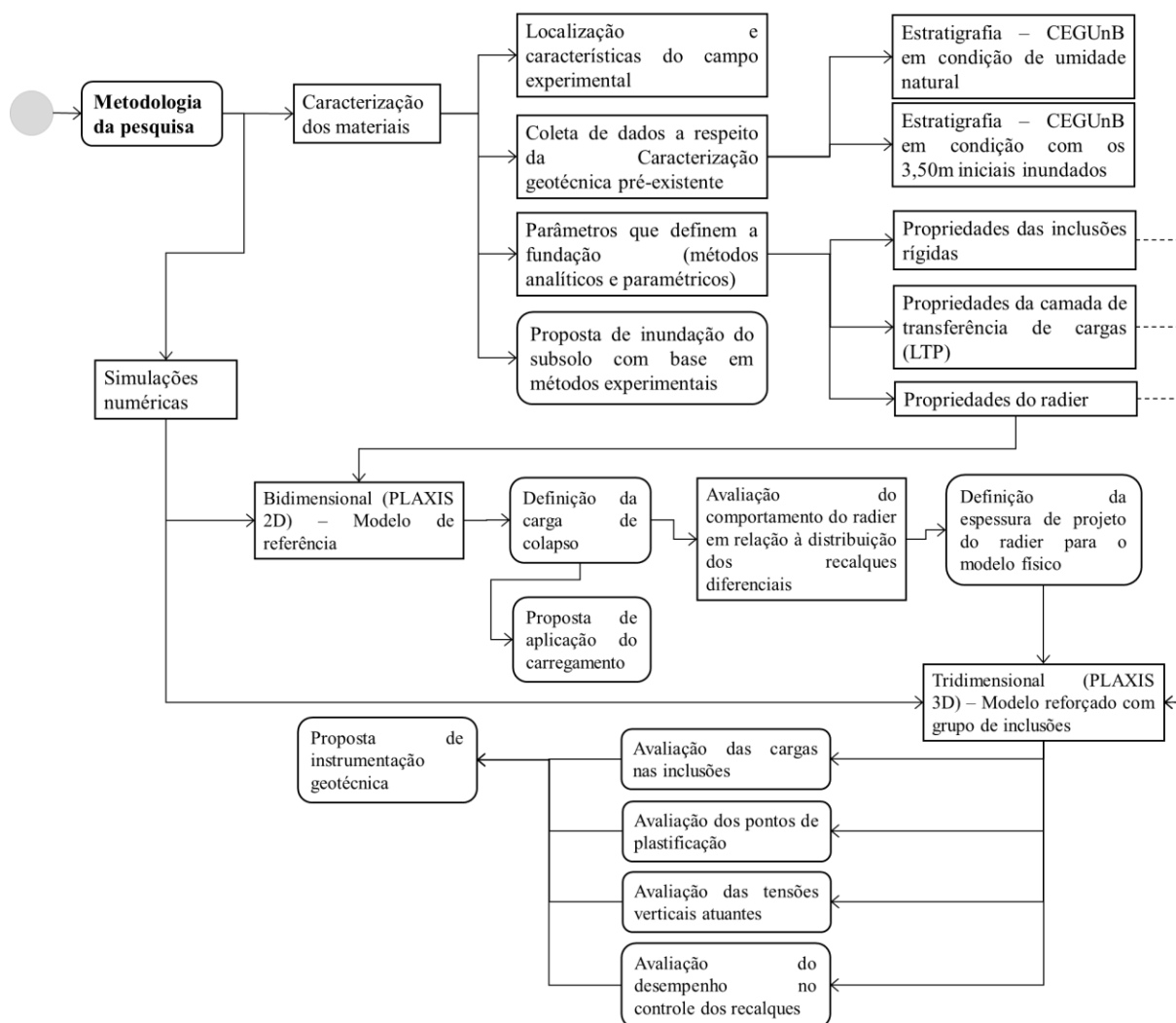


Figura 3.1: Fluxograma da metodologia de pesquisa

3.2 O CAMPO EXPERIMENTAL

3.2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

O local escolhido como base do modelo numérico desta dissertação é o Campo experimental da UnB, localizado entre a via L3 Norte e o edifício SG12. A região em questão foi amplamente estudada, dispondo de inúmeros ensaios de campo e laboratoriais. Guimarães

(2002), em sua dissertação de mestrado, realizou uma série de ensaios para uma determinação criteriosa das propriedades do subsolo. Parte dos ensaios realizados pelo referido autor servirão de base para definição da estratigrafia aplicada ao modelo numérico e também para definição dos parâmetros de resistência e fluxo que alimentarão o modelo constitutivo. Na extensa lista de ensaios realizados por Guimarães (2002) encontram-se:

- Ensaios de caracterização, para identificação das propriedades físicas, textura, estrutura e plasticidade;
- Ensaios de adensamento, objetivando a verificação da compressibilidade e do colapso;
- Ensaios de cisalhamento direto;
- Ensaios triaxiais;
- Ensaios para obtenção da curva característica (técnica do papel filtro);

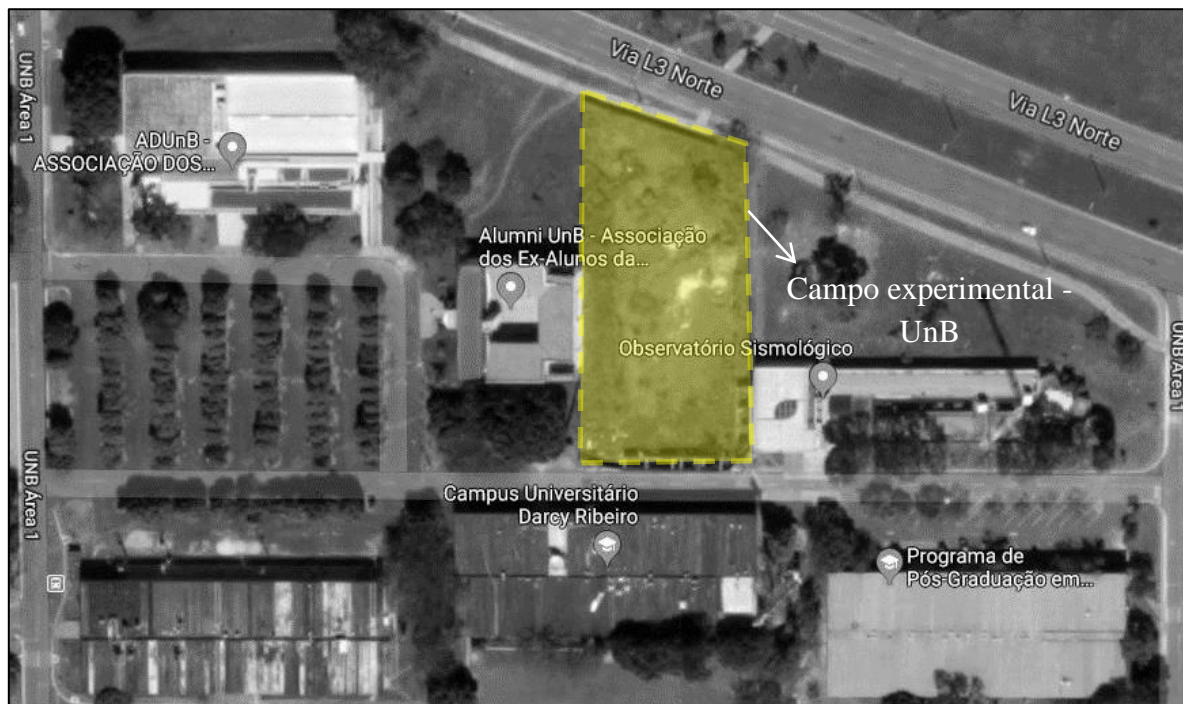


Figura 3.2: Localização do campo experimental (fonte: Google Earth - Modificado)

3.2.2 ESTRATIGRAFIA E PROPRIEDADES DO SUBSOLO

Guimarães (2002) afirma que um alto grau de intemperismo e lixiviação foram responsáveis pela formação de uma estrutura porosa, metaestável, com elevados índices de vazios e baixos pesos específicos. Ainda segundo o autor, toda a região do Distrito Federal encontra-se recoberta por esse solo, cuja espessura é variável em função da topografia, da cobertura vegetal e da rocha de origem. Devido ao processo de intemperismo, estes solos apresentam uma macroestrutura porosa, de modo que, as partículas apresentam-se ligadas por

pontes de argilas, formando uma estrutura granular de tamanho semelhante aos grãos de areia (Camapum de Carvalho *et al.*, 1996). Logo, a camada de argila porosa mostra-se com baixa resistência a penetração (SPT de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s). Por conta da sua alta porosidade e das ligações entre os grãos predominantemente cimentíceas, sua estrutura é altamente instável a variações no teor de umidade e/ ou aumento nas tensões efetivas (Guimarães, 2002).

Pastore (1996), citado por Mota (2003), evidencia três horizontes bem definidos, sendo: Da cota 0,0 até 8,8m predomina o solo residual laterítico, constituído por uma argila arenosa vermelha escura (0,00 até 5,00m) seguida por uma predominância de argila pedregulho arenosa vermelha escura (5,00 até 8,80m). Em seguida, define-se um horizonte de transição, compreendido entre 8,8m até 10,3m. Nesse intervalo, há a predominância de solo laterítico (8,8 até 9,8m) e poucas estruturas reliquias (9,80 até 10,30m); Entre 10,30m e 15,00m encontra-se um horizonte de solo saprolítico de metarritimito (10,30 até 15,00m) composto por uma intercalação de quartzo (10,30m a 11,30m) e silte argiloso vermelho (11,30 a 15,00m).

A seguir, a Tabela 3.1 expõe os principais parâmetros do solo encontrado no CEG UnB. A abreviação CD indica o uso de defloculante e SD sem o uso de defloculante.

Tabela 3.1: Resultados ensaios de caracterização (modificado – Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m ³)	10,32	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m ³)	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m ³)	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,6	18,75	18,47
G _s	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,60	61,10	56,00	55,90	55,60	53,50	51,70	47,20	49,00	51,90
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
w _L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w _P (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
IP (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I _a	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

Segundo Guimarães (2002), é possível concluir que há uma boa relação entre as propriedades físicas e as características mineralógicas e microestruturais. Nas camadas mais superficiais (até 3,50m) o perfil apresenta uma camada areno-agilosa siltosa com índice de vazios entre 1,27 e 1,60, porosidade média em 58% e índice de plasticidade em torno de 10%. (Figura 3.3). Em seguida, até a profundidade de 8,50m, predomina a presença de material argilo-arenoso com fração de silte. Nesse trecho, ocorre um decréscimo no índice de vazios do solo (de 1,27 para 0,89) e na porosidade (valor médio de 52%). A partir de 8,50m, o perfil se caracteriza por uma camada de silte praticamente homogênea, e por um aumento no índice de vazios (1,08) e porosidade (52%).

Ao analisar a Tabela 3.1, destacam-se os ensaios granulométricos com e sem o uso defloculante. Observam-se diferenças significativas no que diz respeito à parcela de argila que, no ensaio executado sem a presença de defloculante, formam micro agregados que vão atribuir ao solo características típicas de um material areno siltoso (até 5,00m de profundidade) e silto arenoso (de 6,00 até 9,00m de profundidade) (Mota, 2003).

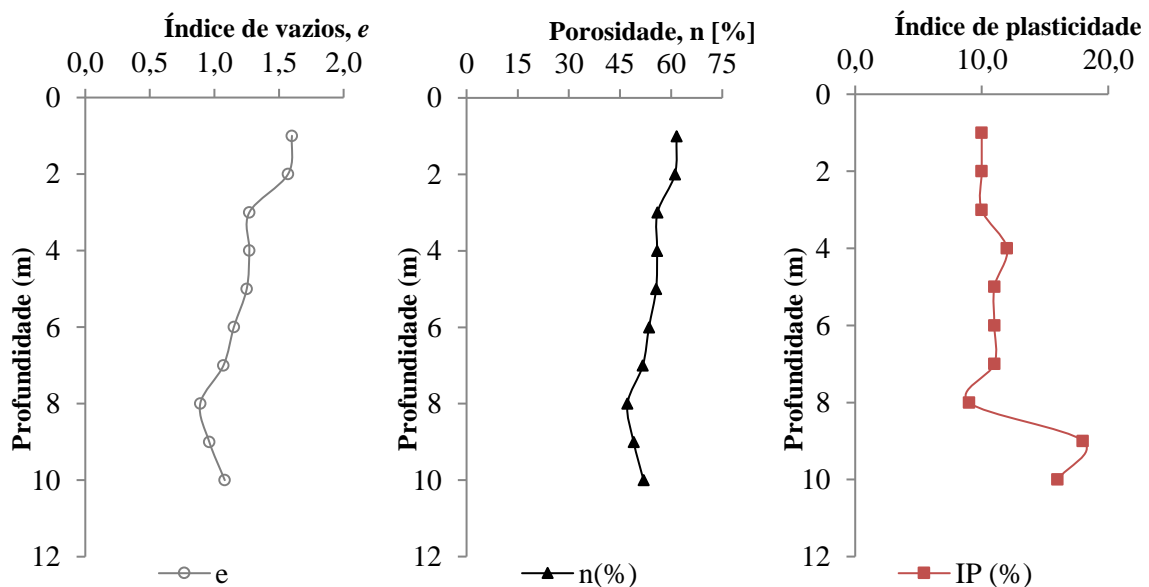


Figura 3.3: Propriedades físicas do solo do encontrado no campo experimental (modificado – Guimarães, 2002)

Os trabalhos desenvolvidos por Guimarães (2002) e Mota (2003) auxiliaram na divisão da estratigrafia utilizada no modelo numérico. A Figura 3.4 esquematizada por Rebolledo et al., (2019), evidencia o perfil descrito por Mota (2003), de modo que, a divisão das camadas corresponde as profundidades onde Guimarães (2002) realizou ensaios de adensamento e triaxiais nas condições de umidade natural e saturada.

Pérez (2017) ressalta ainda que, para a camada nº 6, as amostras foram coletadas à profundidade de 10,0 m, porém os parâmetros foram extrapolados até 20,0 m, profundidade onde o solo foi considerado incompressível segundo critérios estabelecidos pela NBR 6484:2001 (ABNT, 2001). Ainda de acordo com Pérez (2017), as sondagens realizadas não evidenciaram a presença de água.

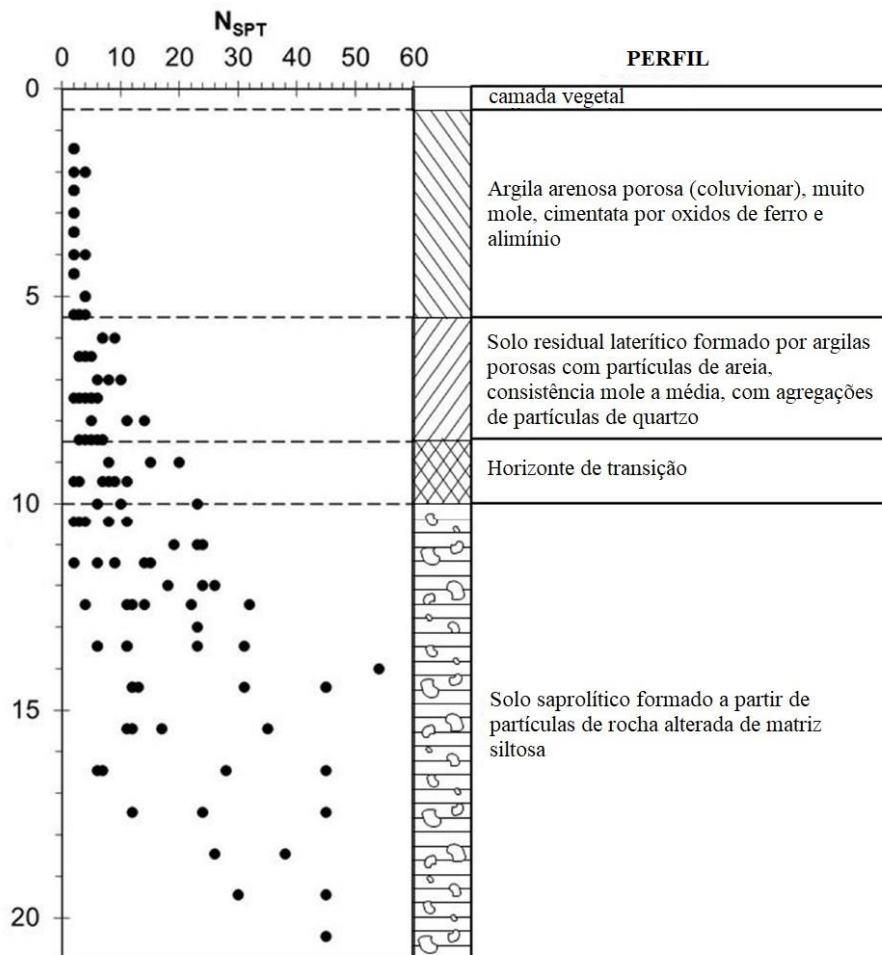


Figura 3.4: Perfil estratigráfico – CEG UnB (Rebolledo et al., 2019)

Admitindo o modelo constitutivo *Hardening Soil* para simulação do maciço, e de posse dos ensaios referidos anteriormente, Pérez (2017) realizou a calibração do modelo numérico por meio de retro análises, obtendo como resultado as Tabela 3.2 e 3.3, que especificam as propriedades do subsolo nas condições de umidade natural e com os 3,50m iniciais inundados, respectivamente. Nota-se que as variações da umidade mais expressivas foram observadas nos primeiros 3,50 m de profundidade, conforme evidenciado na Figura 3.5. É perceptível que as variações que ocorrem no topo são devido aos ciclos de precipitação e evaporação.

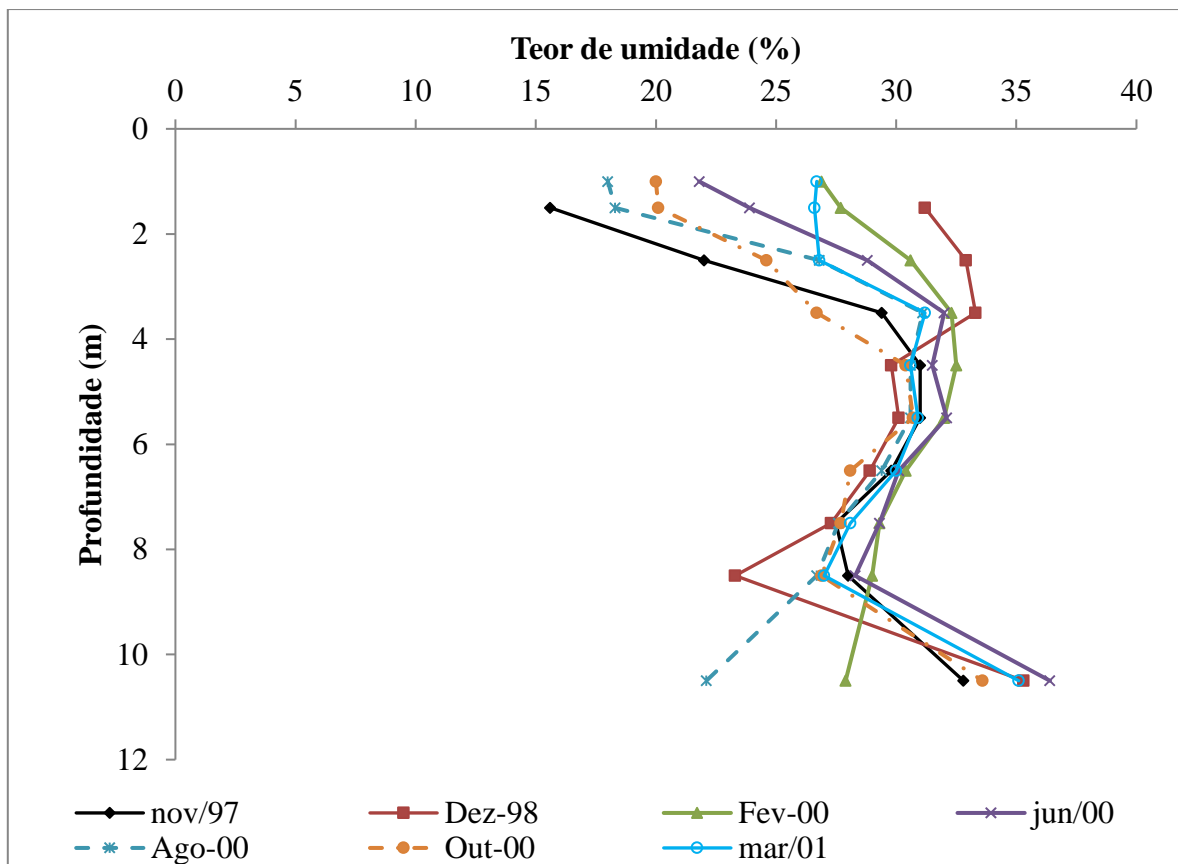


Figura 3.5: Perfis de umidade (Modificado – Guimarães, 2002)

Tabela 3.2: Parâmetros do solo na condição natural – propriedades *Hardening Soil Model* (modificado – Pérez, 2017).

Parâmetros	Número da Camada					
	1	2	3	4	5	6
	Argila arenosa porosa			Solo residual laterítico		Solo saprolítico
Prof. (m)	0 – 1,5	1,5 – 3,5	3,5 – 5,0	5,0 – 7,0	7,0 – 8,5	8,5 – 20,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16,0	18,2
c' (kPa)	5,0	5,0	5,0	20,0	75,0	20,0
ϕ' (°)	25,0	25,0	26,0	32,0	20,0	22,0
ψ (°)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E_{50}^{ref} (MPa)	3,2	2,5	4,0	12,0	13,2	12,2
E_{oed}^{ref} (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7,0	5,7
E_{ur}^{ref} (MPa)	14,0	14,0	36,9	37,5	54,0	54,0
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p^{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100
R_f	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0
K_o^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
K_o	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63

Tabela 3.3: Parâmetros do subsolo na condição com os 3,50m iniciais inundados - propriedades *Hardening Soil Model* (modificado – Pérez, 2017)

Parâmetro	Número da Camada	
	1	2
	Argila arenosa porosa	
Prof. (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5
γ (kN/m ³)	16,5	16,48
c' (kPa)	0,0	0,0
ϕ' (°)	26,0	26,0
ψ (°)	0,0	0,0
E_{50}^{ref} (MPa)	2,2	2,1
E_{oed}^{ref} (MPa)	0,96	0,83
E_{ur}^{ref} (MPa)	13,0	13,0
m	0,65	0,8
ν_{ur}	0,2	0,2
p^{ref} (kPa)	50,0	50,0
R_f	0,75	0,75
POP (kPa)	16,1	6,6
K_o^{nc}	0,56	0,56
K_o	0,75	0,75

3.3 DIMENSIONAMENTO DO MODELO NUMÉRICO

3.3.1 DIMENSIONAMENTO DO RADIER

3.3.1.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para o desenvolvimento desta dissertação, será considerada uma situação hipotética onde toda a área de piso é carregada uniformemente e a estrutura também se encontra uniformemente apoiado no solo. Será adotado, como geometria da estrutura, o formato circular. Segundo Velloso e Lopes (2010), radiers de forma especial estão sujeitos a carregamentos especiais. Nessa lista se enquadram os radiers corridos, caracterizando um problema de estado plano de deformações (p. ex.: galerias de água, linhas de metrô) e os circulares, representando um problema axissimétrico (p. ex.: tanques, fundações de torres).

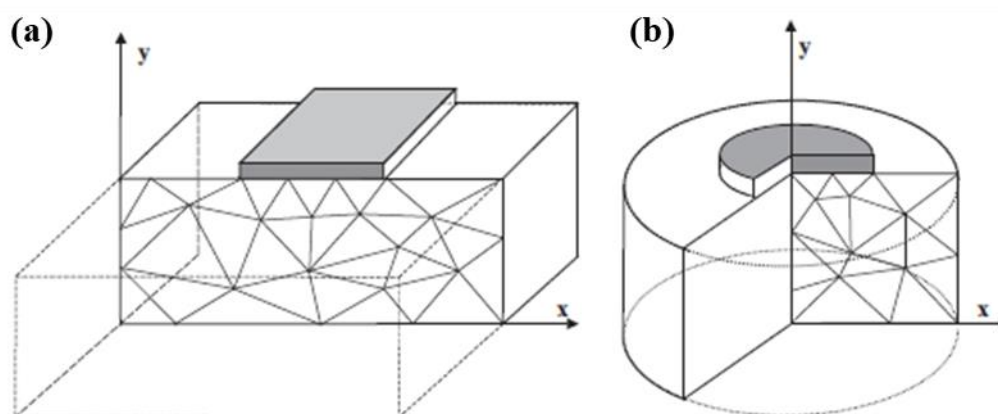


Figura 3.6: Casos especiais de análise: (a) estado plano de deformações (b) estado axissimétrico (modificado - Manual *PLAXIS 2D*, 2018)

Dado que a natureza deste trabalho não visa aprofundar o aspecto estrutural dos elementos de concreto armado, não será realizado o dimensionamento do radier no âmbito dos estados limite último (ELU), tampouco quanto ao estado limite de serviço (ELS). Para a resistência característica a compressão aos 28 dias (f_{ck}), será adotada a recomendação da NBR 6118:2014 (Tabelas 6.1 e 7.1 ABNT, 2014) Nessas tabelas encontram-se relacionadas, respectivamente, as classes de agressividade ambiental com o meio ao qual o concreto encontra-se exposto, e a classe de agressividade ambiental com a classe do concreto aplicado.

Assim sendo, é possível concluir que: considerando o ambiente como urbano, predominantemente de clima seco, então o meio pode ser classificado com classe de agressividade ambiental I. Consequentemente, a classe de concreto recomendável, para uma estrutura de concreto armado exposta as condições ambientais citadas anteriormente deverá

ser de, no mínimo, 20 MPa. O módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto pode ser obtido de acordo com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) pela formulação:

$$E_r = \alpha_e 5600 \sqrt{F_{ck}} \quad (3.1)$$

Sendo:

$\alpha_e = 1,0$ (granito e gnaisse)

E_r = Modulo de elasticidade tangencial, em MPa.

F_{ck} = Resistência característica a compressão do concreto, em MPa.

Para o coeficiente de Poisson do concreto (ν_r) será adotado o valor de 0,2 conforme recomendação da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) item 8.2.9.

3.3.1.2 INFLUÊNCIA DO FATOR DE RIGIDEZ NO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO

Em um projeto de fundações superficiais os recalques diferenciais são, em geral, o critério de dimensionamento mais crítico, uma vez que, a distorção angular da fundação pode levar a danos severos na superestrutura (Horikoshi & Randolph, 1997). Dessa forma, definir o fator de rigidez relativa é fundamental para compreender o comportamento da fundação no que diz respeito a distribuição de tensões e deslocamentos gerados do centro até as bordas. Assim sendo, a rigidez relativa, para radier circular, expressa por K_r , pode ser definida pela seguinte formulação (Brown, 1969a):

$$K_r = \left(\frac{E_r(1 - \nu_s^2)}{E_s} \right) \left(\frac{t}{R} \right)^3 \quad (3.2)$$

onde: E_r representa o módulo de elasticidade de Young do radier; E_s é o módulo de elasticidade de Young do solo; ν_s é o coeficiente de Poisson do solo de fundação, t é a espessura do radier e R é o raio do radier.

De acordo com Mayne e Poulos (1999), é possível classificar o radier em função do fator de rigidez de acordo com as categorias abaixo:

- (1) Perfeitamente rígido ($K_r > 10$);
- (2) Flexibilidade intermediária ($0,01 \leq K_r \leq 10$);
- (3) Perfeitamente elástico ($K_r < 0,01$).

A partir da equação (3.2), é possível obter a espessura t do radier em função do coeficiente de Poisson do solo ν_s e da rigidez relativa K_r .

$$t = \left(\frac{K_r E_s R^3}{E_r (1 - \nu_s^2)} \right)^{1/3} \quad (3.3)$$

O estudo da espessura do radier, em função do fator de rigidez e do raio, foi realizado para valores de módulo de elasticidade de Young tangencial do radier (E_r), coeficiente de Poisson do solo (ν_s) e módulo de elasticidade oedométrico de Young equivalente do solo (E_s^{eq}) iguais a 25 GPa, 0,2 e 5,2 MPa, respectivamente (Figura 3.7).

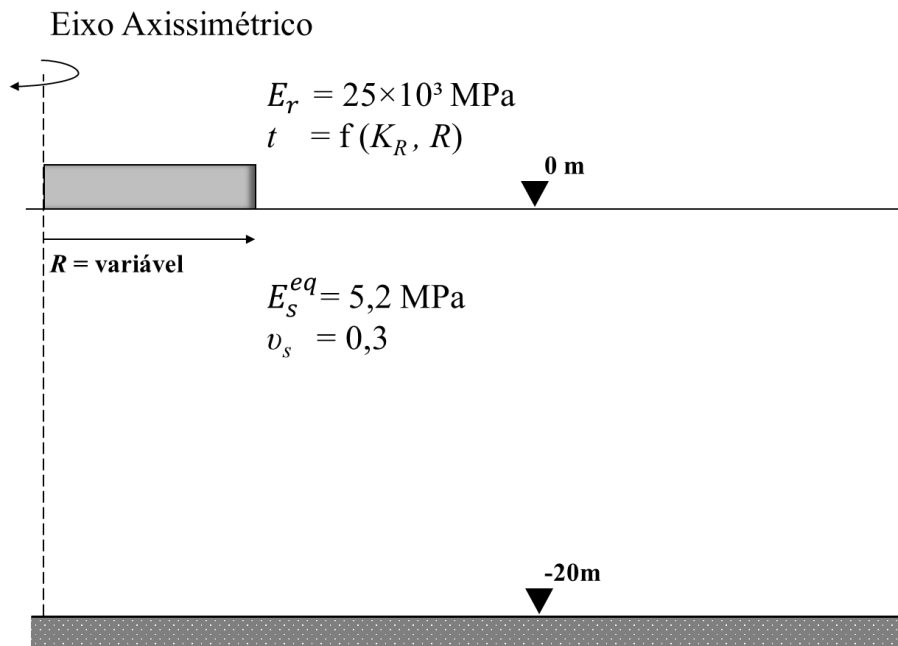


Figura 3.7: Imagem representativa para análise da rigidez relativa em função da variação no comprimento do raio do radier.

Considerando valores de coeficiente de rigidez relativa variando de 0,01 (Perfeitamente elástico) até 100 (Perfeitamente rígido) e com o raio variando entre 1,0 m e 4,0 m, foram obtidas as possibilidades de espessuras para o radier, com os resultados apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Variação da espessura do radier em função da variação da rigidez relativa e do raio

Kr	Raio do radier, R (m)						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
0,1	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11
1	0,06	0,09	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24
10	0,13	0,19	0,26	0,32	0,39	0,45	0,52
100	0,28	0,42	0,56	0,70	0,83	0,97	1,11

Com base na disponibilidade local para construção do referido experimento, é importante frisar que o raio do radier (R) terá a sua dimensão fixada em 1,50 m. Dessa forma, a Tabela 3.4 pode ser resumida na tabela apresentada a seguir.

Tabela 3.5: Espessuras adotadas para desenvolvimento do modelo numérico

R (m)	Espessura do Radier, t (m)				
1,50	0,02	0,04	0,09	0,19	0,42

Em seguida, conforme será visto no decorrer dessa pesquisa, foram executadas 10 simulações com o *software* bidimensional, sendo: 5 variando a espessura do radier (e consequentemente a rigidez relativa) na condição natural, e 5 na condição com os 3,50m iniciais do subsolo com propriedades inundadas.

3.3.2 DIMENSIONAMENTO DAS INCLUSÕES RÍGIDAS

3.3.2.1 DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA

A simulação numérica de grupo de inclusões pode ser realizada obedecendo uma distribuição regular, como em uma malha. Segundo Briançon et al., (2012), desde a década de 90 a disposição das estacas é feita, na maioria dos casos, segundo disposições quadrangulares ou triangulares. Nesta dissertação, será utilizada uma distribuição triangular, e a área de influência de cada inclusão é equivalente a área de um hexágono. De acordo com Schlosser et al. 1984 citado por Auvinet & Rodríguez (2006), a área de influência de cada inclusão pode ser aproximada para uma condição circular, onde o raio de influência R_i das inclusões internas é igual a metade do espaçamento s entre inclusões.

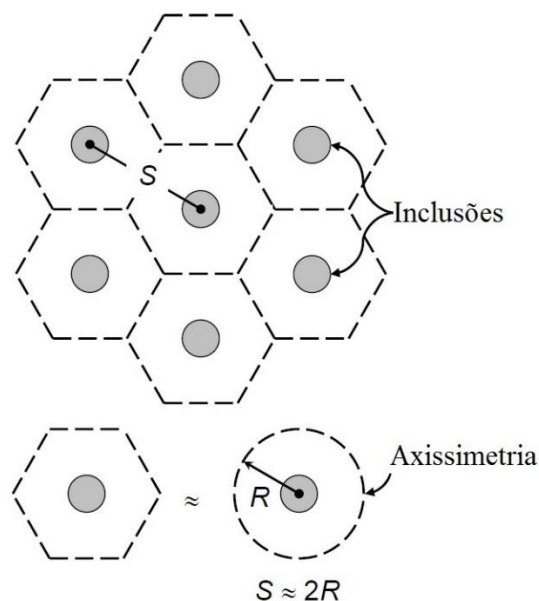


Figura 3.8: Área de influência de inclusões rígidas segundo distribuição hexagonal (modificado – Auvinet& Rodríguez 2006)

3.3.2.2 DIÂMETRO E COMPRIMENTO DAS INCLUSÕES

Para inclusões não armadas e executadas *in situ*, recomenda-se que o diâmetro mínimo seja igual a 25 cm (ASIRI National Project, 2011). As estacas tipo hélice contínua, segundo Guimarães (2002), são de uso recorrente no Distrito Federal e possuem grande versatilidade, uma vez que, seus diâmetros podem variar de 30 até 110 cm além de atingirem profundidades de até 25 m. Para esta pesquisa, optou-se por simular estacas de diâmetro d_p igual a 30 cm, uma vez que, as estacas com esse diâmetro foram submetidas a provas de carga no campo experimental da UnB, e seus resultados encontram-se disponíveis em trabalhos anteriores. Quanto ao comprimento das inclusões, será adotado o comprimento L_p de 9,50 m, assim como na análise paramétrica realizada por Pérez (2017)

3.3.2.3 ESPAÇAMENTO E NÚMERO DE INCLUSÕES

De acordo com o manual técnico ASIRI (2011), A distância mínima entre inclusões deve ser estabelecida para evitar qualquer tipo de impacto na integridade das inclusões adjacentes. Assim, para inclusões executadas sem deslocamento do solo, o espaçamento mínimo entre os centros das estacas é de três vezes o diâmetro (3d). Em casos onde ocorre o deslocamento do solo, a recomendação é que a distância mínima seja equivalente a quatro diâmetros (4d). O espaçamento máximo da malha, para inclusões com capitel ou diâmetro menor que 0,50 m, não deverá exceder a distância de 3,0 m entre eixos das inclusões. Para

diâmetros maiores que 0,50 m, não deverá exceder o valor equivalente a seis vezes o diâmetro (6d). Por conseguinte, admitindo que a execução das inclusões dimensionadas nesta dissertação será realizada sem deslocamento do solo, o espaçamento s adotado para essa pesquisa será de 1,00 m. Em decorrência disso e, com base no padrão de distribuição em planta adotado (item 3.3.2.1), deverão ser utilizadas 7 inclusões no modelo físico em escala real. A seguir, a Tabela 3.6 apresenta, de maneira sucinta, as principais propriedades das inclusões rígidas.

3.3.2.4 MATERIAIS E PROCESSO CONSTRUTIVO

Conforme elucidado em 2.2.3, apesar da ausência de itens normativos para detalhar os aspectos executivos de inclusões rígidas, é fundamental que sejam traçadas diretrizes para viabilizar a execução do modelo em escala real. Nesse sentido, são apresentadas recomendações de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) no que diz respeito à execução de estacas escavadas sem fluido estabilizante:

- i) A classe do concreto utilizado deverá apresentar resistência mínima à compressão aos 28 dias (f_{ck}) de 25 MPa (C25);
- ii) O consumo mínimo de cimento para o concreto C25 deverá ser de, no mínimo, 280 kg/m³ e fator água/cimento (a/c) $\leq 0,60$;
- iii) O ensaio de abatimento de cone (*slump test*) deverá apresentar valores entre 100 mm e 160 mm (S100);
- iv) A concretagem deverá ser executada no mesmo dia da perfuração, por meio de um funil, a fim de evitar que detritos caiam para dentro do furo.

Reitera-se que as inclusões dispensam o uso de armadura, já que são solicitadas apenas por esforços axiais. A Tabela 3.6 resume os principais aspectos construtivos para a construção das inclusões.

Tabela 3.6: Principais aspectos construtivos das inclusões.

Material	f_{ck}	Processo construtivo	L_p	d_p	s
Concreto usinado	25 MPa	Estaca escavada	9,50m	0,30m	1,00 m

3.3.3 PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

3.3.3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A função principal da camada de transferência de cargas é distribuir a sobrecarga nas estacas, reduzindo a tensão na camada de solo de baixa competência (Briançon et al., 2004).

O princípio envolvendo a transferência depende das propriedades do solo melhorado e de suas propriedades geométricas. Nesse contexto, deve ser definida a altura mínima da camada de solo melhorado que será empregada como forma de aumentar o desempenho da transferência de cargas, diminuindo o recalque na superfície do aterro (Fagundes et al., 2015). Segundo a norma Britânica BS8006-1 (British Standards Institution, 2010), para garantir que recalques diferenciais não ocorram na superfície do aterro, é recomendado que a relação entre o espaçamento entre as inclusões e altura de solo melhorado, definido como H_{CD} satisfaça a relação:

$$H_{CD} \geq 0,7(s - d_p) \quad (3.4)$$

De modo que, $(s - d_p)$ representa a distância entre capitéis, ou entre a cabeça das estacas, conforme ilustrado na Figura 3.9.

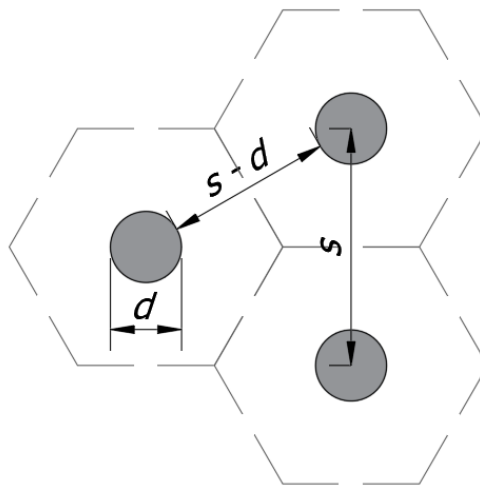


Figura 3.9: Representação da distribuição das inclusões e da área de influência em planta.

Assim, com $s - d_p$ igual a 0,70 m, a camada de solo melhorado H_{CD} calculada a partir da equação (3.4) será de 0,50 m. O modelo constitutivo empregado para simular esta camada será o modelo *Mohr-Coulomb*, e as propriedades da camada de solo compactado adotadas foram estimadas com base nos ensaios de compactação realizados por Otálvaro (2013). A Tabela 3.7 abaixo resume os principais parâmetros relacionados a mesma.

Tabela 3.7: Propriedades da camada de distribuição (modificado – Otálvaro, 2013)

H_{CD} (m)	γ_m (kN/m ³)	E_{CD} (Mpa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	v_{CD}	e_{CD}
0,50	18,60	60	38	80	0,25	0,40

3.3.3.2 PROCESSO DE COMPACTAÇÃO

Para obter as propriedades da camada melhorada apresentadas na Tabela 3.7, o processo de compactação deve ser executado com energia equivalente ao Proctor Modificado (27,35 kg/m²), com teor de umidade de compactação 20% (umidade ótima). O processo deve, ainda, ser executado em etapas de compactação, de modo que, as camadas parciais não sejam inferiores a 15 cm, e não excedam 20 cm de altura, a fim de que seja garantido o devido processo de compactação.

Para atingir os resultados esperados, encontra-se disponível no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília um martelo pneumático, adaptado com uma sapata circular de 25 cm de diâmetro. Segundo o fabricante, o equipamento possui energia de impacto de 35 J/golpe, e frequência de aplicação de 1400 golpes/minuto, conforme explica Pierozan (2018).

Para ratificar os dados obtidos laboratorialmente, deve ser realizado o controle de compactação no campo. Apesar de ser utilizado predominantemente para pavimentação, destaca-se, dentre os métodos mais usuais para conferência, o método do frasco de areia (DNER ME 092/94). O ensaio *in situ* é bastante simples de ser realizado, e complementa-se ao método, a determinação da umidade pelo método da frigideira.

3.3.4 MÉTODOS PARA INDUÇÃO DO COLAPSO

Com o intuito de induzir o colapso nos solos, essa seção versará sobre os principais métodos para inundação de solos colapsíveis. Nesse sentido, é importante ressaltar o pioneirismo da EESC - USP, que na década de 90, proporcionou avanços significativos, com uma série de trabalhos experimentais desenvolvidos no campo experimental de Bauru – SP, onde diversos autores realizaram provas de cargas nas condições de umidade natural e inundada.

Lobo (1991), em sua tese de doutorado executou provas de carga em estacas apiloadas e escavadas. Os ensaios foram conduzidos em condição natural e inundada. Para o segundo, o autor construiu uma cava quadrada de dimensões 1,30m x 1,30m e profundidade 0,40m. Além

disso, o autor executou 4 furos de 100mm, situados nos cantos da cava. Não houve nenhuma menção quanto ao tempo de inundação.

Teixeira (1993) construiu duas cavas experimentais com dimensões 1,40 m x 1,40m e 1,00 m de altura, sendo uma delas impermeabilizada, e dois furos de 150mm preenchidos com areia. O autor afirma que a presença dos furos pouco influenciou no volume de água admitido pelo solo. Além disso, os resultados das provas de carga inundadas mostraram que o colapso ocorreu entre 6 e 7 dias após o início do processo de inundação. O autor não consegue precisar, entretanto, qual o grau de saturação crítica para desencadear o colapso.

Ferreira (1998) executou provas de carga inundadas e, para tal, dispôs de uma cava dimensões 0,70m x 0,70m x 0,40m e 4 drenos de 100mm de diâmetro e profundidade equivalente a 80% do comprimento das estacas. O referido autor manteve a inundação por 72h e controlou o volume de água infiltrada por meio de leituras diretamente no hidrômetro.

Sales (2000), em sua tese, realizou provas de carga em placas no campo experimental da UnB sob condições de umidade natural e inundada. Segundo o autor, foram construídas cavas de dimensões de 1,0 m x 1,0 m e 0,80 m de profundidade. Devido a uma elevada permeabilidade das camadas superficiais, Sales (2000) constatou que o tempo de 48 h foi suficiente para incrementar o teor de umidade até a profundidade de 2,0 m.

Sales et al. (2015) afirmam que os processos de inundação de provas de carga mais utilizados podem ser divididos em 3 categorias:

- (a) Inundação através de uma cava ao redor do topo de uma estaca ou sapata
- (b) Inundação através de furos verticais próximos às fundações;
- (c) Combinação dos métodos (a) e (b).

Sales et al. (2015) afirmam que grande parte dos trabalhos encontrados na literatura necessitou de 48 a 72 h para promover a inundação do subsolo. Cunha e Sales (1998) citado por Sales et al. (2015) asseguram, ainda, que o processo de inundação de uma estaca é mais “efetivo” do que de uma sapata. Os autores atribuem esse fato a um caminho preferencial de percolação na interface solo/estaca.

3.3.5 PROPOSTAS DE INUNDAÇÃO

Os projetos de modelos físicos propostos para inundação apresentam certas peculiaridades inerentes aos projetos. O primeiro aspecto que diferencia das demais provas de carga citadas anteriormente é que, nessa pesquisa, a proposta é inundar uma região do subsolo, compreendida entre as cotas $z = -0,00\text{m}$ e $z = -3,50\text{m}$ e no limite da projeção do radier. O segundo aspecto diz respeito à limitação dos métodos: a única possibilidade disponível é inundar a camada através de furos verticais, dado que é inviável construir cavas entre as inclusões e a camada de transferência de cargas. A seguir, são apresentadas as diretrizes adotadas para os modelos de referência e reforçado com inclusões:

- i) A distribuição dos tubos seguiu uma lógica quadrangular, com espaçamento de 1,0 m entre os tubos (Figura 3.10 e Figura 3.11).
- ii) Deve ser previsto um tampão na ponta de cada um dos tubos, a fim de evitar a entrada de detritos;
- iii) O abastecimento de água deverá ser mantido constante, de modo a garantir que o nível d'água no interior dos tubos sofra pouca (ou nenhuma) variação;
- iv) O tempo de inundação deverá ser de, no mínimo 48 h, como executado por Sales (2000);

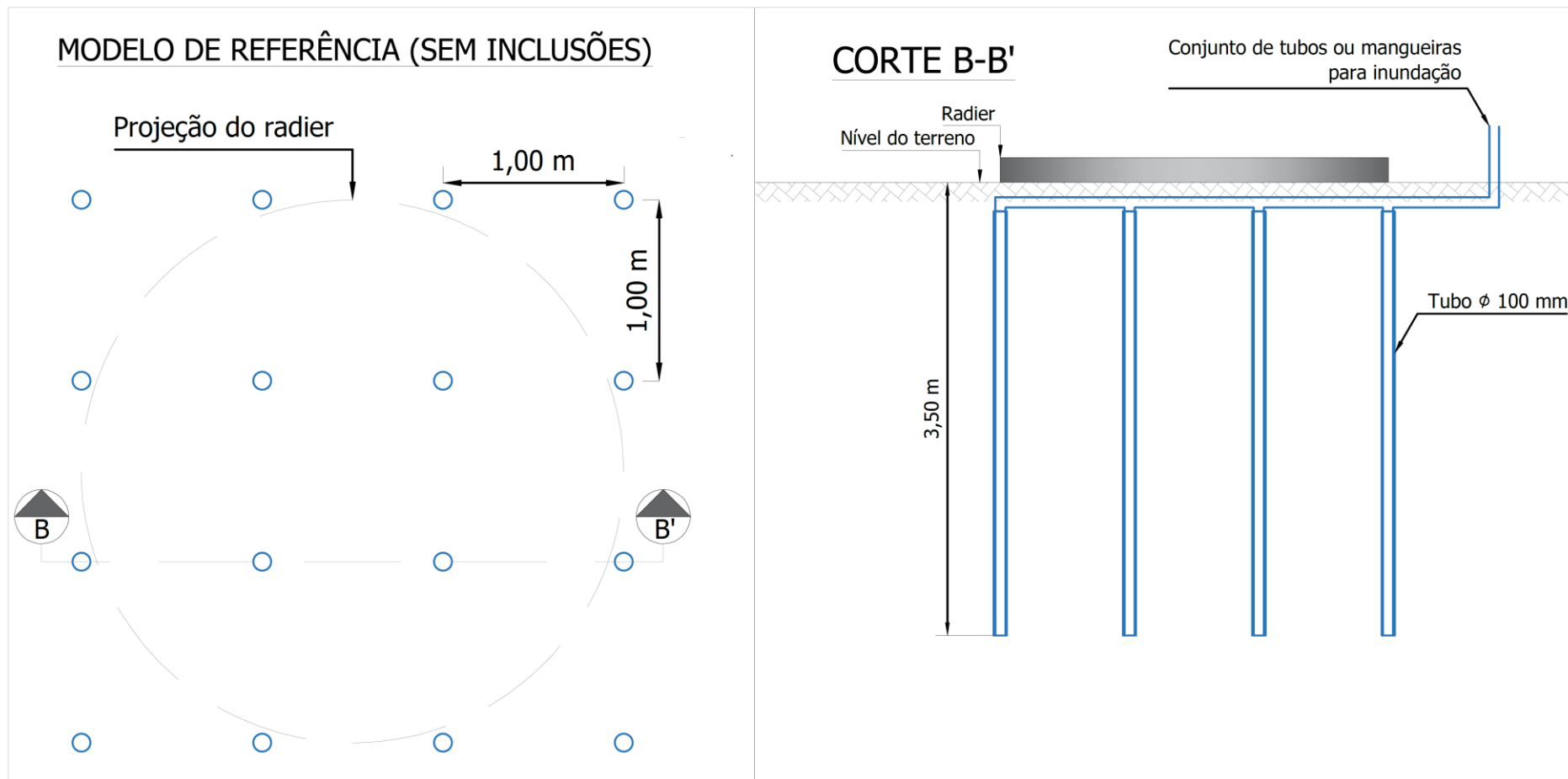
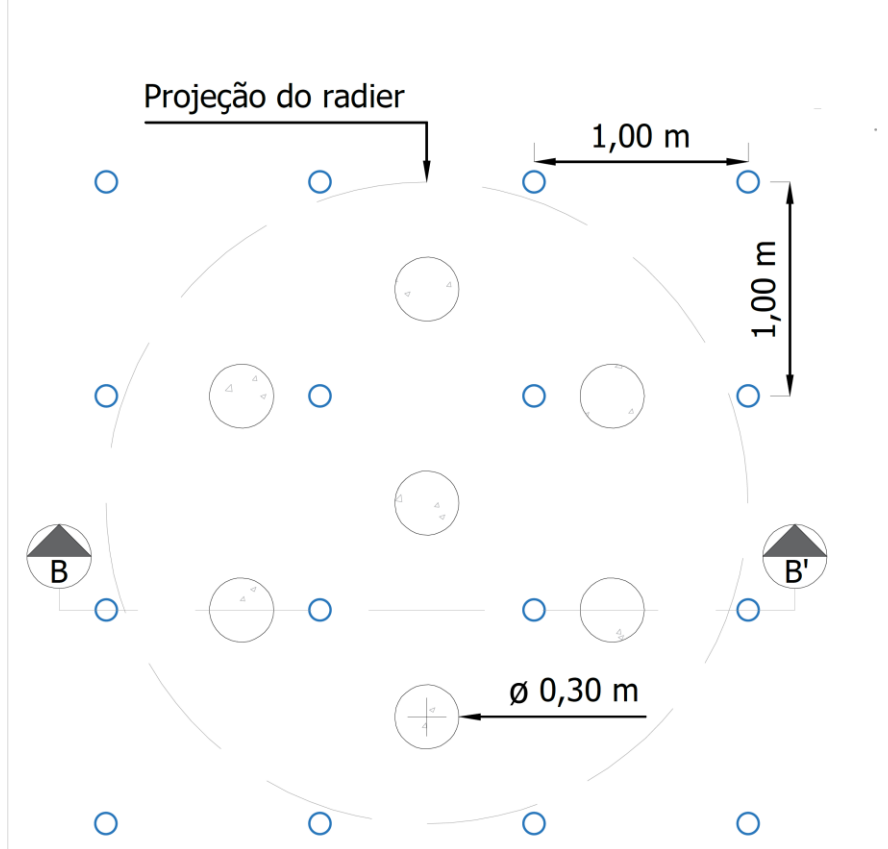


Figura 3.10: Croqui do sistema de inundação do modelo de referência.

MODELO REFORÇADO COM INCLUSÕES



CORTE B-B'

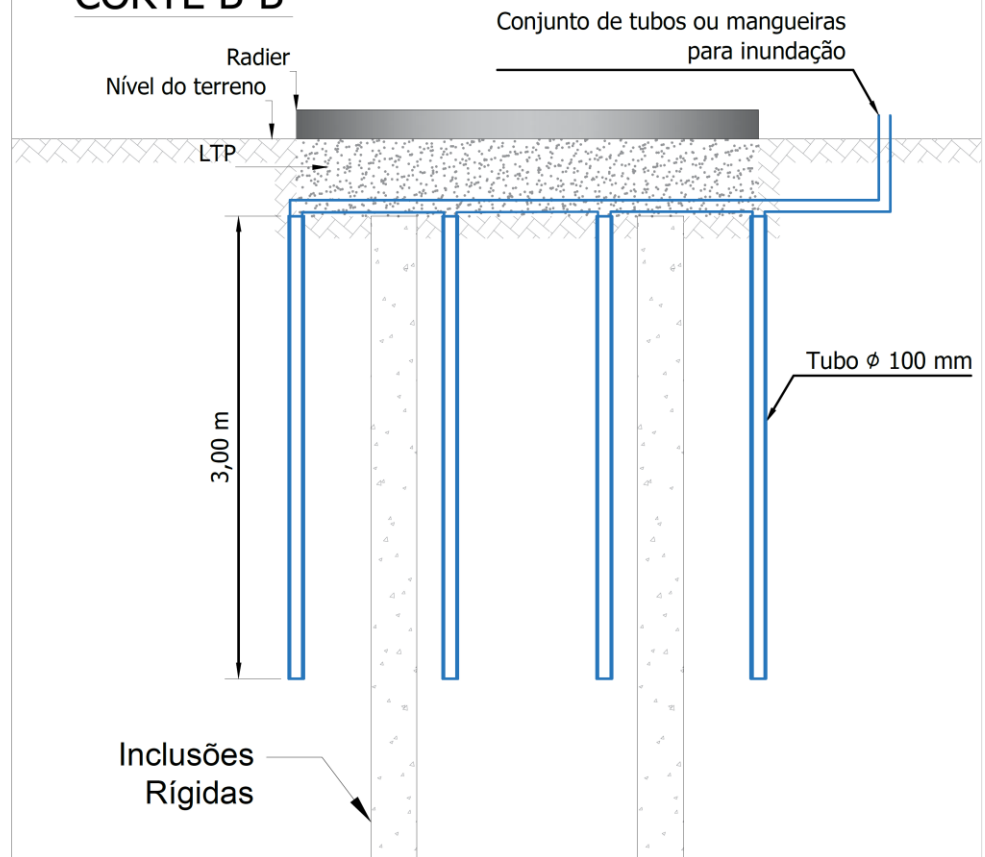


Figura 3.11: Croqui do sistema de inundação para o modelo físico reforçado com inclusões rígidas.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, foram apresentados e discutidos os resultados das simulações numéricas bidimensionais e tridimensionais. Em se tratando das simulações, para a reprodução 2D foi considerada a modelagem de um radier admitindo um estado axissimétrico de tensões e deformações. A simulação numérica consistiu em um elemento tipo placa apoiado, sem reforço (modelo de referência), sobre a estratigrafia do campo experimental da UnB. Para tal, foram consideradas duas hipóteses distintas: a primeira com o solo em condição natural, e a segunda condição com os 3,50 m iniciais inundados. Nesta etapa, objetiva-se determinar a magnitude da sobrecarga e o colapso para os diversos níveis de carregamento, em função do índice de rigidez relativa do conjunto. Além disso, uma vez definida a carga externa de trabalho, para ambas hipóteses, foram analisados os recalques no centro e na borda, também em função da rigidez relativa do radier. Ademais, foram propostas soluções para carregar a estrutura. Em seguida, para a simulação 3D, foi executada a simulação do radier reforçado com as inclusões e a plataforma de transferência de cargas. Para esta etapa, com os resultados da análise 2D, foi definida a espessura do radier que será reproduzido em escala real. Também foram adotadas as mesmas duas hipóteses: subsolo em condição natural e com os 3,50m iniciais inundados. Entretanto, diferentemente da modelagem com o *PLAXIS 2D*, o propósito desta ambiciona transparecer aspectos relativos às cargas transferidas para as inclusões, a distribuição de tensões na interface entre a plataforma de transferência de cargas (LTP) e a cabeça das inclusões, os pontos de plastificação e de ruptura, e os recalques após a adoção dos elementos de fundação e o desempenho do conjunto.

4.1 SIMULAÇÕES MEDIANTE MEF 2D

4.1.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Conforme justificado anteriormente no item 3.3.1, tratando-se de um projeto de pesquisa que visa a construção de um modelo físico em escala real, é importante reafirmar que o raio do radier (R) teve a dimensão estipulada em 1,50 m. A Figura 4.1 apresenta o croqui do projeto que foi modelado numericamente nas etapas subsequentes desta dissertação.

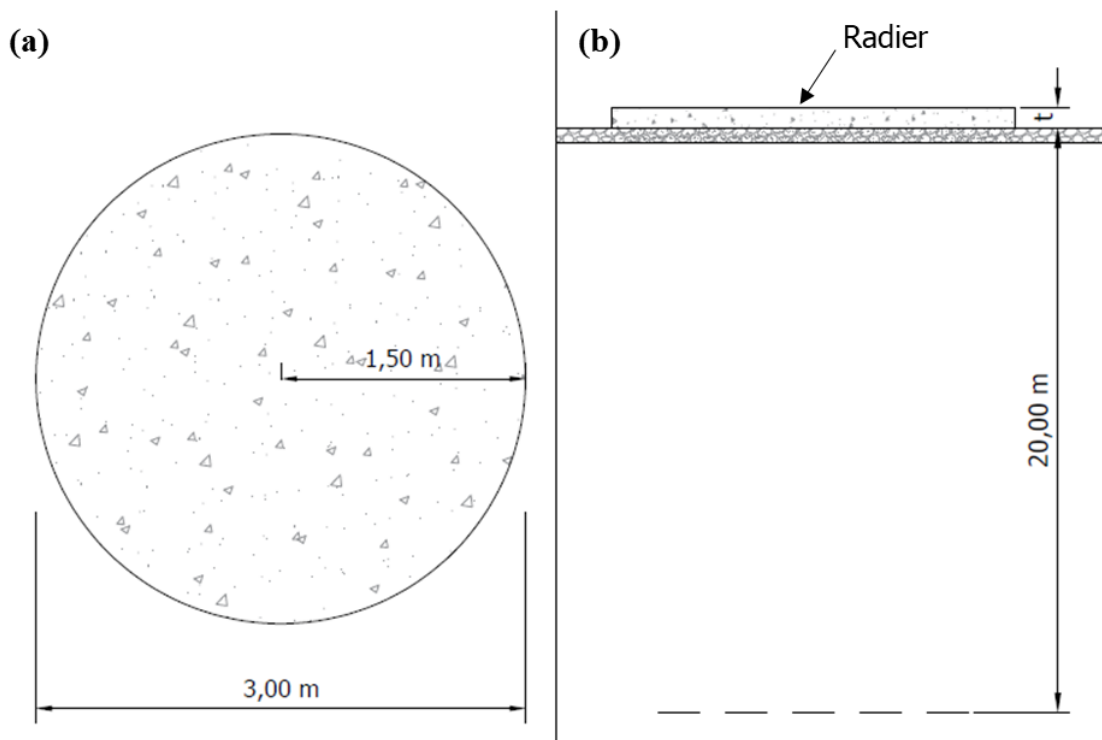


Figura 4.1: Croqui do modelo de referência (a) vista em planta e (b) vista em corte

Inicialmente, dada a limitação do *software* 2D, nesta etapa foram realizadas apenas simulações para o modelo de referência (radier apoiado, sem reforço). Em outras palavras, a modelagem das inclusões rígidas será realizada apenas com o módulo tridimensional do *PLAXIS*. As condições do problema admitem simplificar a modelagem ao considerar um estado de tensões axissimétrico. Assim, a geometria foi reduzida pela metade da conjuntura original, com dimensões de 15 m x 20 m (Figura 4.2). Como padrão do programa, os elementos finitos utilizados foram elementos triangulares de 15 nós (T15), com uma densidade de elementos maior na região próxima ao eixo de simetria (Figura 4.2).

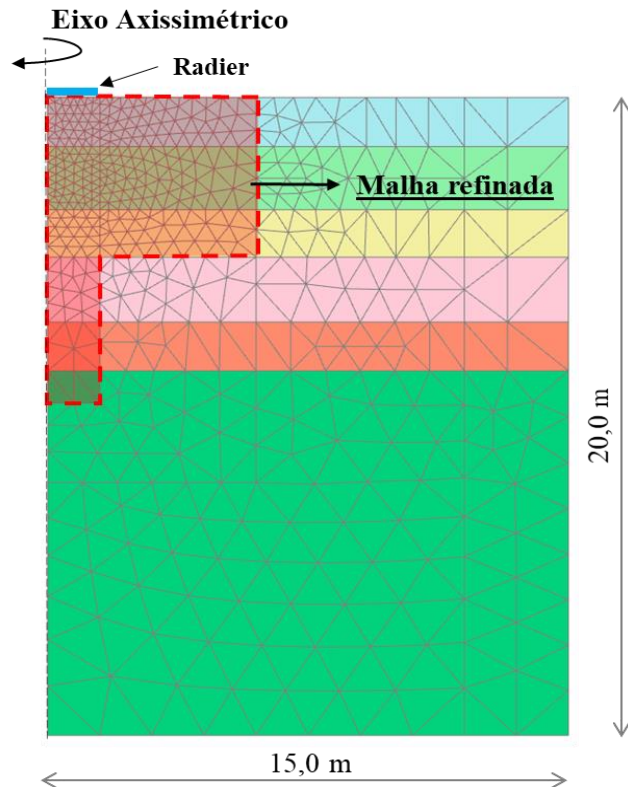


Figura 4.2: Geometria do modelo e malha de elementos finitos 2D

A sequência de análises obedece a uma lógica, apresentada esquematicamente no fluxograma abaixo (Figura 4.3). Os resultados obtidos nesta etapa serviram de base para a modelagem numérica em três dimensões.

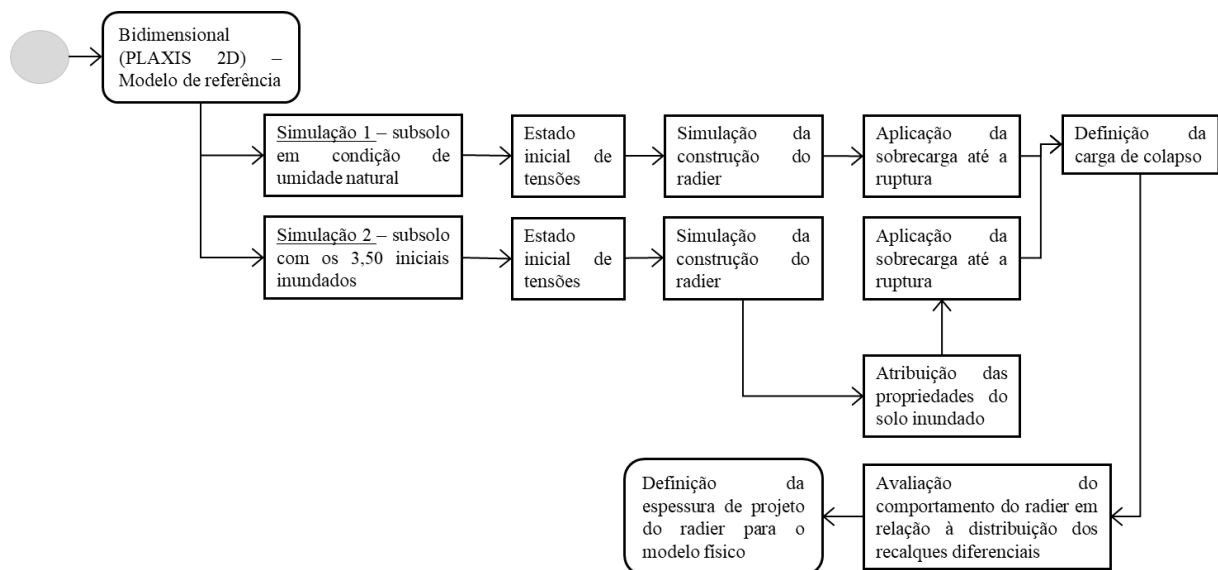


Figura 4.3: Fluxograma das etapas de análise em modelo 2D

4.1.2 CARGA DE COLAPSO E MAGNITUDE DO CARREGAMENTO APLICADO

De acordo com a definição de Cintra (1995) citado por Cintra et al., (2009), carga de colapso é o valor mínimo aplicado a um dado elemento de fundação, de modo que, com a subsequente inundação do solo, seja suficiente para o desencadeamento do fenômeno do colapso. Ainda de acordo com os autores, é possível verificar o fenômeno a partir de provas de carga, ao inundar o solo num determinado estágio de carregamento (Figura 4.4 – a).

Logo, caso seja constatado o colapso para uma determinada carga, Cintra et al., (2009) afirmam que é necessário verificar a inundação em estágios de carregamento anteriores, a partir de outras provas de carga, até que determine-se a carga mínima de colapso. Outra forma para obter-se a carga de colapso do solo é a partir da inundação prévia do terreno. Segundo Cintra et al., (2009), a colapsibilidade do solo não se manifesta por um recalque abrupto, mas por uma curva mais abatida (Figura 4.4 – b).

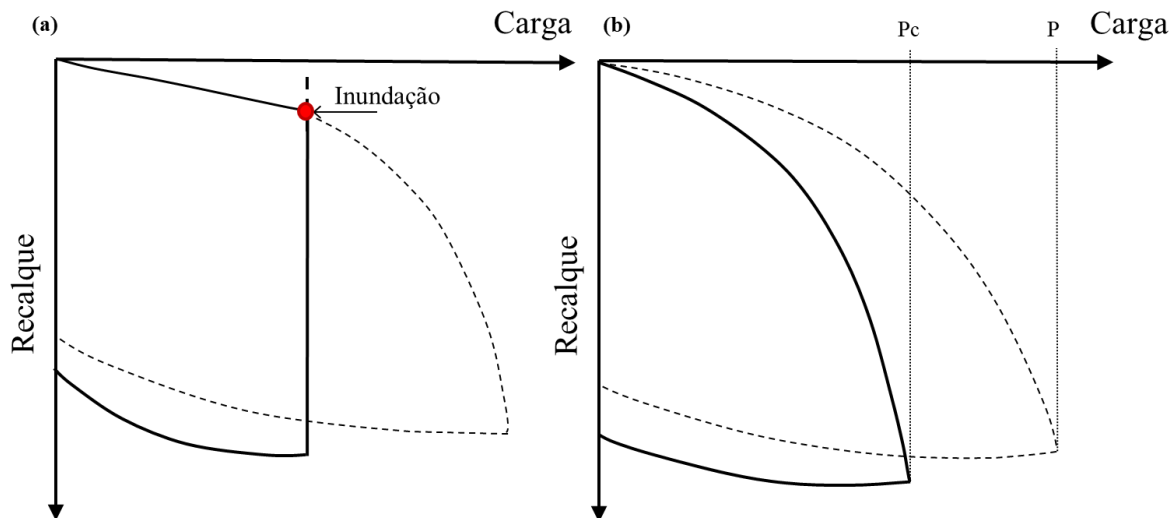


Figura 4.4: Modelo de prova de carga em placa (Cintra & Aoki, 2009)

Por extensão de conceito, nas provas de carga em placa, é possível obter as curvas tensão *versus* recalque a partir das condições inundadas e sem inundação e, a partir delas, definir a tensão de ruptura e tensão de colapso (Cintra & Aoki, 2009).

De maneira análoga, definir a magnitude do carregamento superficial é parte fundamental no desenvolvimento desta dissertação, pois, a sobrecarga deve ser suficientemente elevada para provocar o colapso da camada de argila porosa, ao mesmo tempo que deve ser de fácil execução no âmbito do experimento que será desenvolvido em escala real. Para tal, na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros de deformabilidade e as características geométricas do radier circular, que foram utilizados na modelagem numérica.

Para cada etapa da simulação, a espessura t do radier foi alterada em função do fator de rigidez e , assim, foram obtidos os parâmetros aplicáveis ao *software*.

Tabela 4.1: Parâmetros de deformabilidade e propriedades geométricas do radier circular aplicados ao *software*

K_r	t (m)	I (m ⁴ /m)	w (kN/m/m)	E_r (kPa)	EI (kN.m ² /m)	EA (kN/m)
0,01	0,02	6,67E-07	0,48		1,67E+01	5,01E+05
0,1	0,04	5,33E-06	0,96		1,34E+02	1,00E+06
1	0,09	6,08E-05	2,16	2,50E+07	1,52E+03	2,25E+06
10	0,19	5,72E-04	4,56		1,43E+04	4,76E+06
100	0,42	6,17E-03	10,08		1,55E+05	1,05E+07

onde: K_r é a rigidez relativa entre o solo e o radier; t é a espessura do radier; I é o momento de inércia; w é o peso próprio do radier; E_r é o módulo de elasticidade do radier; EI é a rigidez à flexão; EA é a rigidez à compressão.

Assim sendo, a escolha do carregamento foi feita baseada em uma análise que carregou o subsolo até a deformação máxima de 50 cm (Figura 4.5.b), com o maciço na condição natural e na condição com os primeiros 3,50 m das camadas mais superficiais inundados. Os recalques foram medidos no eixo de simetria, coincidentes com o centro do radier, e os valores obtidos foram plotados em função da carga superficial aplicada (Figura 4.5).

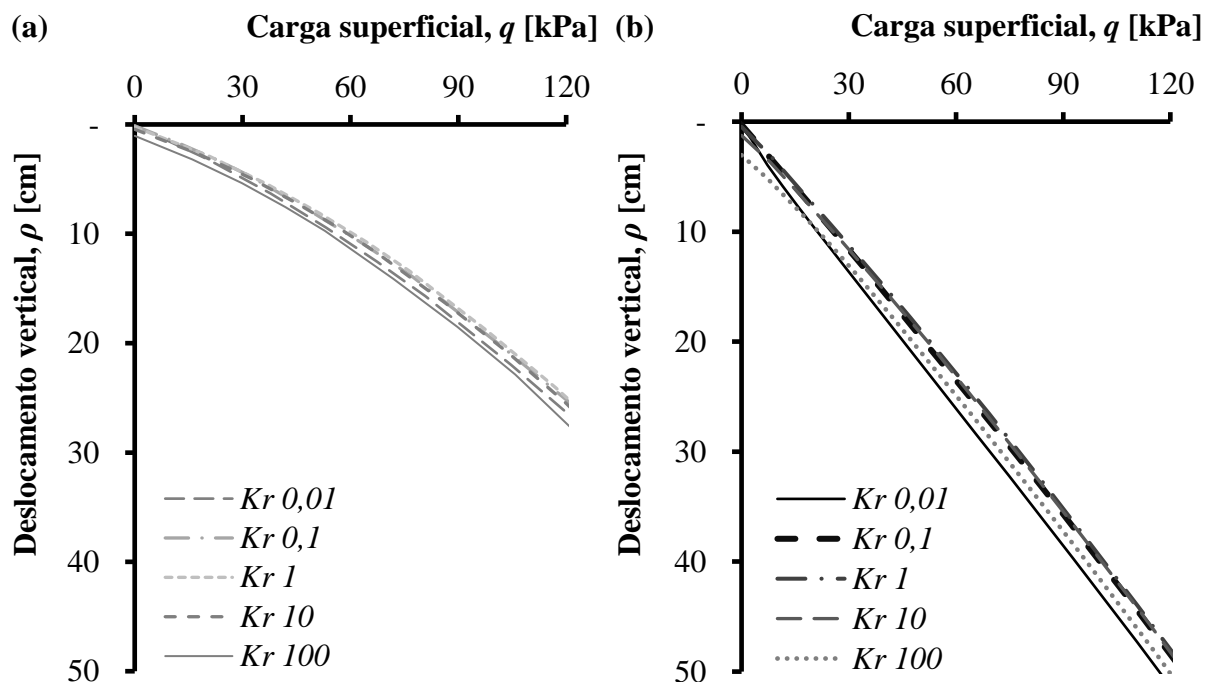


Figura 4.5: Curvas carga *versus* recalque para as condições (a) umidade natural; (b) 3,50 m iniciais inundados

Conforme esperado, observa-se que o comportamento do maciço mediante a solicitação é praticamente idêntico, apresentando boa concordância para níveis de sobrecarga até 120 kPa em ambas as hipóteses assumidas nesse estudo, com pequenas variações decorrentes do aumento do peso próprio do radier.

Como todas as curvas apresentadas evidenciam desempenho semelhante, predominantemente linear, foram obtidas as equações por regressão linear e polinomial, limitadas até o horizonte de sobrecarga (q) de 120 kPa (Figura 4.6). As equações que representam o deslocamento vertical (ρ) para as condições inundada e natural são, respectivamente:

$$\rho(q) = 3,953q + 0,2121 \quad (4.1)$$

$$\rho(q) = 0,0078q^2 + 1,1616q + 4,0433 \quad (4.2)$$

Por fim, definiu-se que a sobrecarga utilizada nas próximas etapas deste projeto, bem como para o modelo físico, deverá ter a magnitude de 30 kPa. O motivo para escolha desse carregamento é fundamentado em princípios executivos, visto que carregamentos muito elevados podem inviabilizar o projeto em escala real e carregamentos inferiores podem não provocar recalques significativos que possam ser mensurados pelos instrumentos de medição geotécnicas. Ademais, a sobrecarga escolhida é adequada para provocar o colapso da argila porosa, destacada em vermelho na Figura 4.6, como a diferença entre os recalques gerados nas duas hipóteses analisadas, conforme apresentado mais detalhadamente na Tabela 4.2.

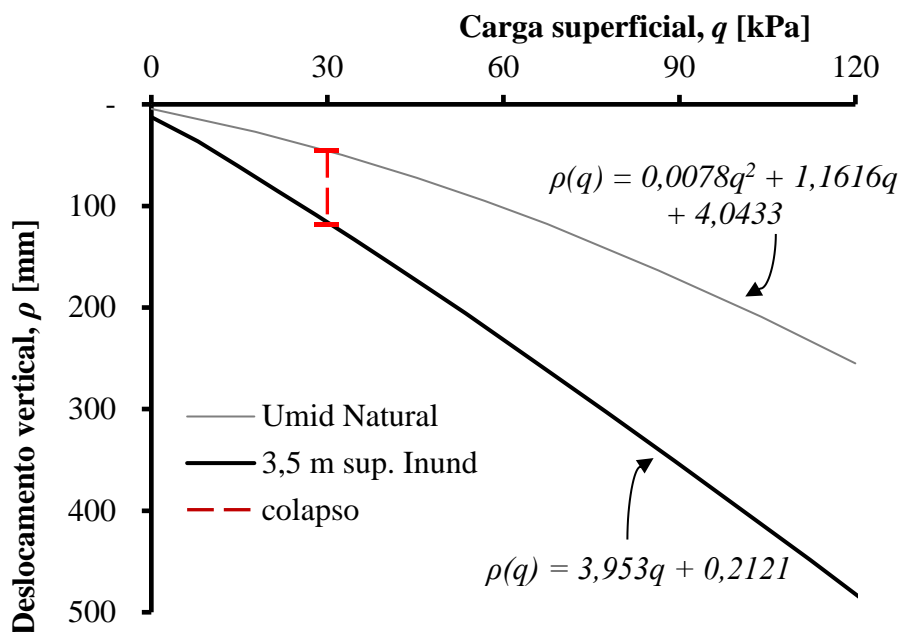


Figura 4.6: Curvas deslocamento vertical *versus* sobrecarga limitada ao trecho linear

Tabela 4.2: Recalques nas condições natural e com os 3,50m iniciais inundados

Parâmetro	
Sobrecarga, q_0 [kPa]	30,0
Recalque - umidade natural, ρ_{nat} [mm]	45,9
Recalque - inundado, $\rho_{in.}$ [mm]	118,8
Recalque - colapso, $\rho_{colapso}$ [mm]	72,9

4.1.3 DISTRIBUIÇÃO DOS RECALQUES

Para a análise em condição natural, observa-se que os recalques no centro e na borda (Tabela 4.3) tendem a se aproximar a um mesmo valor à proporção que a rigidez relativa K_r aumenta, sendo esses valores inferiores a 3% para valores K_r superiores a 1.

Para a análise inundada, nota-se um aumento na magnitude dos recalques, provocado pela inundação da camada superficial da argila porosa. Porém, observa-se comportamento semelhante no que diz respeito a distribui o dos recalques diferenciais. Nessa etapa, para valores de K_r a partir de 1, os recalques diferenciais são praticamente nulos e figuram inferiores a 2% (Tabela 4.3)

Tabela 4.3: Distribuição dos recalques no centro e na borda para as condições natural e com os 3,50m iniciais inundados

K_r	t(m)	Condição natural			3,50m iniciais inundados		
		Centro (mm)	Borda (mm)	$1 - \left(\frac{\rho_{Borda}}{\rho_{centro}}\right)$	Centro (mm)	Borda (mm)	$1 - \left(\frac{\rho_{Borda}}{\rho_{centro}}\right)$
0,01	0,02	-44,5	-32,6	26,7%	-130,4	-84,6	35,1%
0,1	0,04	-42,6	-35,7	16,2%	-111,9	-99,2	11,4%
1	0,09	-40,7	-39,5	2,8%	-107,5	-106,1	1,3%
10	0,19	-43,9	-43,8	0,3%	-113,2	-113,0	0,1%
100	0,42	-52,9	-52,8	0,0%	-133,8	-133,8	0,0%

Esse estudo permitiu concluir que o radier apresenta comportamento predominantemente flexível para intervalo de K_r variando de 0,01 a 0,1, e comportamento predominante rígido para o intervalo de 1 a 100, condizente com a teoria de Mayne & Poulos (1999). Abaixo, os valores apresentados na Tabela 4.3 são representados graficamente (Figura 4.7).

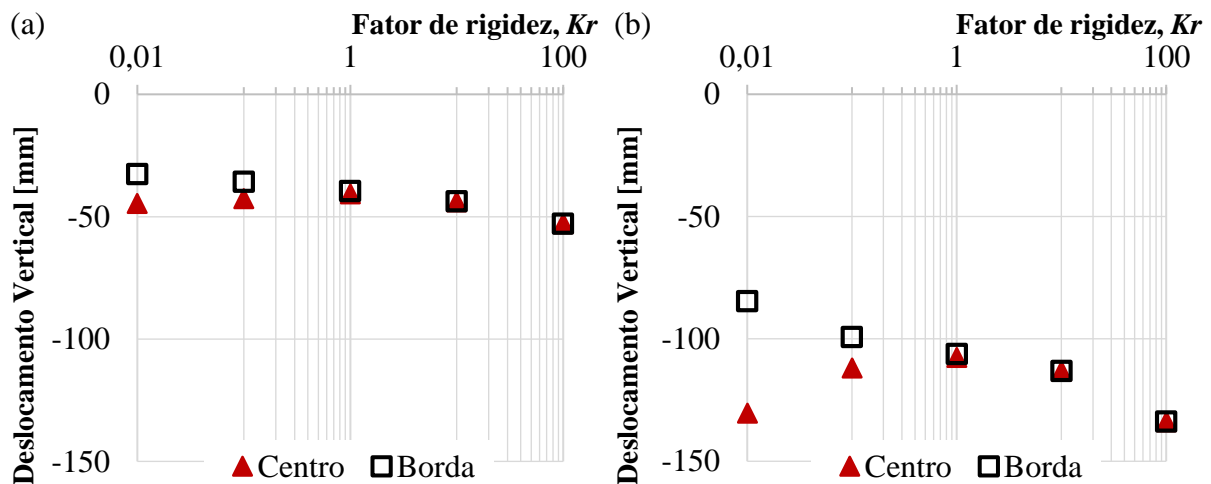


Figura 4.7: Distribuição dos recalques em função do fator de rigidez: (a) condição de umidade natural (b) condição com os 3,50m iniciais inundados.

4.1.4 ESPESSURA DO RADIER

O fundamento para definição da espessura do radier passa pelos critérios estabelecidos na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014). A norma afirma que a espessura inicial é estimada com o propósito de resistir aos esforços de punção, entretanto, a referida NBR também institui valores-limites mínimos para este elemento (item 13.2.4.1 – g), com o objetivo de evitar um desempenho inapropriado e prover condições de execução adequadas. Logo, diante dos dados apresentados na Tabela 4.1, depreende-se que as únicas simulações que atendem aos requisitos normativos são as espessuras que apresentam rigidezes relativas a partir de 10.

Portanto, para prosseguir com as simulações tridimensionais desta dissertação, será adotado o radier de espessura $t = 19$ cm ($Kr = 10$), visto que a NBR 6118:2014 determina a espessura mínima de 16 cm para lajes lisas.

A validação da modelagem numérica pode ser confirmada ao observar a distribuição das tensões atuantes na interface do solo com o radier. Os resultados são apresentados para as condições natural e inundada (Figura 4.8). Pode-se observar que, com o aumento na rigidez relativa, a distribuição das tensões torna-se menos regular com concentrações de tensões nas bordas, com aumento sequencial conforme esperado para um radier com característica rígida.

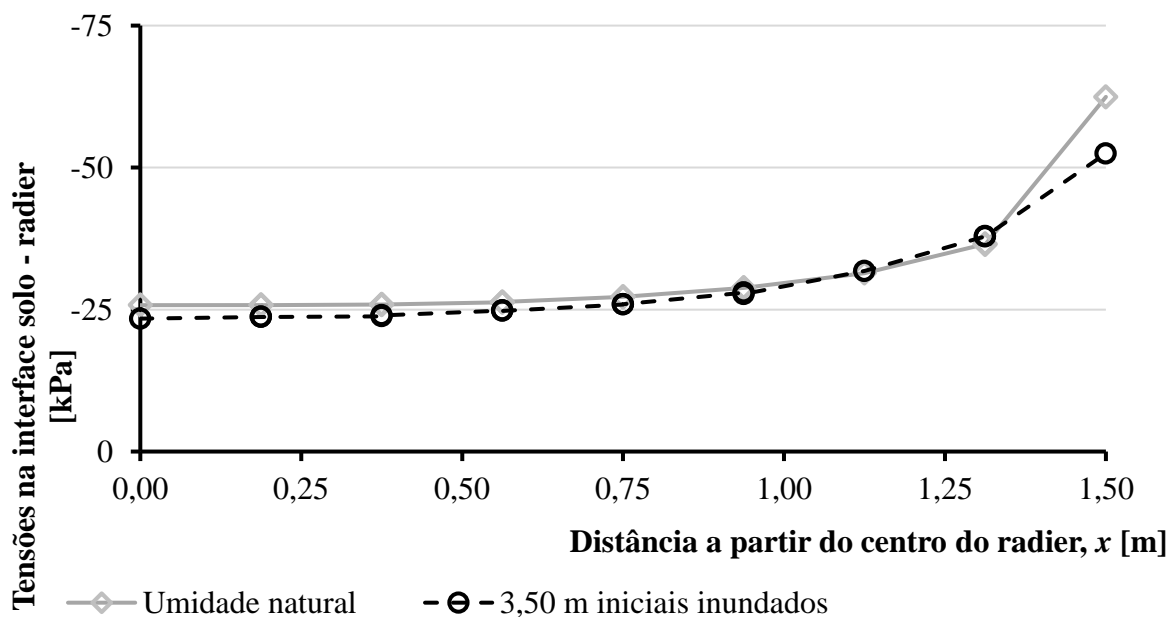


Figura 4.8: Distribuição de tensões na interface solo-radier para as condições natural e inundada ($K_r = 10$).

4.2 SIMULAÇÕES MEDIANTE MEF 3D

Com a motivação de analisar as tensões atuantes ao longo das inclusões, as tensões absorvidas pela camada de transferência de cargas, os pontos de plastificação e os recalques, foi desenvolvido o modelo numérico tridimensional mediante o Método dos Elementos Finitos 3D (MEF 3D). Pérez (2017) evidencia que o programa permite representar com facilidade as camadas do solo, estruturas e etapas de cálculo. Apresenta-se na Figura 4.9 o croqui esquemático do modelo desenvolvido.

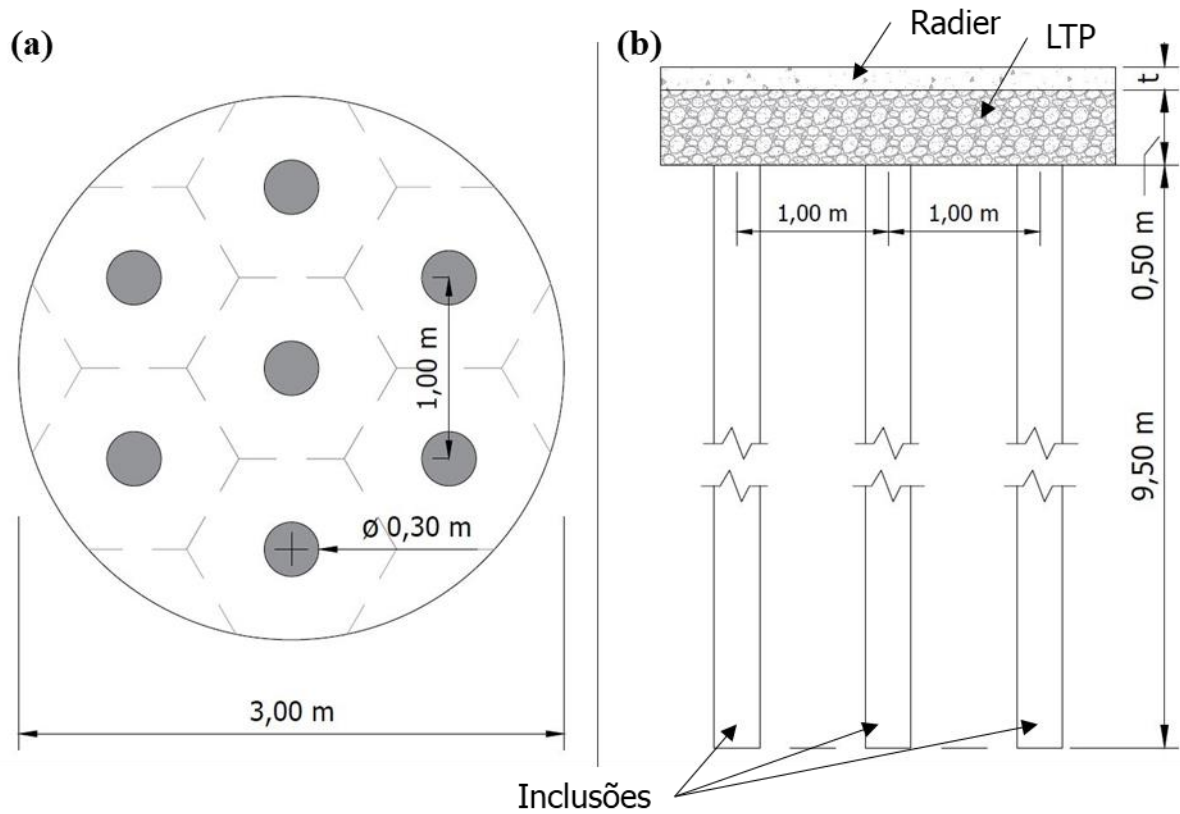


Figura 4.9: Croqui de modelo reforçado com inclusões rígidas (a) vista em planta e (b) vista em corte

A geometria do problema apresenta dupla simetria e, portanto, pode ser simplificada para um modelo que representa a quarta parte do problema.

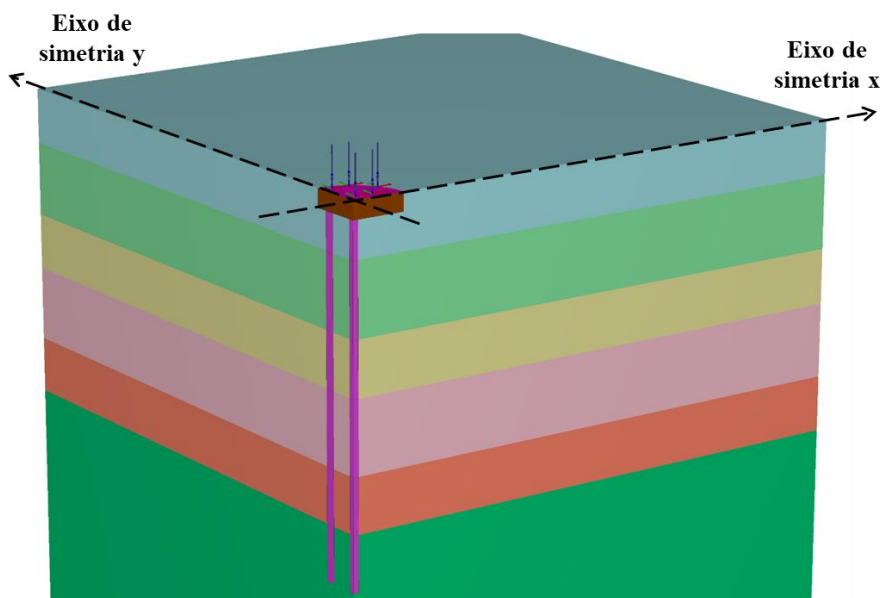


Figura 4.10: Modelo tridimensional representado por dupla simetria

Após uma análise de otimização da malha e a fim de evitar que o efeito das fronteiras do modelo influenciasse nos resultados, as dimensões adotadas foram $10R$ nos eixos x e y , onde R é o raio do radier (Figura 4.11). No eixo z , o modelo atingiu a profundidade de $20,0m$.

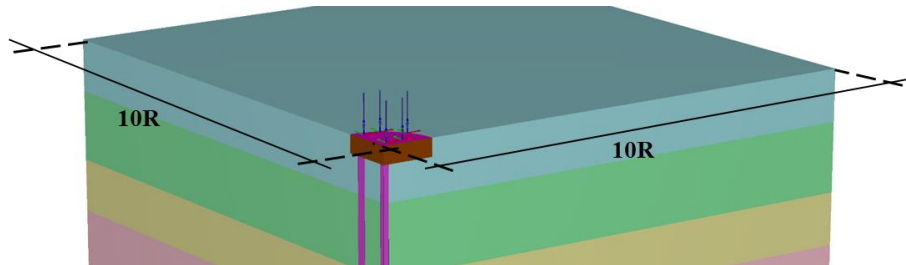


Figura 4.11: Dimensões do domínio da simulação.

O modelo ainda teve os deslocamentos laterais restritos na direção horizontal. Na base do modelo, foram restritos os deslocamentos verticais e horizontais. Com relação a malha, o *software* oferece uma única opção de elemento (tetraédrico de dez nós). Para representar o radier, foi utilizado o elemento *plate*. Já para a camada de transferência de cargas, assim como para as inclusões, foram representados como elementos volumétricos. Para o desenvolvimento deste trabalho, foi adotado um maior refinamento na região próxima às inclusões, conforme ilustrado na Figura 4.12.

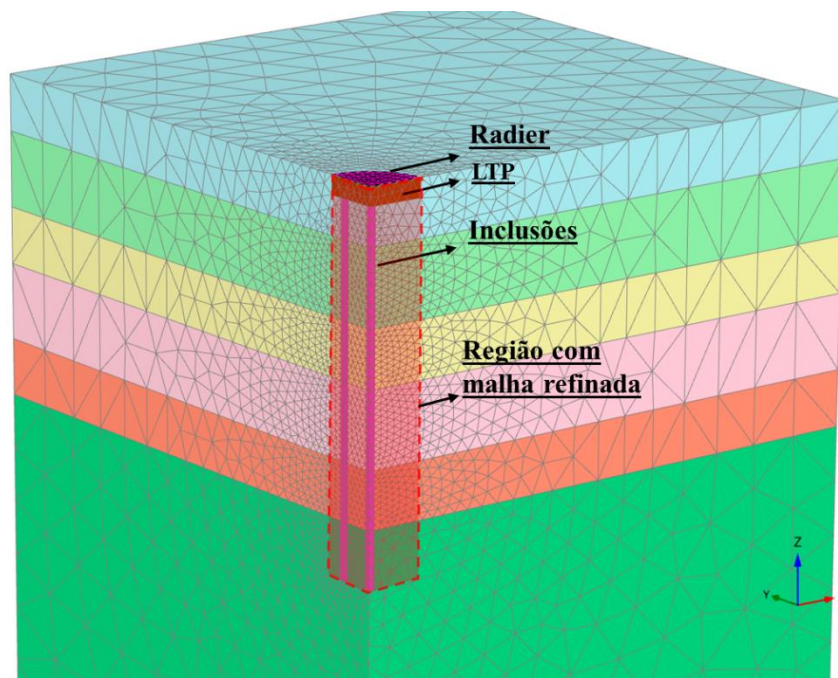


Figura 4.12: Malha de elementos finitos desenvolvida para o modelo 3D.

4.2.1 ETAPAS DE ANÁLISE

A seguir, são apresentadas as etapas das simulações, que foram divididas em duas análises distintas: em condição natural (Simulação 1) e com os 3,50m iniciais inundados (Simulação 2):

- Etapa inicial: nesta etapa, foi gerado o estado de tensão inicial do solo com as condições de umidade citadas acima;
- Etapa 1: simulação da escavação de 0,50m, equivalente a região que será preenchida com a camada de solo melhorado;
- Etapa 2: modelagem e habilitação dos elementos de volume e aplicação das propriedades do material que representa as inclusões;
- Etapa 3: modelagem e habilitação dos elementos de volume e aplicação das propriedades do solo melhorado na região da plataforma de transferência de cargas;
- Etapa 4: modelagem e habilitação do elemento tipo *plate*, que contém as propriedades do radier com rigidez equivalente K_r igual a 10;
- Etapa 5: aplicação do carregamento uniforme de 30 kPa.

A seguir, são apresentados os principais resultados provenientes das simulações tridimensionais. Nesta etapa, destacam-se os resultados das cargas axiais nas inclusões, a interação solo-inclusões, a distribuição de tensões na interface entre a camada de distribuição e a cabeça das inclusões e curvas de isovalores de recalques. A fim de padronizar os termos adotados a partir desta seção, as inclusões foram designadas como: INCLUSÃO 1, 2 e 3, conforme sua posição em relação centro do radier. Além disso, foram definidas três seções de especial interesse para o desenvolvimento desta dissertação (AA', BB' e CC', Figura 4.13).

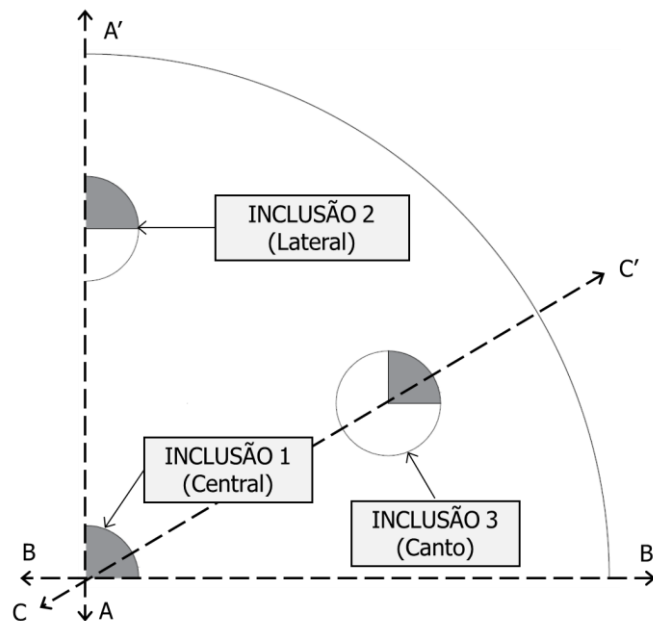


Figura 4.13: Croqui para identificação dos termos adotados

4.2.2 CARGAS ATUANTES NAS INCLUSÕES E EFICIÊNCIA

No presente trabalho, conforme descrito anteriormente, foi adotado um padrão de distribuição em planta regular, de modo que as inclusões estivessem dispostas segundo uma lógica triangular (Figura 3.9). Infere-se, a partir da análise da Figura 4.14, que a distribuição adotada garante que todos os elementos recebam praticamente a mesma carga, tanto para a condição natural, como a para a condição com os 3,50m iniciais inundados. Merece destaque, também, o acréscimo de cargas nas inclusões provocado pela inundação dos 3,50 m iniciais. Observa-se que a alteração dos parâmetros de resistência do material inundado, e o conseqüente aumento em seu peso específico, pouco influenciou no comportamento das inclusões. Esse fato pode ser justificado sob a ótica de que todo o carregamento adicional gerado está sendo transmitido para a cabeça das inclusões e, portanto, não geram esforços adicionais significativos. Por fim, é possível evidenciar três horizontes distintos, denominados como: trecho com atrito negativo, trecho quase sem atrito e trecho com atrito positivo (Figura 4.14). Observa-se ainda que a posição do eixo neutro não altera mesmo com o aumento do carregamento transmitido, condizente com a literatura.

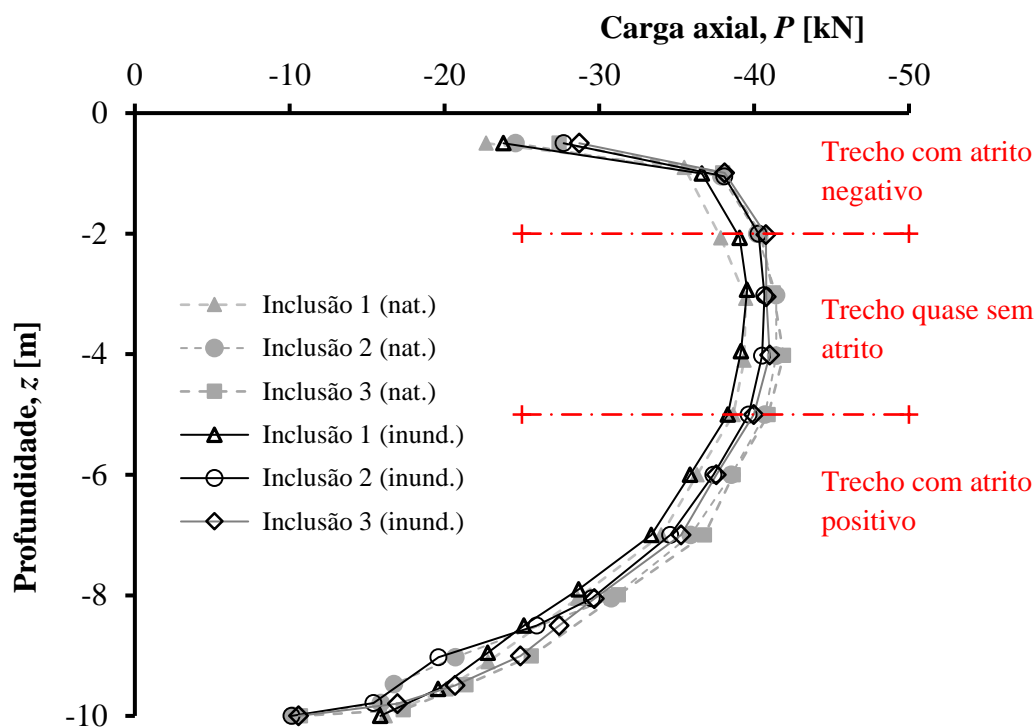


Figura 4.14: Distribuição dos esforços axiais ao longo das inclusões: condição natural; condição com os 3,50 m iniciais inundados.

Ainda tratando da Figura 4.14, o segundo aspecto relevante a ser avaliado diz respeito à eficiência do conjunto. Conforme elucidado no item 2.2.5.3, a eficiência é a razão entre a carga transmitida para as inclusões (F) e o peso da sobrecarga (Q) mais o peso próprio da plataforma de transferência de cargas (W). Por ter sido desenvolvido inicialmente para aterros estaqueados, essa abordagem considera apenas a parcela de resistência da cabeça (Q_c). Entretanto, as inclusões possuem, por definição, a parcela de atrito negativo como parte resistente no equilíbrio de forças ($Q_c + F_{(-)}$). Assim, a Tabela 4.4 apresenta duas eficiências: a abordagem clássica calculada na cabeça das inclusões (E_f), e a eficiência considerando a parcela do atrito negativo ($E_{f,máx}$).

Tabela 4.4: Eficiência das inclusões.

	Umidade natural	3,50 m iniciais inundados
Eficiência, E_f	-56%	-60%
Eficiência, $E_{f,máx}$	-92%	-91%

Conclui-se, portanto, que o atrito negativo representa uma parcela significativa no equilíbrio de forças e que, desconsiderá-lo no momento do dimensionamento, levará a projetos mal aproveitados do ponto de vista da otimização das inclusões.

É interessante, ainda, evidenciar alguns aspectos das inclusões quando analisadas separadamente: no que diz respeito à INCLUSÃO 1 (Central) (Figura 4.15), nota-se que o maior aumento relativo foi na parcela do atrito negativo, o qual teve um incremento de 6%, seguido por um aumento de 4,8% na cabeça. As cargas absorvidas pela ponta e pelo atrito positivo tiveram pequena variação (2,1% e 1,8%, respectivamente).

Inclusão - 1 (Central)

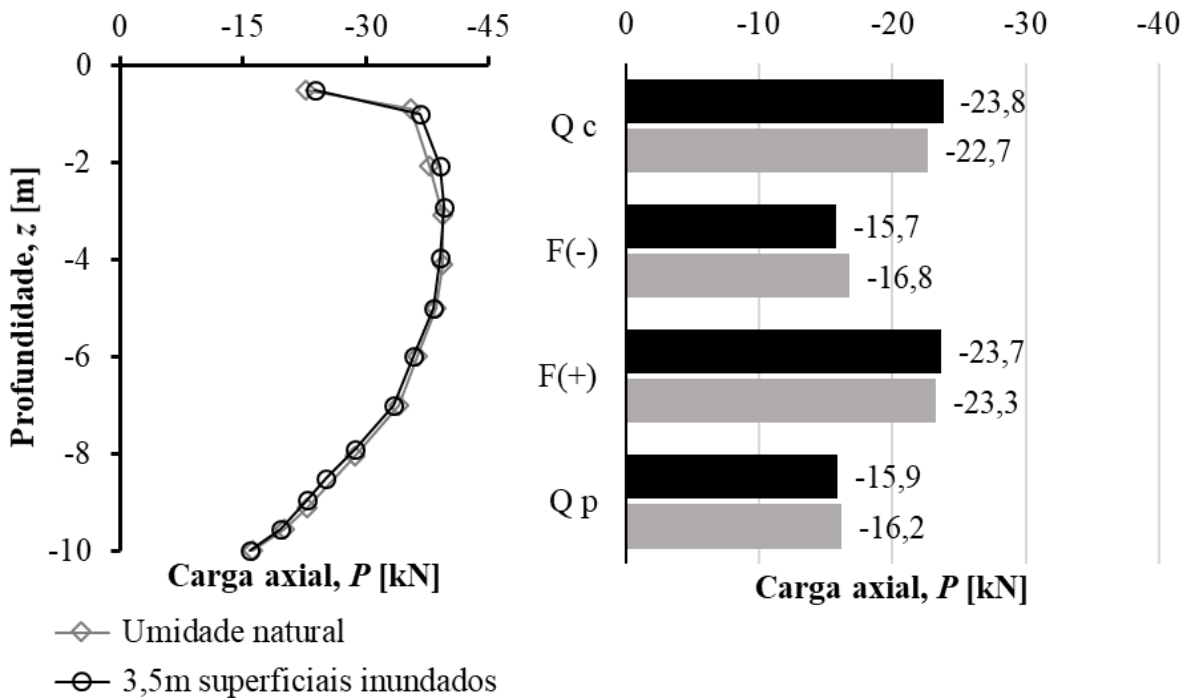


Figura 4.15: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão central

Para a INCLUSÃO 2 (Lateral) (Figura 4.16), o acréscimo no carregamento por atrito negativo foi da ordem de 23% em relação à condição inicial, e o atrito positivo teve um acréscimo de 2,2%. A ponta e a cabeça sofreram variação idêntica de 0,60% e 12,6%.

Inclusão - 2 (Lateral)

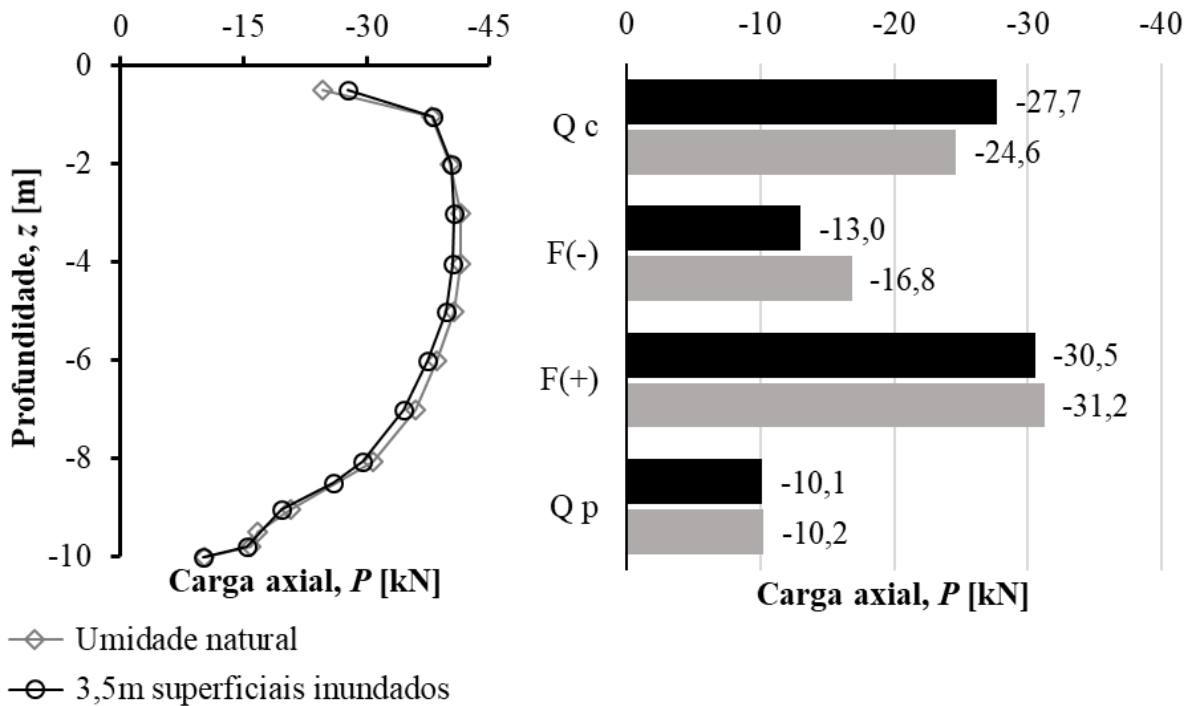


Figura 4.16: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão lateral

Por fim, para a INCLUSÃO 3 (Figura 4.17), segue o mesmo padrão das inclusões anteriores: evidencia-se um aumento mais expressivo nas cargas absorvidas por atrito negativo (15,2%). No que diz respeito ao atrito positivo, a variação foi de 2,5%, enquanto que para a resistência de ponta e cabeça das inclusões, a variação foi de 4,7% e 1,1%, respectivamente.

Inclusão - 3 (Canto)

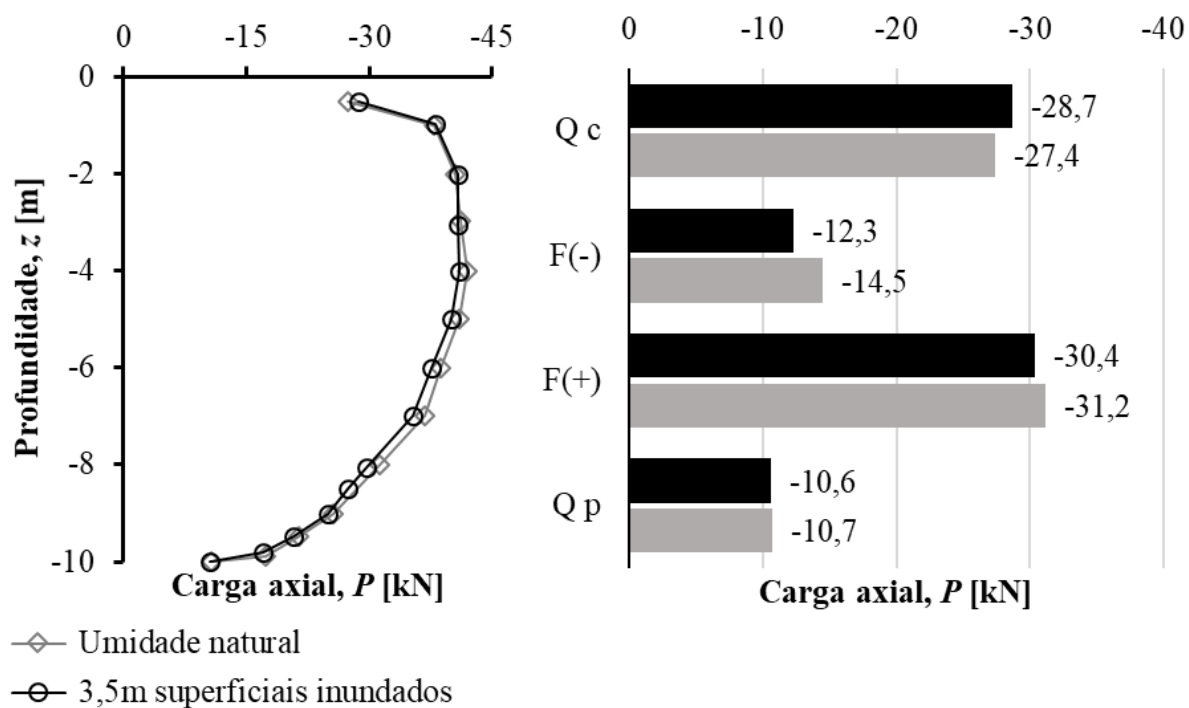


Figura 4.17: Cargas axiais distribuídas ao longo da inclusão de canto

A fim de resumir os dados apresentados e promover uma melhor análise, a Tabela 4.5 apresentada a seguir sintetiza os incrementos percentuais de cargas mencionados anteriormente.

Tabela 4.5: Variações nas parcelas de resistência das inclusões

Variação	Inclusão 1 (central)	Inclusão 2 (Lateral)	Inclusão 3 (Canto)
ΔQ_c	4,8%	12,6%	4,7%
$\Delta F(-)$	6,0%	23,0%	15,2%
ΔQ_p	2,1%	0,6%	1,1%
$\Delta F(+)$	1,8%	2,2%	2,5%

A Figura 4.19.a apresenta o subsolo em condição natural. É possível notar que, para tal condição, as tensões cisalhantes atuantes são inferiores às tensões resistentes, dada a predominância no espectro das cores azuis ao longo do fuste dos três elementos em destaque. Já para a Figura 4.19.b nota-se que, próximo a cabeça das inclusões, ocorre a prevalência das tensões cisalhantes atuantes em relação às tensões resistentes, indicadas pela predominância das cores vermelhas. Logo, é possível ratificar a boa correlação entre a hipótese definida a partir da Figura 4.18, e confirmada com a análise das tensões cisalhantes relativas ao longo do fuste das inclusões (Figura 4.19).

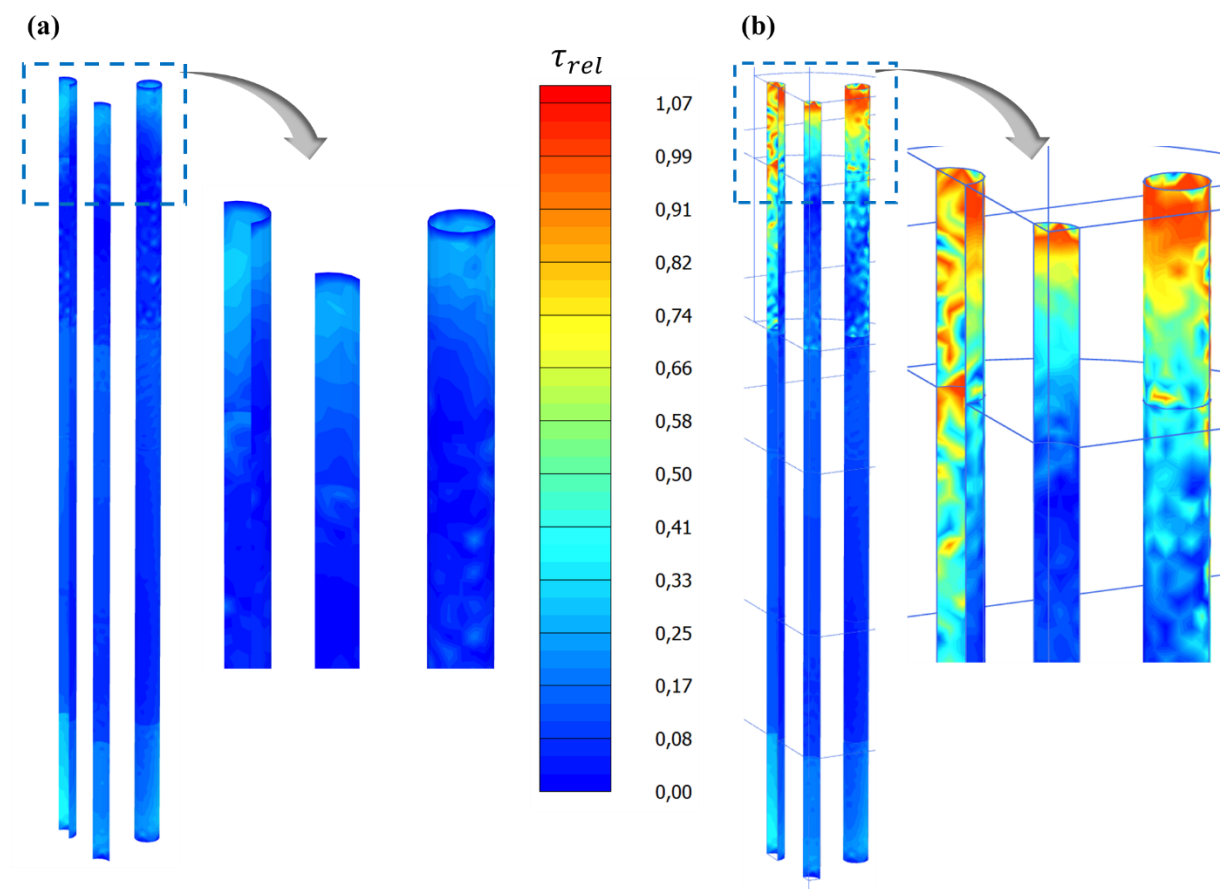


Figura 4.19: Tensões cisalhantes relativas desenvolvidas ao longo do fuste das inclusões: (a) Condição natural (b) condição com os 3,50m iniciais inundados.

4.2.4 TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

Em continuidade, prossegue-se com a análise da distribuição de tensões verticais no maciço, na camada de distribuição de tensões, e na interface entre a camada de transferência de cargas e a cabeça das inclusões. Nesta seção objetivou-se evidenciar a magnitude das tensões que são absorvidas pelas cabeças das inclusões e as tensões absorvidas pela camada de distribuição. Para tal, foram definidas seções transversais representativas de especial

interesse, que cruzam os eixos das inclusões (Figura 4.13.). Cabe ressaltar que, por convenção de sinais estabelecida pelo *software*, os valores negativos representam tensões verticais de compressão, enquanto os valores positivos, tração. É interessante notar que grande parte das tensões verticais advindas da sobrecarga, e do peso próprio do radier, são absorvidas pelas inclusões, tanto para o modelo em condição de umidade natural, como para o modelo com os 3,50 m iniciais inundados. Percebe-se que, no maciço, há a predominância da escala gráfica no espectro azul, que são indicativas de tensões verticais de baixa magnitude (Figura 4.20 e Figura 4.21). Isso demonstra que o dimensionamento das inclusões (espaçamento, diâmetro e comprimento) cumpre o esperado: transferir as cargas para as camadas mais competentes.

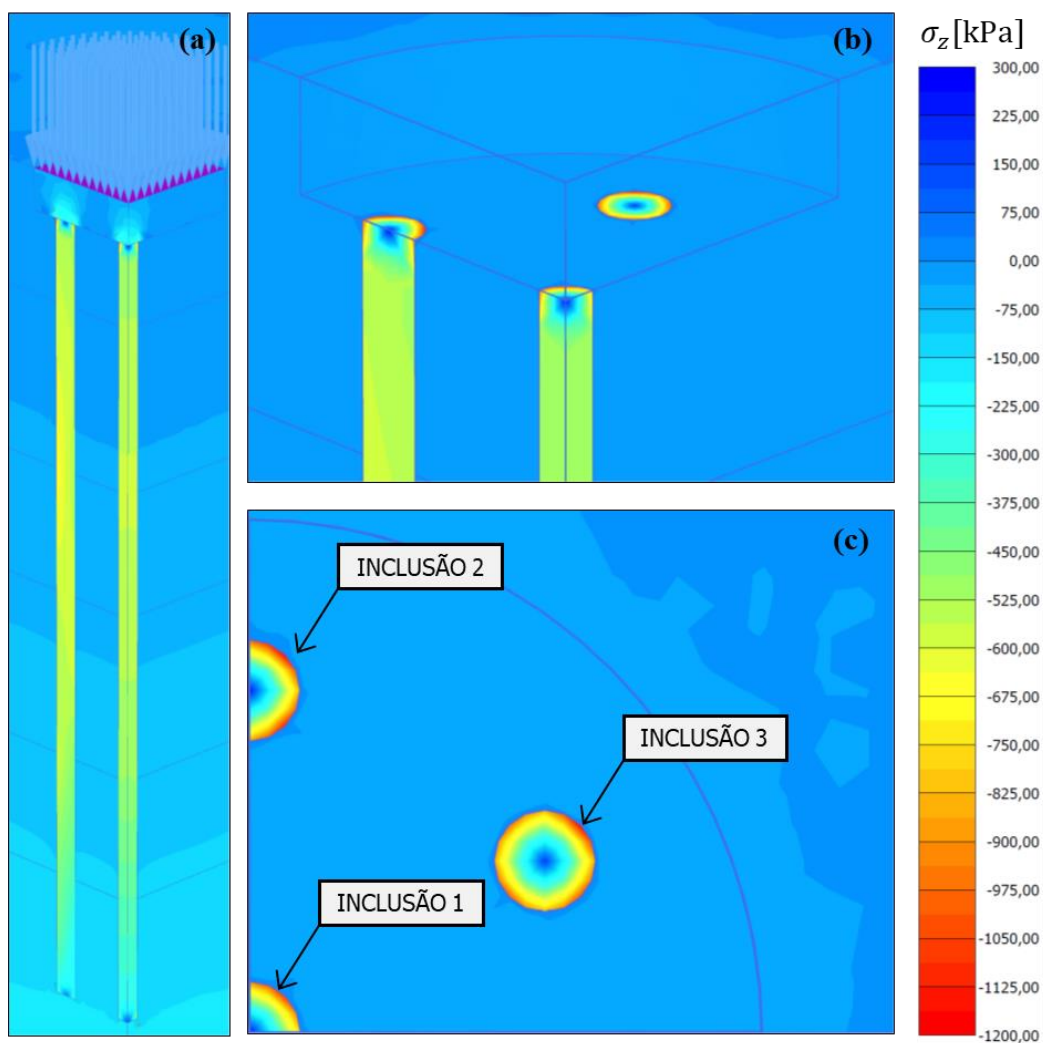


Figura 4.20: Distribuição de tensões para condição natural: (a) vista em perspectiva; (b) vista em perspectiva aproximada; (c) vista de topo.

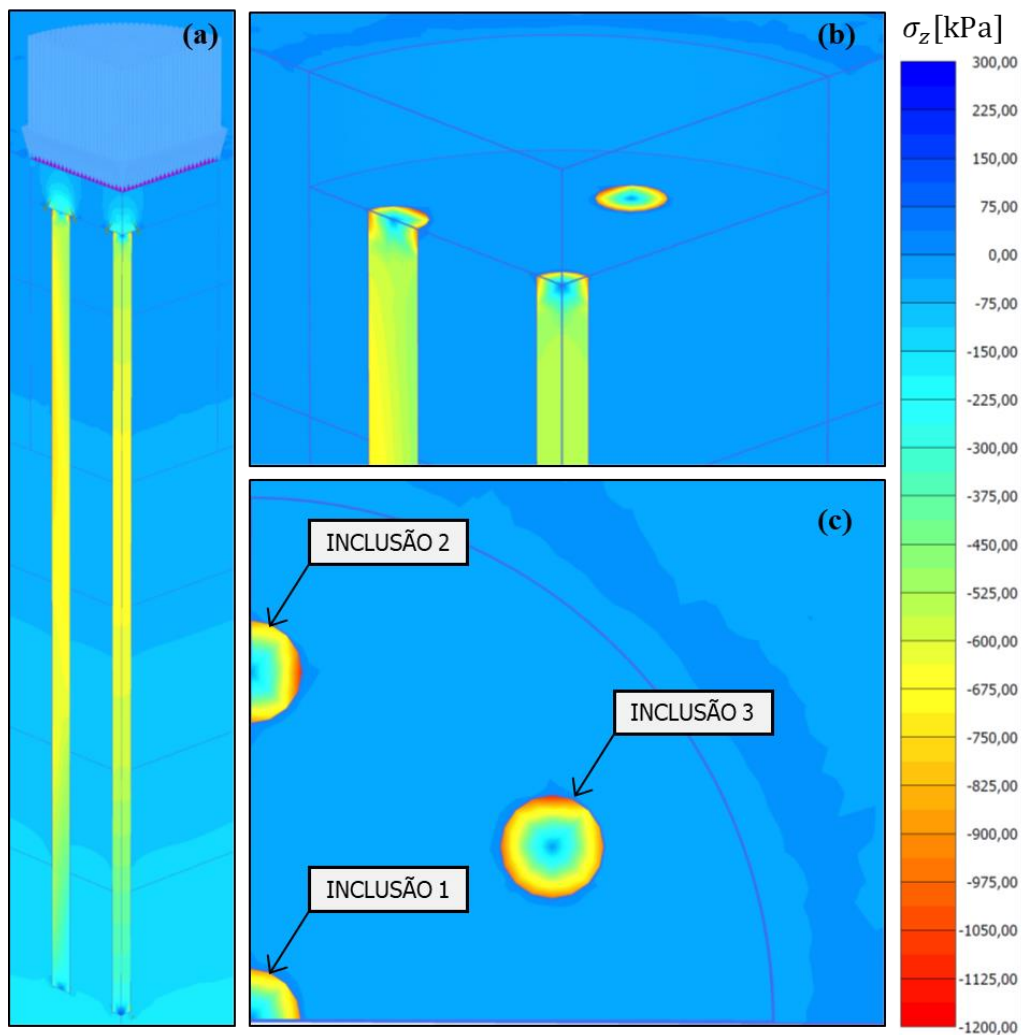


Figura 4.21: Distribuição de tensões para condição com os 3,50m iniciais inundados: (a) vista em perspectiva; (b) vista em perspectiva aproximada; (c) vista de topo.

Em contrapartida, uma análise mais detalhada da camada de transferência de cargas aponta o surgimento de esforços puncionais sendo transmitidos ao radier. Observa-se que bulbos de tensões formados nas regiões próximas às cabeças das inclusões transmitem tensões verticais da ordem de 65 kPa para a condição natural, e 70 kPa para a condição inundada (Figura 4.22). Tal constatação vai de encontro a uma das vantagens do uso de inclusões rígidas que, segundo Rodríguez (2010), não geram esforços pontuais no radier. Essa inobservância de uma das premissas deve-se ao fato de que, nessa pesquisa, o método analítico para definir a espessura da plataforma de transferência de cargas foi baseada na norma britânica (BS 8006-1:2010), conforme elucidado no item 3.3.3 desta dissertação. A motivação para o uso desta, deve-se a ausência de amparo normativo e estudos mais aprofundados do comportamento da camada de transferência de cargas para solos tropicais. Cabe ressaltar, entretanto, que se encontram em andamento estudos que visam a aprofundar o

entendimento do mecanismo de transferência de cargas da camada de repartição com uso de material retirado do campo experimental da UnB, bem como estudos que avaliam o desempenho da camada composta com outros materiais, como por exemplo, solo-cimento.

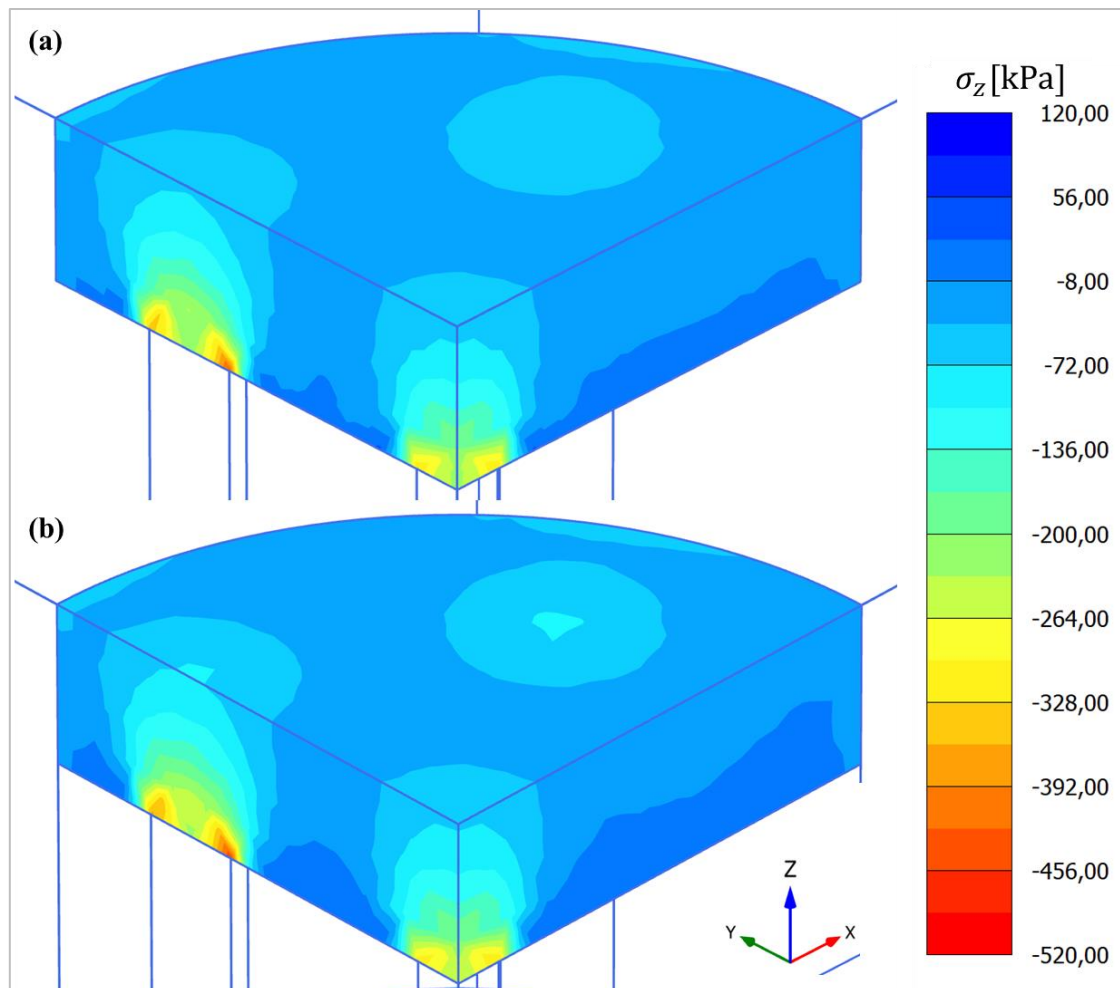


Figura 4.22: Bulbo de tensões desenvolvido na camada de transferência de cargas: (a) condição natural; (b) condição inundada.

A fim de traduzir a imagem anterior em números mais precisos, foram utilizadas três seções representativas (conforme citado no início deste capítulo, e apresentado esquematicamente na Figura 4.13) e em três níveis distintos: cota 0,00 m, representativa da interface da camada de transição com o radier; cota -0,25 m, equivalente à metade da camada; e cota -0,50 m, interface entre a cabeça das inclusões *versus* camada de distribuição. É interessante, nesta etapa, analisar as seções conjuntamente, dada a boa correlação entre as curvas, sempre comparando os resultados para as condições natural e inundada. Em primeiro lugar, as curvas apresentam tendência à concentração de tensões à proporção que se aproximam à cota $z = -0,50$ m (cota da cabeça das inclusões). Essa constatação já era esperada, uma vez que, por se tratarem de elementos de elevada rigidez (concreto), as

inclusões acumulam boa parte das tensões advindas da sobrecarga (Figura 4.23 até Figura 4.28).

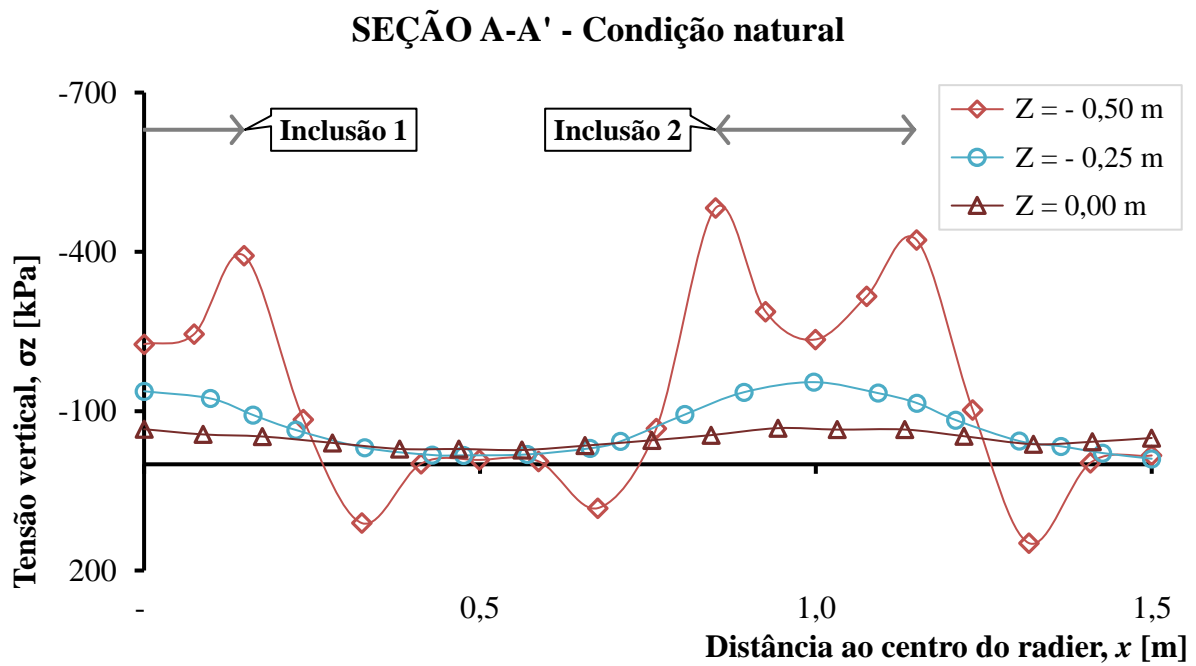


Figura 4.23: Distribuição de tensões na LTP – Seção AA' – Condição de umidade natural

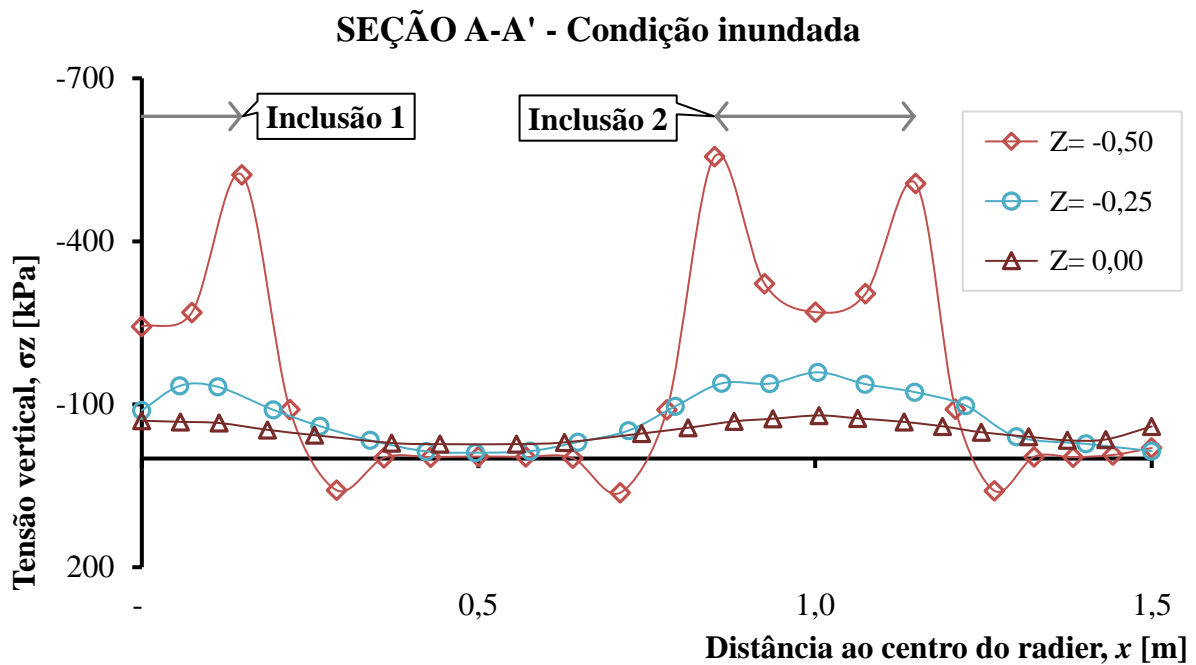


Figura 4.24: Distribuição de tensões na LTP – Seção AA' – Condição inundada

O segundo ponto que chama atenção são os picos de tensão observados nas curvas $z = -0,50$ m, para ambas as condições, e em todas seções analisadas. Nota-se que, os esforços gerados na periferia das inclusões atingem valores elevados de compressão. Esses valores são decorrentes do acumulo de tensões nos cantos de estruturas rígidas. O terceiro ponto que merece destaque também diz respeito às curvas referentes a cota $z = -0,50$ m. Percebe-se que na interface de todas as inclusões (Figura 4.23 até Figura 4.28) desenvolvem-se esforços de tração (de magnitudes até 150 kPa). Esses esforços de tração podem ter sido ocasionados pela ruptura do solo circundante, conforme exposto na Figura 4.18 e Figura 4.19.

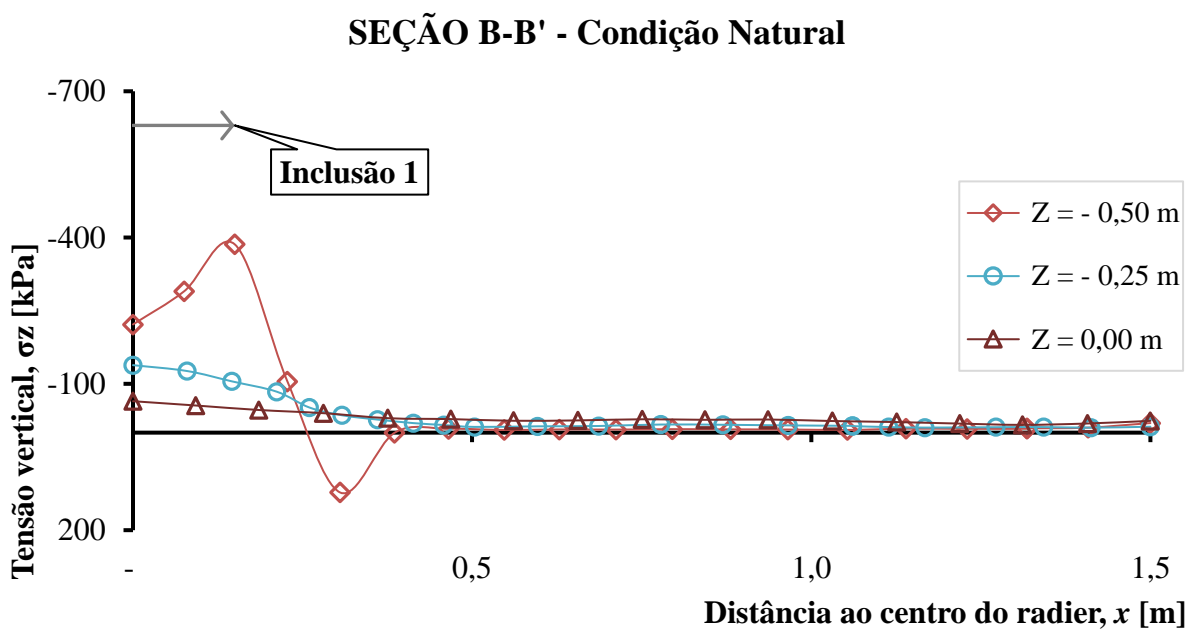


Figura 4.25: Distribuição de tensões na LTP – Seção BB' – Condição de umidade natural

SEÇÃO B-B' - Condição inundada

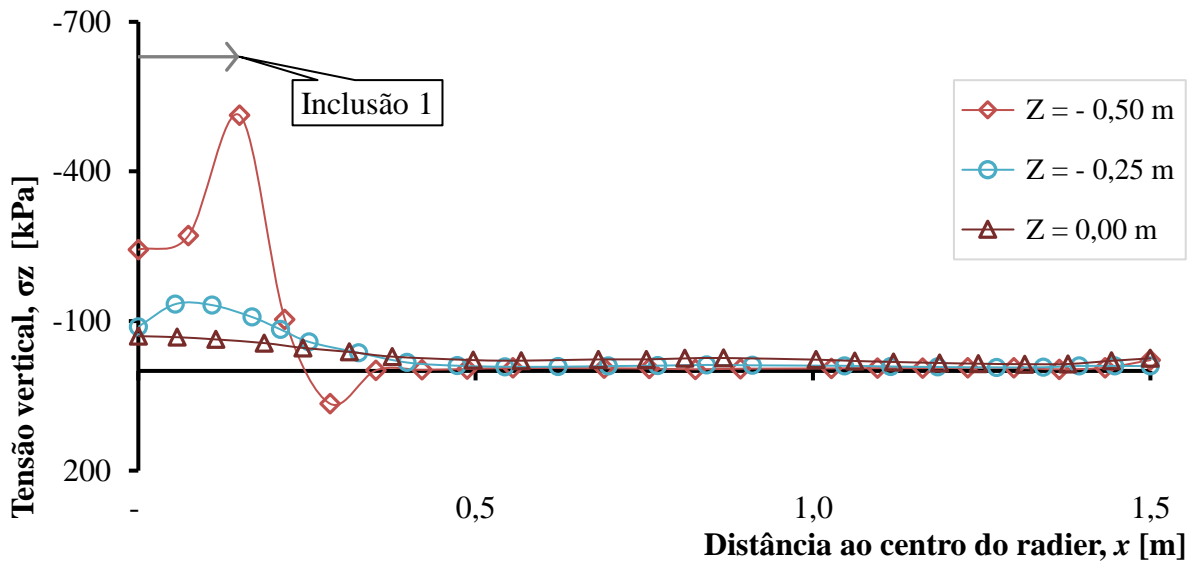


Figura 4.26: Distribuição de tensões na LTP – Seção BB' – Condição inundada

O quarto e último aspecto relevante a ser mencionado refere-se às tensões transmitidas pela plataforma de transferência de cargas. Conclui-se que, na região localizada entre as inclusões, a camada de solo melhorado transmite uma parcela pequena da tensão vertical oriunda das cargas externas e peso próprio (entre 3 e 30 kPa, valores máximos e mínimos observados nas condições natural e inundada, respectivamente). Esses resultados justificam-se por dois motivos fundamentais: o primeiro, devido à proximidade entre as inclusões, que acaba favorecendo a sobreposição dos cones de transferência de cargas (Chevalier et al., 2011). O segundo, pelo princípio do arqueamento dos solos, o qual faz com que a maior parte do carregamento seja transmitido diretamente para as inclusões.

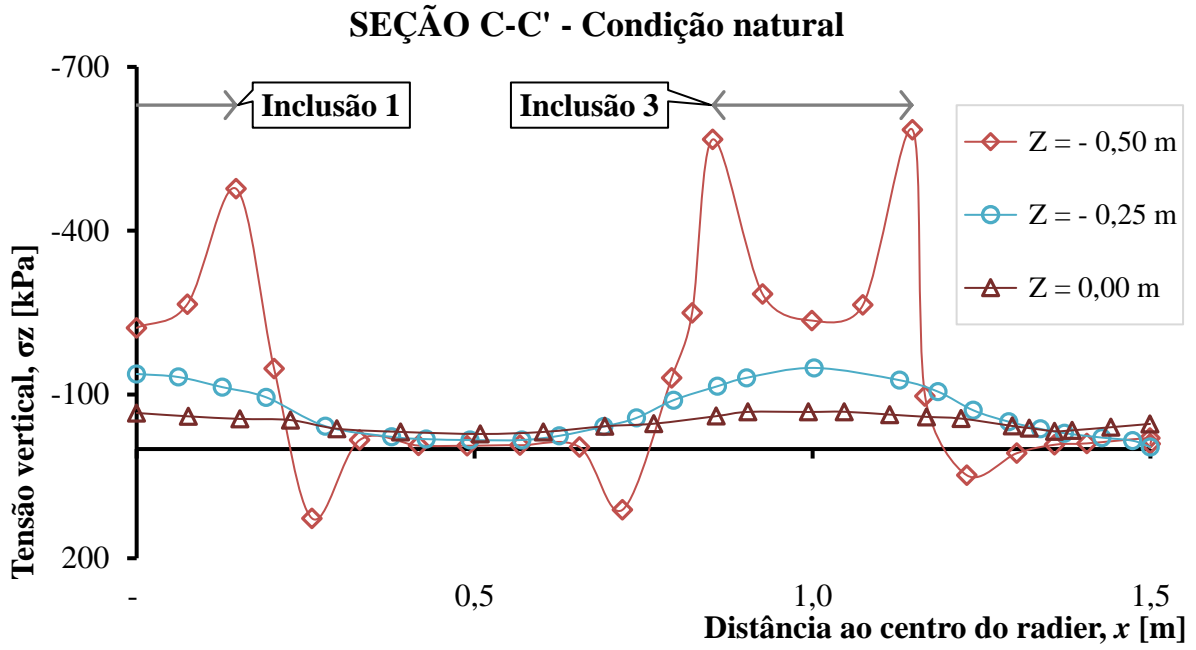


Figura 4.27: Distribuição de tensões na LTP – Seção CC' – Condição de umidade natural

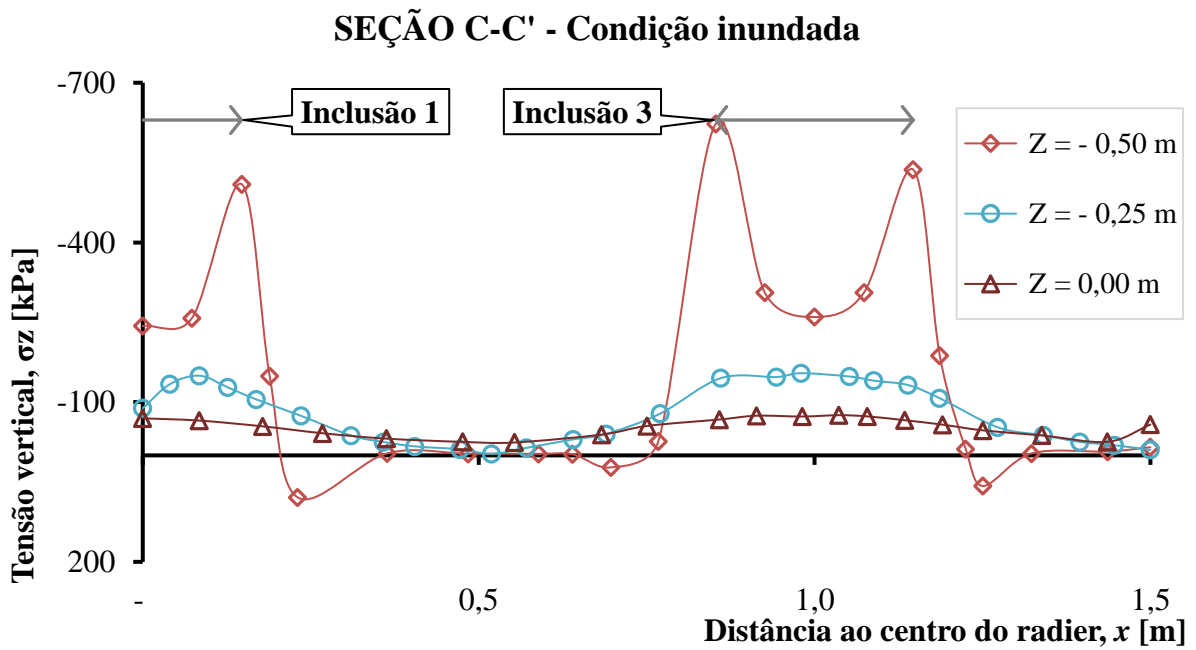


Figura 4.28: Distribuição de tensões na LTP – Seção CC' – Condição inundada

4.2.5 CONTROLE DE RECALQUES E DESEMPENHO DO SISTEMA

Esta seção remete ao título dessa dissertação e destina-se a avaliar a melhoria no sistema de fundação com a aplicação de inclusões rígidas, quando comparadas ao modelo de referência. Em relação aos recalques sofridos pelo modelo de referência (radier isolado), o recalque máximo obtido para a condição natural e com os 3,50 m iniciais inundados (condição mais crítica) foram de 49mm e 113 mm, respectivamente. Em função de sua elevada rigidez relativa ($Kr = 10$), não se observam recalques diferenciais no radier, conforme comprovado em 4.1.3. De acordo com a NBR 6122:2019, os valores limites dos deslocamentos das fundações (recalques admissíveis) devem atender aos requisitos decorrentes das combinações de ações definidas pelo projetista da estrutura, sob a óptica da NBR 8681:2003, sem prejuízo aos estados limites de utilização. Diversos autores e normas propõem valores de referência, conforme compilado por Pérez (2017). A Tabela 4.6 abaixo resume os principais:

Tabela 4.6: Valores de recalque máximo admissíveis segundo diversos autores e normas (modificado – Pérez, 2017)

Autores	Recalque máximo, $\rho_{máx}$ [mm]
Eurocódigo 7	< 50
Eurocódigo 1 (1993)	50
Teixeira & Godoy (1998)	90
Burland <i>et al.</i> (1977)	65 – 100
Bowles (1977)	64
Terzaghi e Peck (1967)	50
Skempton e MacDonald (1956)	50

Diante dos valores de referência observados na tabela acima, podemos concluir que o modelo de referência em condição inundada não atende ao critério de recalque máximo, tornando-se justificável a adoção de inclusões para minimizar os efeitos do carregamento aplicado. Frente ao exposto, a adoção das inclusões obteve resultados satisfatórios, reduzindo significativamente os recalques totais, tanto para a condição natural (Figura 4.29), como para a condição inundada (Figura 4.30). Observa-se que, o recalque máximo encontrado para a condição natural foi de 1,90 mm. Para a condição inundada, o recalque máximo foi 2,20 mm, ou seja, um incremento de apenas 0,30 mm. Comparando ambas as figuras é interessante notar que, apesar da inundação da camada superficial, não houve aumento significativo dos recalques em virtude da depreciação das propriedades de resistência dos 3,50 m iniciais.

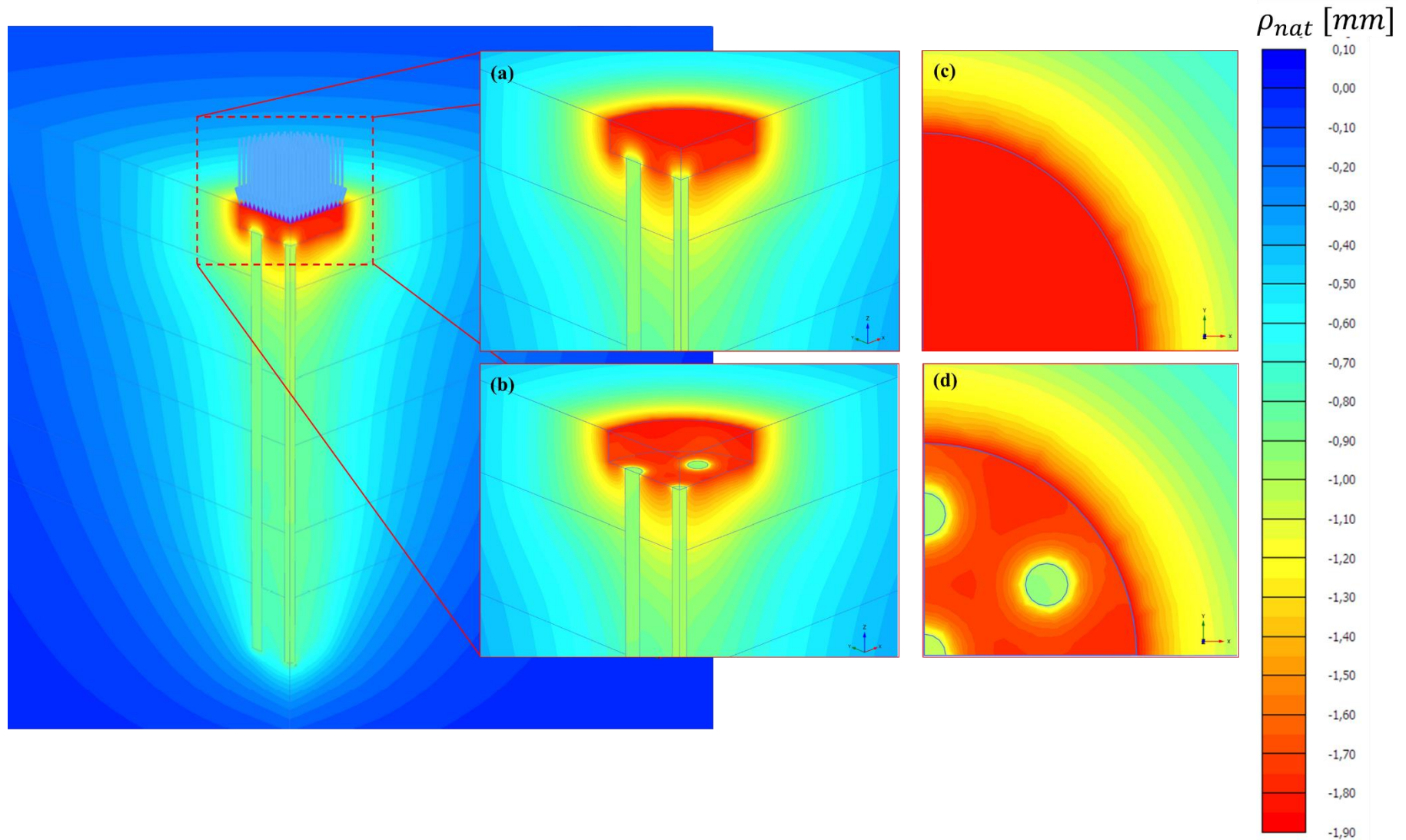


Figura 4.29: Distribuição de recalques – condição natural (a) vista em perspectiva aproximada; (b) vista em perspectiva aproximada sem LTP; (c) vista de topo do radier; (d) vista de topo em $z = -0,50\text{m}$.

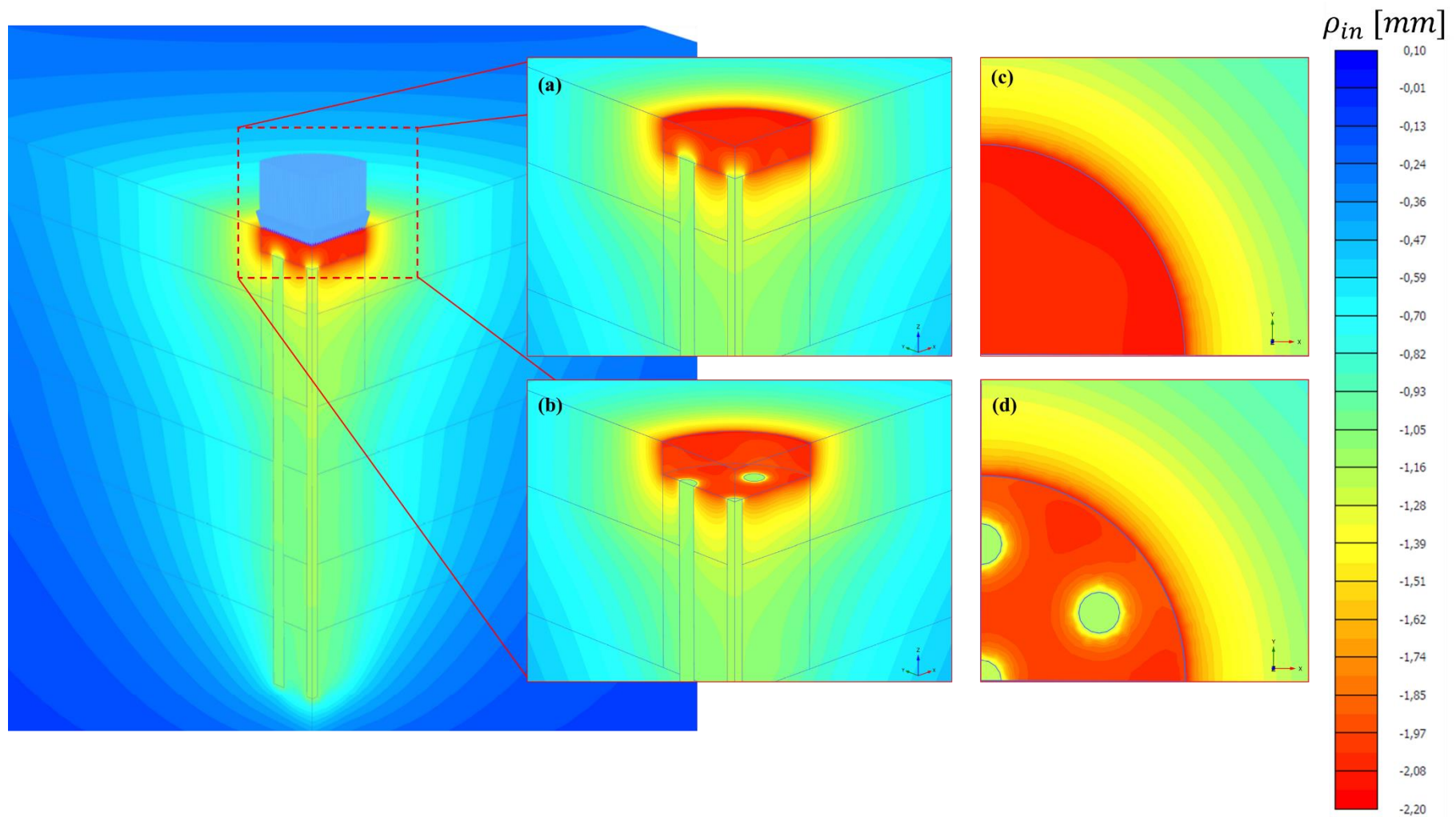


Figura 4.30: Distribuição de recalques – Condição com os 3,50m iniciais inundados(a) vista em perspectiva aproximada; (b) vista em perspectiva aproximada sem LTP; (c) vista de topo do radier; (d) vista de topo em $z = -0,50\text{m}$.

Por fim, a Tabela 4.7 resume os resultados dos recalques obtidos com as simulações bidimensionais e tridimensionais e o fator de redução de recalque (SRF) alcançado com o reforço do subsolo com inclusões rígidas, obtendo um desempenho superior a 95%. É interessante notar que o sistema é mais eficiente quando o subsolo a ser reforçado possui características mais brandas, conforme pode ser observado na condição inundada. Essa constatação pode ser justificada pois, inicialmente, a plataforma de transferência de cargas transmite mais carga para as inclusões do que para o subsolo reforçado (Rebolledo et al., 2019).

Tabela 4.7: Recalques obtidos no centro do radier para ambas as hipóteses.

Condição do maciço circundante	Recalque máximo no centro do radier, $\rho_{máx}$ [mm]		SRF Rebolledo <i>et al.</i> (2019)
	Modelo de Referência (2D)	Modelo reforçado com inclusões (3D)	
Umidade Natural	43,9	1,9	95,7%
3,50 m iniciais inundados	113,2	2,2	98%

CAPÍTULO V

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou as diretrizes e premissas adotadas para o desenvolvimento de um projeto em escala real para avaliação do desempenho das inclusões rígidas no controle dos recalques mediante colapso da argila porosa. Para tal, foi proposta a construção de dois modelos, sendo: um modelo de referência (radier apoiado sobre a estratigrafia, sem reforço) e, um modelo reforçado com 7 inclusões de concreto, não armadas, assentes sob plataforma de transferência de cargas (radier reforçado).

Inicialmente, como parte das premissas adotadas, foi feita uma análise da espessura do radier sem reforço em função do seu raio e da rigidez relativa do conjunto. Com essa análise, foi possível compreender qual seria o comportamento no que tange aos recalques diferenciais. Além disso, limitou-se a abrangência do estudo para dimensões do radier que fossem factíveis sob o espectro da execução em campo.

Sequencialmente, os dois projetos foram modelados numericamente utilizando o método dos elementos finitos 2D e 3D. Dada a simplicidade do problema e almejando diminuir o custo computacional, o primeiro modelo (de referência) foi desenvolvido com a ferramenta bidimensional, admitido como um problema axissimétrico. Para essa etapa da pesquisa foram desenvolvidas 10 simulações que ambicionavam responder às seguintes perguntas:

- a) Qual o comportamento esperado para o radier, em termos de recalques diferenciais e qual a espessura será adotada para o projeto? Observou-se que o comportamento tende a ser rígido a partir de valores de rigidez relativa (K_r) igual a 1, condizente com a teoria de Mayne & Poulos (1999). Após essa análise, optou-se por definir a espessura de 19 cm, visto que essa escolha atende aos requisitos normativos constantes na NBR 6118:2014.
- b) Qual é a magnitude do carregamento para desencadear o colapso do solo? Foi definida a magnitude de 30 kPa. Tal carga, conforme apresentado nos resultados, é suficiente para gerar um colapso de 72,9 mm, suficiente para poder ser monitorado por meio da instrumentação de campo proposta. Concomitantemente, o carregamento é adequado para ser executado em escala real, com alternativas apresentadas em A.

Portanto, com base na bibliografia técnico-científica disponível e nos resultados apresentados, é imperioso afirmar que os dois questionamentos levantados foram respondidos com êxito. Cabe ressaltar, entretanto, que dada a limitação imposta pelo modelo axissimétrico, só foi possível executar as simulações do radier isolado, sendo necessário a utilização da versão tridimensional do *software*.

Adiante, de posse das respostas anteriores, foi desenvolvido o modelo em 3D. Nessa etapa, o número de simulações foi reduzido para duas (condição de umidade natural e condição com 3,50m iniciais inundados), já que na etapa anterior foi definida a espessura do radier. Por se tratar de um projeto que ambiciona divulgar o uso de inclusões rígidas para a comunidade acadêmica e para o mercado de trabalho, foram adotados critérios normativos, nacionais e internacionais, os quais trouxeram alguns pontos que merecem destaque:

- i) Quanto às inclusões: A modelagem das inclusões com elementos de volume (“*volume piles*”) permitiu reduzir, sobremaneira, o custo computacional visto que, reduziu-se a geometria do problema para $\frac{1}{4}$ da geometria original. Além disso, com a “economia” citada, foi possível aplicar uma malha com alto refinamento na região próxima aos elementos supracitados. Dessa forma, foi possível obter resultados satisfatórios, apresentados a seguir: O primeiro ponto diz respeito à distribuição em planta segundo o modelo Schlosser et al. 1984 citado por Auvinet & Rodríguez (2006). A locação dos elementos segundo uma lógica triangular ofereceu uma distribuição igualitária das cargas oriundas do peso próprio e da sobrecarga, como pode ser comprovado pela distribuição de carregamentos axiais (Figura 4.14), tanto para condição de umidade natural como inundada. O segundo aspecto refere-se a uma análise das inclusões separadamente. Observou-se que, após a aplicação das propriedades do solo inundado, não houve acréscimos significativos transmitidos para as inclusões (Figura 4.15 até a Figura 4.17). Isso ocorre pois todo o carregamento adicional gerado está sendo transmitido para a cabeça das inclusões e, portanto, não geram esforços adicionais significativos, concordante com o modelo de transferência de cargas de Chevalier et al., (2011) e Rebolledo et al., (2019).
- ii) Quanto à plataforma de transferência de cargas: Para estimar a altura mínima da referida camada foi utilizada a equação proposta pela norma Britânica (BS 8006-1). Entretanto, a equação adotada é destinada à construção de aterros estaqueados e, logo, não atendeu a um dos requisitos fundamentais postulado como vantagem por Rodríguez (2010), que afirma: “As inclusões não geram cargas pontuais no radier,

uma vez que sua cabeça fica afastada, separada por uma plataforma de transferência de cargas”. Porém, o fato de serem induzidas cargas puncionais da ordem 65 kPa (natural) e 70 kPa (inundado), a princípio, não é um problema, uma vez que, trata-se de projeto de modelo físico para posterior confirmação das grandezas em campo. Cabe destacar que, por se tratar de uma alternativa de fundação para ser divulgada além do universo acadêmico, é importante que sejam desenvolvidos métodos analíticos para a estimativa da espessura da plataforma com base nas características do solo de Brasília. Quanto à transferência de cargas, a camada é competente ao transmitir o carregamento diretamente para as inclusões. Observa-se que apenas uma parcela pequena da sobrecarga é transmitida para o subsolo reforçado (entre 3 kPa e 30 kPa). Esses resultados justificam-se por dois motivos fundamentais: o primeiro, devido à proximidade entre as inclusões, que acaba favorecendo a sobreposição dos cones de transferência de cargas (Chevalier et al., 2011). O segundo, pelo princípio do arqueamento dos solos, o qual faz com que a maior parte do carregamento seja transmitido diretamente para as inclusões.

- iii) Quanto à eficiência: A abordagem clássica do termo “eficiência” foi desenvolvida para aterros estaqueados e, dessa maneira, considera apenas a parcela de resistência da cabeça das inclusões. Nesse contexto, observou-se um bom desempenho tanto para condição natural (56%), como para condição inundada (60%). Entretanto, para as inclusões rígidas, é favorável a mobilização do atrito negativo visto que, outro princípio básico é que as inclusões não são armadas por trabalharem apenas à compressão. Frente ao exposto, esse trabalho considerou o atrito negativo como parcela resistente no equilíbrio de forças e obteve resultados ainda mais promissores: para condição natural, eficiência de 92%; para condição inundada, 91%. A pequena variação na eficiência também é justificada pela pequena contribuição da inundação do solo. Dessa forma, é pertinente afirmar que desconsiderar o atrito negativo é desprezar uma parcela importante que pode favorecer projetos de fundações mais enxutas, do ponto de vista econômico.
- iv) Quanto ao desempenho no controle de recalques: Observou-se que o radier isolado não atende a nenhum dos critérios de recalque máximo constantes na literatura, conforme apresentado na Tabela 4.6. Dessa forma, as inclusões rígidas apresentaram resultados excepcionais, uma vez que os recalques foram reduzidos em torno de 95% para condição natural e 98% para condição inundada. Constatou-se que as inclusões são mais eficientes quando o subsolo a ser reforçado é mais compressível, condizente com

as conclusões apresentadas no trabalho de Rebolledo et al., (2019). O valor absoluto para a condição mais crítica (inundada) figurou em ínfimos 2,20 mm, muito abaixo do limite máximo tolerável para a maioria das edificações.

Frente ao exposto, é essencial afirmar que a utilização do FEM por meio do *software PLAXIS* – tanto bidimensional como tridimensional – apresentou uma excelente ferramenta para extrair resultados complexos e que auxiliaram, demasiadamente, no entendimento do comportamento do sistema de reforço com inclusões rígidas.

De forma geral, essa pesquisa contribuiu para um melhor entendimento do mecanismo de transferência de cargas dentro da camada de distribuição, além de trazer à tona uma nova abordagem para o conceito de “eficiência”. Ademais, também forneceu um projeto pronto para ser desenvolvido em escala real, de acordo com parâmetros e diretrizes de normas e autores consagrados. Por fim, logrou êxito ao concluir todos os objetivos específicos listados no início dessa dissertação.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- 1) Desenvolver um modelo que simule o comportamento de tubos para inundação da camada de argila porosa, levando em conta a complexidade dos solos não-saturados, e buscando responder aos seguintes questionamentos:
 - a. Qual é o grau de saturação crítico a partir do qual desencadearia o fenômeno do colapso?
 - b. Qual o volume de água necessário para atingir esse estágio?
 - c. Qual a velocidade de percolação da água nas camadas (em outras palavras, em quanto tempo um certo volume de água levaria o solo a atingir o grau de saturação mobilizador do colapso?)
- 2) Desenvolver um estudo que permita estimar analiticamente a espessura da camada de transferência de cargas para o solo de Brasília.
- 3) Reproduzir o projeto apresentado nessa pesquisa em escala real para confrontar com os resultados de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (2001). *NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. 238. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (2019). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, Brasil: ABNT.

Albuquerque, P. R. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. *Tese de doutorado*, 297. São Paulo: Escola Politécnica - USP.

Almeida, M. d., & Marques, M. S. (2014). *Aterros sobre solos moles: Projeto e desempenho* (2ª ed.). São Paulo: Oficina de Textos.

Alonso, E., Gens, A., & Hight, D. (1987). Special problem soils. Proc. 9th ECSMFE . *Groundwater effects in geotechnical engineering*, pp. 1087-1146.

Alva, F. G. (2017). Análise do comportamento de radier estaqueados com estaca defeituosa carregados horizontalmente em solo tropical. *Tese de Doutorado*, 169. Brasília, D.F., Brasil: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Araki, M. S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. *Dissertação de Mestrado*, 121. Brasília, Brasil: Programa de pós-graduação em geotecnia, Universidade de Brasília.

Araújo, G. L. (2015). Instrumentação Geotécnica. *Notas de aula*. Brasília.

ASIRI National Project. (2011). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. France: Presses des Ponts.

Auvinet, G. G., & Rodríguez, J. F. (2017). Criteria for the design of friction piles subjected to negative skin friction and transient loads. *Ingeniería Investigación y Tecnología, XVIII (número 3)*, 279-292.

Bernuy, C., Hor, B., Kim, S., Song, M., & Alquod, S. Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. 3.

Blanc, M., Rault, G., Thorel, L., & Almeida, M. d. (2013). Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. *Geotextiles and Geomembranes*, 36, 92-105.

Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design* (5ª ed.). Singapore: McGraw-hill.

- Briançon, L., & Simon, B. (2012). Performance of pile-supported embankment over soft soil: Full-scale experimente. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 551-561.
- Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of rigid inclusions reinforced industrial building. *Canadian Geotechnical Journal*, 1-13.
- Briançon, L., Kastner, R., Simom, B., & Dias, D. (2004). Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides. *Symposium International ASIP-GI*.
- British Standards Institution. (2010). BS 8006-1. *Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills*. BSI.
- Brown, P. (1969a). Numerical analyses of uniformly loaded circular rafts on elastic layers of finite depth. *Géotechnique*, 19, 301-306.
- Chevalier, B., Villard, P., & Combe, G. (2011). Investigation of load-transfer mechanisms in geotechnical esrth structures with thin fill plataforms reinforced by rigid inclusions. *International Journal of Geomechanics*, 11(3), 239-250. doi:10.1061/(ASCE)GM
- Cintra, J. A., & Aoki, N. (2009). *Projeto de fundações em solos colapsíveis*. São Carlos: EESC-USP.
- Cintra, J. C., Benvenuto, M., & Aoki, N. (2004a). Tubulões "cravados" em solos colapsíveis. (O. M. Vilar, Ed.) *5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, 1, pp. 333-337.
- Cruz Júnior, A. J. (2016). Instrumentação de fundações estaqueadas. *Dissertação de mestrado*, 208. Goiânia: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção civil.
- DNER. (1998). DNER-PRO: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. *Norma rodoviária*. RIO de Janeiro.
- Dunnicliff, J., & Green, G. (1988). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. John Wilet & Sons.
- Fagundes, D., Almeida, M., Giraut, R., Blanc, M., & Thorel, L. (2015). Behaviour of piled embankment without reinforcement. *Geotechnical Engineering*, 168(GE6), 514-525. doi:10.1680/jgeen.14.00155
- Fagundes, D., Almeida, M., Thorel, L., & Matthieu, B. (2017). Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankment. *Geotextiles and Geomembranes*, 45, 1-10.
- Fellenius, B. H. (1984). *Negative skin friction and settlement of piles*. Ottawa, Canada.

- Ferreira, C. V. (1998). Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas em campo experimental de Bauru - SP. *Tese de doutorado*, 160. São Carlos: EESC - USP.
- Ferreira, S. R., & Lacerda, W. A. (1993). Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. *Solos e Rochas: Revista brasileira de geotecnia*, 16, 245-253.
- Fredlund, D. G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Colloquium*, 121-139.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons.
- Garcia, J. R. (2006). Estudo do comportamento carga VS recalque de estacas raiz carregadas à compressão. *Dissertação de mestrado*, 165. Campinas: POLI / Unicamp.
- Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo de desempenho de estacas escavadas. *Dissertação de Mestrado*, 183. Brasília, D.F., Brasil: Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília.
- Haofeng, X., Zhang, Z., Liu, H., & Wei, H. (2014). Large-scale tests of pile-supported earth platform with and without geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, xxx, 1-13. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.10.005>
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons.
- Horikoshi, K., & Randolph, M. (1997). On the definition of raft-soil stiffness ratio for rectangular rafts. *Géotechnique*(47), 1055-1061.
- Lee, S. H., Lee, I. H., Choi, Y. T., Yoo, M. T., & Jung, Y.-H. (2017). Investigation of arching effect using large scale model test for pile-supported embankment. *Proceedings of the twenty-seventh international ocean and polar engineering conference*, pp. 620-624.
- Lobo, A. d. (1991). Colapsividade do solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte. *Tese de doutorado*, 211. São Carlos: EESC - USP.
- Mayne, P. W., & Poulos, H. G. (1999). Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 1-9. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:6(453)
- Mota, N. M. (2003). Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: Interpretação e aplicação em projetos de fundação. *Tese de Doutorado, Publicação G.TD013A/03*, 335. Brasília, D.F.: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

- Mucheti, A. S. (2008). Estacas hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo do comportamento. *Dissertação de mestrado*, 123. São Paulo: Escola Politécnica - USP.
- Munévar Pérez, N. B. (2014). Análise da transferência de cargas em estacas escavadas em solo da região de campinas/SP. *Dissertação de mestrado*, 171. Campinas.
- Nogueira, R. C. (2004). Comportamento de estacas raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio. *Dissertação de mestrado*, 204. Campinas, São Paulo: POLI/Unicamp.
- Nunez, M. A., Briançon, L., & Dias, D. (2013). Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: Full-scale experiment, analytical and numerical approaches. *Engineering Geology*, 153, 53-67.
- Okyay, U. S., Dias, D., Thorel, L., & Rault, G. (2013). Centrifuge modeling of a pile-supported granular earth-platform. *Journal of Geotechnic and Geoenvironmental Engineering*, 140. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001004
- Oliveira, F. d. (2015). Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas. *Dissertação de mestrado*, 358. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE.
- Pereira, J.-m., Cooussy, O., Alonso, E. E., Vaunat, J., & Olivella, S. (Outubro de 2010). Is the degree of saturation a good candidate for Bishop's parameter?
- Pérez, R. F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. *Dissertação de Mestrado*, 160. Brasília, D.F., Brasil: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Pierozan, R. C. (2018). Estudo da resistência de interface de tiras metálicas e poliméricas em diferentes solos. *Tese de doutorado*, xxviii, 287. Brasília: Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- Puzrin, A., Alonso, E., & Pinyol, N. (2010). *Geomechanics of Failures* (1st ed.). Springer Netherlands. doi:10.1007/978-90-481-3531-8
- Rebolledo, J. F., León, R. F., & Camapum de Carvalho, J. (2019). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 61-74. doi:10.28928/SR.421061
- Rebolledo, J. R., León, R. P., & Camapum de Carvalho, J. (2019). Performance evaluation of rigid inclusions foundations in the reduction of settlements. *Soils and Rocks*, 42(3), 265-279.
- Rodríguez, J. F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asensamientos en suelos blandos. *Tesis de Maestría*, 153. Ciudad de México, D.F., México: Programa de maestría y docotado en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Rodríguez, J. F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. *Tese de doutorado*, 244. Ciudad de México, D.F., México: Programa de maestría y doctorado ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Rodríguez, J., & Auvinet, G. (2006). Rigid inclusions in Mexico City soft soils. *International Symposium: Rigid Inclusions in Difficult Soil Conditions*. México: ISSMGE.

Sales, M. M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estacadas. *Tese de doutorado*, 229. Brasília: Universidade de Brasília. Faculdade de tecnologia. Departamento de engenharia civil e ambiental.

Sales, M. M., Vilar, O. M., Mascarenha, M. d., Pereira, J. F., Silva, C. M., & Camapum de Carvalho, J. (2015). Fundações em solos não saturados. Em J. Camapum de Carvalho, G. d. Gitirana Junior, S. L. Machado, M. d. Mascarenha, & F. C. Filho, *Solos não saturados no contexto geotécnico* (pp. xxxvi, 759). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Santoyo, E., & Ovando, E. (2004). Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton conference*, pp. 1155-1168.

Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. (R. B. Brinkgreve, Ed.) *Beyond 2000 in computational geotechnics - 10 years of PLAXIS International*, 281-296.

Silva, J. D. (2006). Estudo da colapsibilidade da argila porosa de Brasília pelo fluxo de contaminantes. *Dissertação de Mestrado*, 141. Brasília, D.F., Brasil: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Teixeira, C. Z. (1993). Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis. *Dissertação de mestrado*, 143. São Carlos: EESC - USP.

Ti, K. S., Huat, B. B., Noorzaei, J., Jaafar, M. S., & Sew, G. S. (2009). A review of basic soil constitutive model for geotechnical application. *Electronic Journal Of Geotechnical Engineering*, 14.

Timoschenko, S. (1970). *Theory of Elasticity* (3ª ed.). McGraw-Hill.

Vargas, M. (1978). *Introdução à mecânica dos solos* (1ª ed.). McGraw-Hill do Brasil.

Velloso, D., & Lopes, F. d. (2010). *Fundações: critérios de projeto, investigações do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas* (Vol. Único). São Paulo: Oficina de Textos.

A. PROPOSTA PARA APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

Inicialmente é importante frisar que esta seção possui caráter sugestivo e, portanto, deverá o responsável pela execução do projeto em escala real decidir a maneira mais apropriada para a aplicação da sobrecarga levando em consideração aspectos como: orçamento para execução do projeto, disponibilidade de mão de obra, e disponibilidade de materiais e equipamentos. Dito isso, cabe ressaltar que a única exigência é quanto à forma de aplicação do carregamento, devendo o mesmo não ser aplicado de forma imediata. Frente ao apresentado, destacam-se duas formas de aplicação de sobrecarga com base em outros projetos em escala real:

- a) Sobrecarga mediante aplicação de elementos de concreto: no trabalho desenvolvido por Haofeng et al., (2014), os autores dividiram a carga de 10.500 kN (148 kPa) em 5 etapas, com intervalo de aproximadamente 24 horas entre elas, até a estabilização dos recalques. Para alcançar a magnitude do carregamento especificado para esse projeto (conforme consta na Tabela 4.2), será necessária a aplicação de 212 kN, para cada modelo (de referência e reforçado com incusões).



Figura A.1: Aplicação de sobrecarga com elementos de concreto (Haofeng et al., 2014)

- b) Sobrecarga com aplicação de aterro: no artigo desenvolvido por Lee, et al., (2017) a solução para aplicação da sobrecarga foi a utilização de aterro compactado, confinado lateralmente. Os autores obtiveram uma sobrecarga aproximada de 50 kPa garantindo o peso específico do solo compactado próximo de 20 kN/m³. Para tal, a altura final do aterro foi de 255 cm. Considerando que é factível obter um peso específico de aterro

de $18,6 \text{ kN/m}^3$ com base na disponibilidade local (Tabela 3.7), para alcançar a sobrecarga de projeto será necessário que a altura de aterro seja de, no mínimo, 165 cm. Ressalta-se que, bem como no projeto de Lee et al., (2017), é importante garantir o peso específico obtido após a compactação (Figura A.2).



Figura A.2: Aplicação de sobrecarga com aterro compactado e controle do peso específico do material (Lee et al., 2017)

B. PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO DAS INCLUSÕES

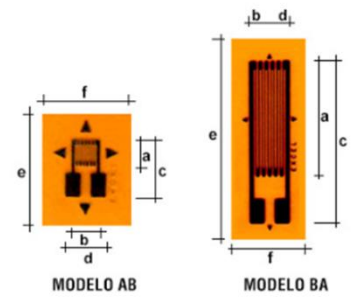
Para as sete inclusões dimensionadas e propostas como reforço em escala real, sugere-se a instrumentação de apenas uma, visto que, conforme elucidado anteriormente no item 4.2.2, observa-se boa concordância nas cargas absorvidas por cada inclusão, sendo redundante a instrumentação de mais de um elemento. Para tal, deverão ser empregados extensômetros elétricos de resistência configurados em circuito ponte completa (ponte de *Wheatstone*). O motivo para a escolha desse tipo de ligação deve-se ao fato de que a mesma permite anular os efeitos de flexão e temperatura, obtendo-se apenas as deformações provocadas pelo carregamento axial (Albuquerque, 2001).

Guimarães (2002) ratifica a justificativa para adotar o circuito em ponte completa ao apresentar resultados de provas de carga realizadas no campo experimental da UnB. As estacas foram instrumentadas em diversos níveis de profundidade, com extensômetros elétricos fixados às barras de aço longitudinais, com configuração do circuito em $\frac{1}{4}$ de ponte de *Wheatstone*. Segundo o autor, o sistema de leitura dos extensômetros sofreu grande variação em função da temperatura. Ainda segundo o autor a diminuição da temperatura acarretava em aumento da deformação, e com aumento da temperatura, diminuição.

Neste projeto de pesquisa, propõe-se a aplicação de extensômetros do tipo unidirecional estreito da empresa Excel Sensores, modelo PA-06-250BA-120-S (Figura B.1), com fator de sensibilidade (*gauge factor*) igual a 2,1. O motivo para a sugestão desse *strain gauge* deve-se ao fato de ser necessária apenas a medição das deformações em uma direção (axial). O comprimento da grelha também é outro aspecto importante na escolha do instrumento. De acordo com a fabricante de instrumentos HBM, para materiais homogêneos como o aço, comprimentos de grelha de 3 mm a 6 mm representam uma boa solução. A compensação de temperatura de 6 ppm/°F é devido a aplicação em aço. A resistência de 120 ohms foi escolhida supondo uma baixa interferência eletromagnética.

As identificações variam de cada fabricante, dessa forma, a Figura B.2 resume a organização da legenda do modelo. Para a aplicação, será necessária a instalação de uma barra de aço CA-50, com diâmetro de 12,5 mm e comprimento 9,5m, instalada ao longo de todo o comprimento da inclusão

EXTENSÔMETROS COLÁVEIS DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA MODELOS UNIDIRECIONAIS ESTREITOS



IDENTIFICAÇÃO				DIMENSÕES						
BASE E METAL	COMPENSAÇÃO DE TEMPERATURA	TAMANHO E FORMA	RESISTÊNCIA ELÉTRICA (OHMS)	OPÇÕES DISPONÍVEIS	ESPAÇO DA GRELHA		ESPAÇO DA GRELHA COM SEUS TERMINAIS		ESPAÇO DA BASE	
					comprimento (a)	largura (b)	comprimento (c)	largura (d)	comprimento (e)	largura (f)
PA	06	250 BA	120	B; S; L; EN; SEN; LEN; C2; C3; ENC2; ENC3; LL	6mm	3mm	9mm	3mm	12mm	6,5mm
PA	09	250 BA	120							
PA	13	250 BA	120							

Figura B.1: Catálogo de extensômetros unidirecionais estreitos (modificado – disponível em:

<https://excelsensor.com.br/>, acesso em 10/08/2020)

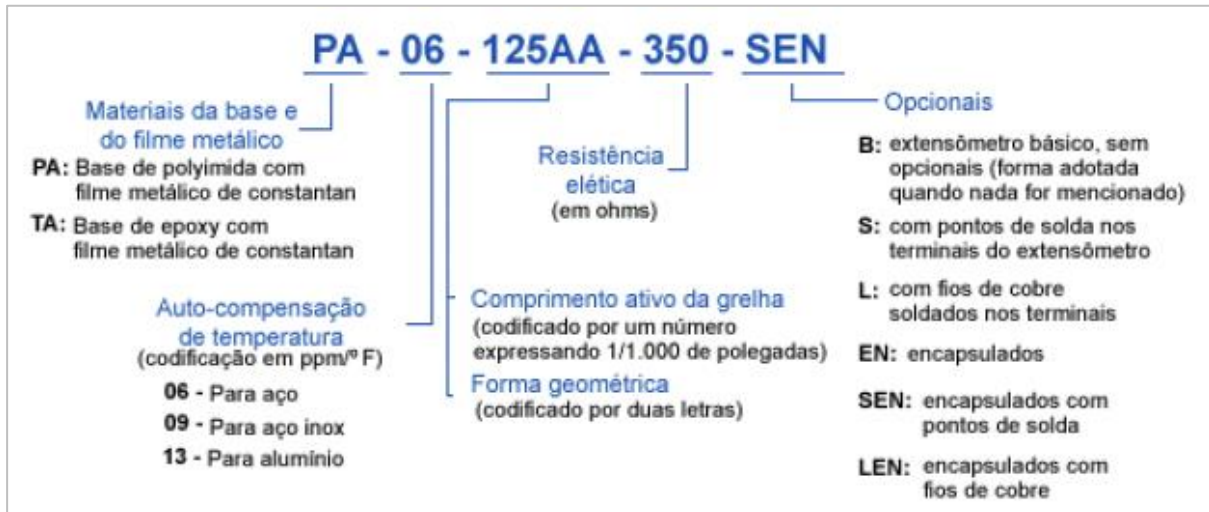


Figura B.2: Identificação típica dos sensores (Cruz Júnior, 2016)

B.1. PROCEDIMENTOS PARA INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

A instalação dos *strain-gauges* é uma etapa extremamente importante pois, qualquer desvio em uma das etapas pode acarretar em leituras equivocadas e, por consequência, comprometer a pesquisa. Parte desse processo passa pela preparação da superfície que irá receber os instrumentos. O objetivo desta preparação é propiciar plenas condições de aplicação dos instrumentos. Dunnicliff et al.(1988), em seu renomado livro, Munévar Pérez (2014) e Cruz Júnior (2016), em suas dissertações, e Araújo (2015), em suas notas de aula da disciplina de Instrumentação geotécnica elencam os procedimentos usuais adotados. Observam-se, em geral, processos semelhantes, sendo os principais descritos a seguir:

- i) Preparo da superfície e remoção das impurezas: Etapa destinada à regularização da superfície a ser instrumentada, e também com a finalidade de proporcionar alguma rugosidade para favorecer a aderência. Em sequência, limpeza com aplicação de solventes.
- ii) Locação dos extensômetros e aplicação do condicionador e do neutralizador: Etapa destinada à marcação dos extensômetros. Recomenda-se a marcação permanente, com uso de estilete ou riscador. Adiante, aplicação de condicionador (para remover eventuais oxidações superficiais) e neutralizador (para promover o pH da superfície próximo de 7)
- iii) Aplicação e cura do adesivo: Os tipos de adesivos mais comuns são a base de cianocrilato e epoxy (Araújo, 2015). O tempo de cura dependerá do tipo de adesivo empregado, da utilização (ou não) de estufa e da temperatura. Cruz Júnior (2016) cita ainda que, aplicou uma pressão aos *strain-gauges* com auxílio de braceiras de plástico envolvidas em borrachas de silicone. O motivo para tal procedimento fundamenta-se na necessidade de garantir que o instrumento está fixado em sua integridade.
- iv) Montagem e proteção do circuito: Destina-se a ligação dos terminais nas barras e ligação dos extensômetros nos terminais. Diversos métodos de proteção podem ser adotados, a depender da aplicação. Munévar Pérez (2014) utilizou, por exemplo, resina de silicone acompanhada de fita de alta fusão. Cruz Júnior (2016) utilizou resina de silicone, cera de proteção, borracha de silicone e dupla camada de fita isolante.

B.2. CUIDADOS ADICIONAIS DURANTE A EXECUÇÃO

Além dos cuidados na fixação dos extensômetros à barra de aço instrumentada, é importante citar cuidados adicionais durante a execução das inclusões. De acordo com Albuquerque (2001), a fim de evitar perdas e danos durante a concretagem das estacas, tem-se instalado a instrumentação após a concretagem, por meio de bainhas de aço corrugado ou tubos de aço, instalados durante a confecção das estacas. Em seguida, ainda segundo o autor, os instrumentos são solidarizados às estacas por injeção de nata de cimento

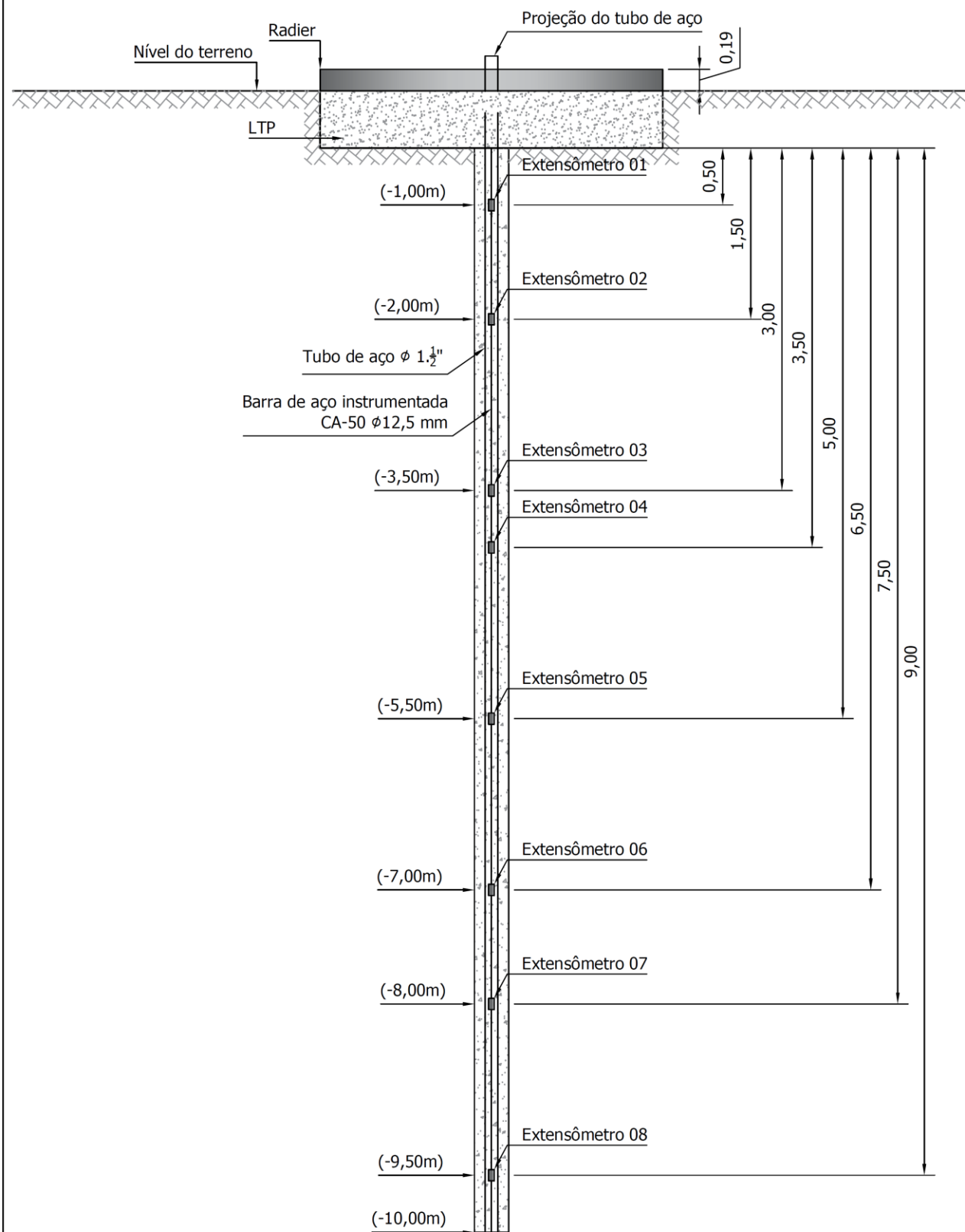
Niyama e Azevedo (1990) já haviam aplicado a técnica citada por Albuquerque (2001), porém, com aplicação para estacas pré-moldadas. A técnica foi desenvolvida pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), e os referidos autores afirmam que obtiveram uma redução considerável na perda de barras instrumentadas.

Além de Albuquerque (2001), Nogueira (2004), Garcia (2006) e Mucheti (2008) fizeram uso do procedimento citado anteriormente e lograram resultados satisfatórios em suas pesquisas. Adicionalmente, os autores citam os seguintes cuidados:

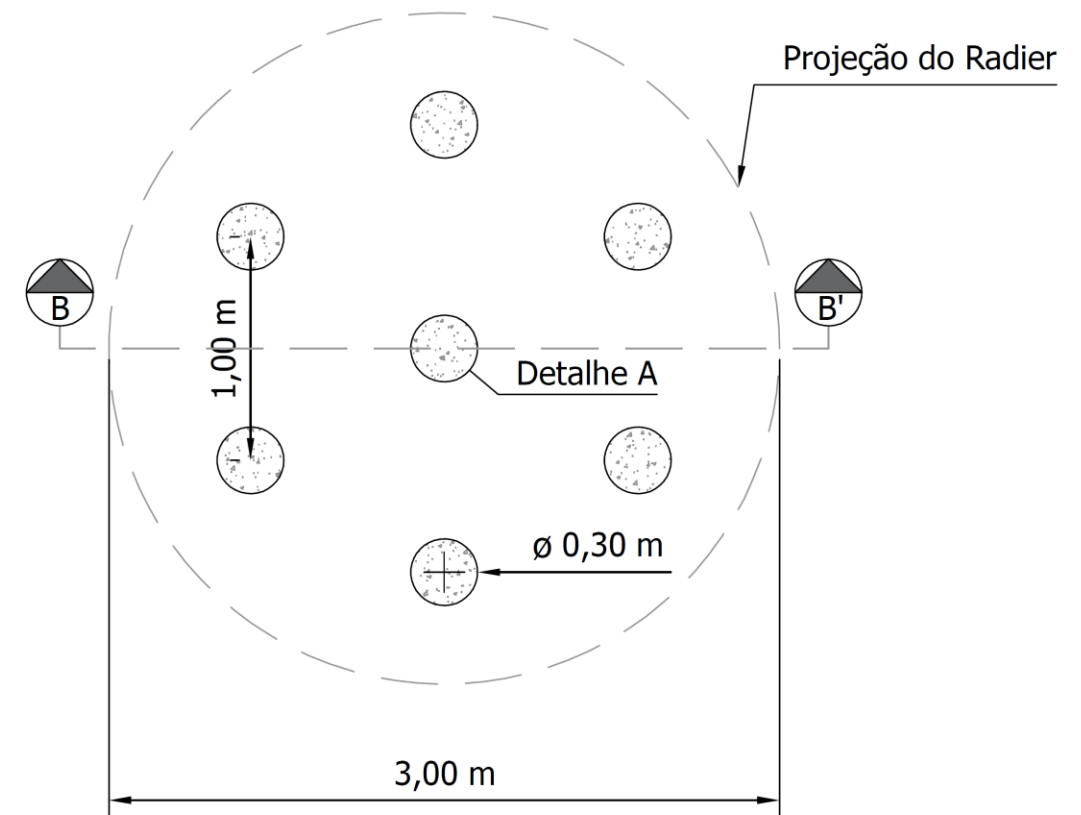
- a) A base do tubo de aço, coincidente com a ponta da estaca, foi selada com tampão, a fim de evitar a entrada de detritos;
- b) A barra instrumentada foi seccionada em partes iguais medindo 0,60m. Dessa forma, os autores puderam realizar a calibração dos *strain gauges* em laboratório. Posteriormente, os segmentos foram unidos por luvas, até formarem uma barra contínua;
- c) A barra instrumentada foi inserida no tubo de aço juntamente com uma mangueira de plástico transparente, com diâmetro aproximado de 6 mm. Através dessa mangueira, foi injetada nata de cimento, de baixo para cima, com fator água/cimento de 0,45.
- d) A fim de evitar a flambagem da barra, durante a injeção da nata de cimento, a mesma permaneceu suspensa.
- e) Foi utilizada uma bomba de ar comprimido, com fornecimento de 300 kPa, para garantir a chegada da nata de cimento até o fundo da perfuração.

Dessa forma, os resultados alcançados pelos referidos autores, e tantos outros que já fizeram uso do mesmo procedimento executivo, mas que não foram citados nesta dissertação, validam a aplicação do mesmo método para inclusões rígidas. Destaca-se que o posicionamento dos extensômetros na inclusão, bem como a quantidade, são adequadas para traçar o perfil de cargas axiais e poder compará-lo com o resultado da Figura 4.15.

CORTE B-B': LOCAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS



VISTA EM PLANTA



DETALHE A: INCLUSÃO INSTRUMENTADA

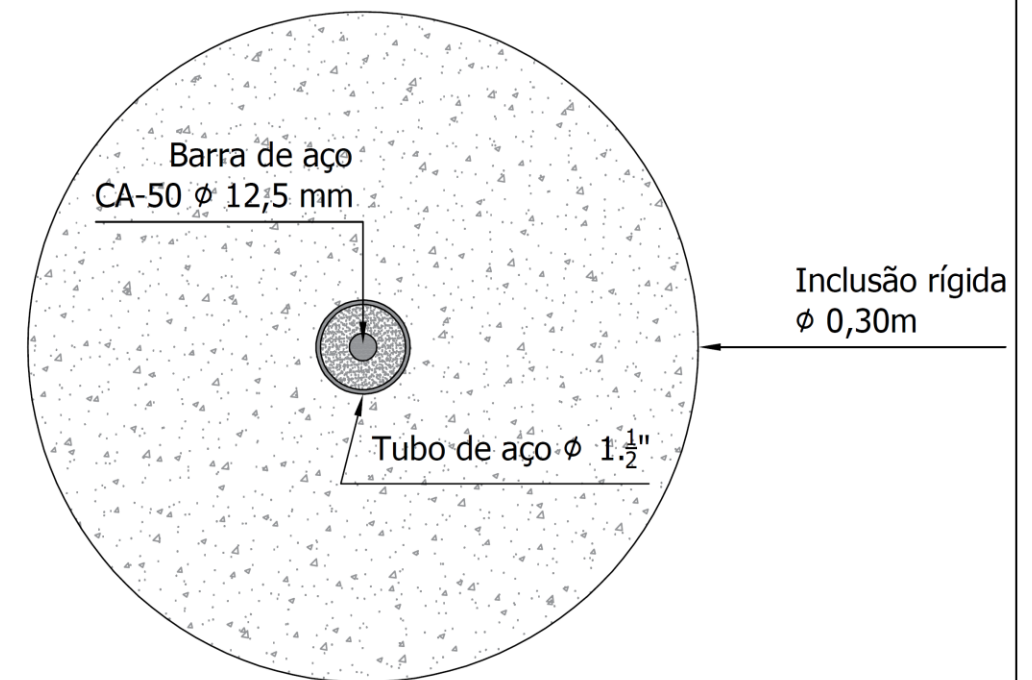


Figura B.3: Projeto de instrumentação das inclusões

C. PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO DA PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS (LTP)

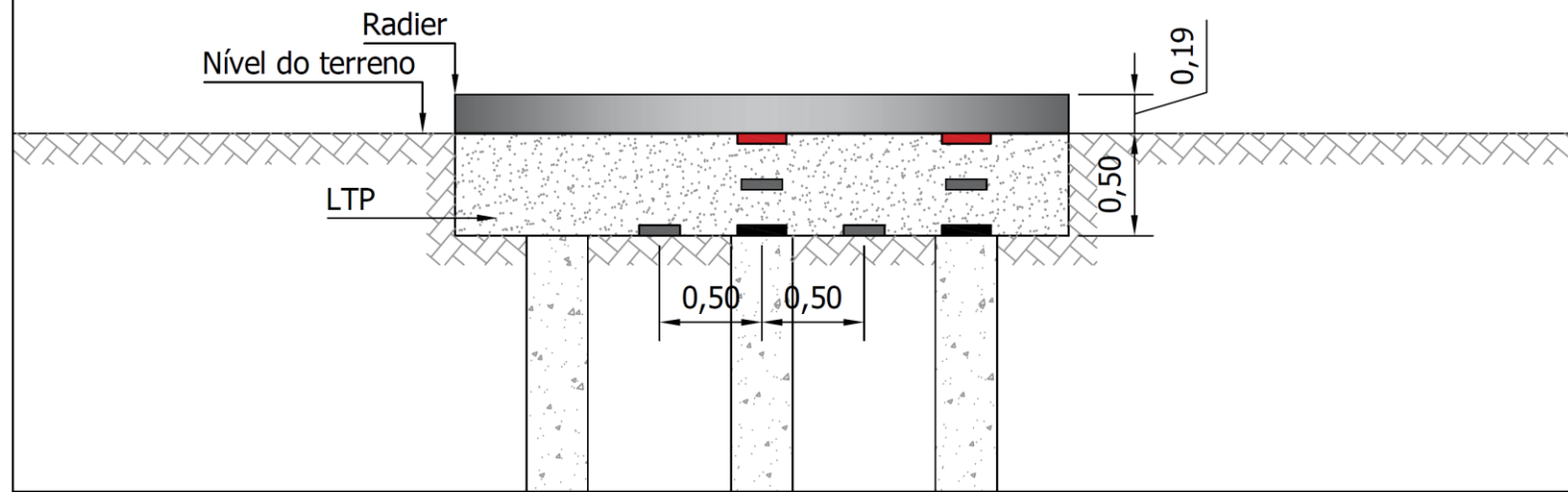
O monitoramento da plataforma de cargas almeja obter os resultados de campo próximos aos observados nas simulações numéricas. Para tal, deverão ser empregadas células de tensão total (CTT) em posições específicas, tendo como base os resultados numéricos apresentados na seção 4.2.2. Assim, sugere-se a adoção de dois tipos de sensores: CTTs para interface entre concreto e solo, e CTTs para aplicação direta no solo.

Para aplicação na interface entre concreto e solo, recomenda-se a adoção dos modelos P6-2.1-MS-10, de 240mm de diâmetro e com alcance de medição de até 1.000 kPa e do tipo P6-2.1-MS-3 também de 240mm e com alcance de medição de até 300 kPa. O primeiro deverá ser posicionado sobre a cabeça das inclusões, já o segundo, sob o radier. Para aplicação dos sensores envoltos em solo, recomenda-se a aplicação do P6-1.1-SS-3 de 200 mm e com alcance de medição de até 300 kPa. Todos os sensores citados apresentam acurácia de $\pm 0,1\%$. Para que não ocorram desvios durante as medições, devem ser seguidas certas recomendações de instalação, conforme manual do fabricante:

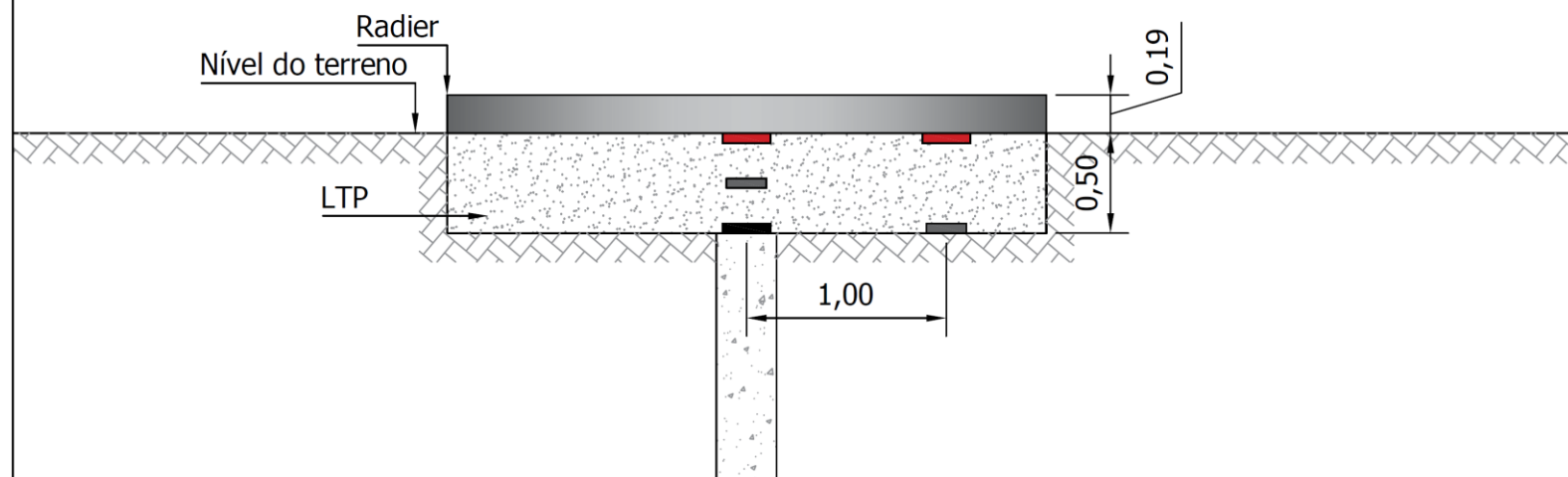
- a) Instalar a célula de modo que a face exposta fique nivelada com a interface entre o concreto e o solo, seja fixando a CTT diretamente à forma, ou prevendo um nicho para que a célula seja posteriormente embutida.
- b) Quando as células forem instaladas na base de elementos de fundações, deve-se tomar cuidado para evitar a formação de bolsas de ar. Além disso, deverá ser garantida a fixação da célula de tensão total junto ao solo, a fim de que, durante o despejo do concreto, a CTT não se movimente.

A posição de instalação das células foi definida de modo que, parte está posicionada nos bulbos de tensões formados acima das inclusões, e outra parte está posicionada entre as inclusões. Informações mais detalhadas a respeito da locação dos instrumentos encontram-se disponíveis na Figura C.1.

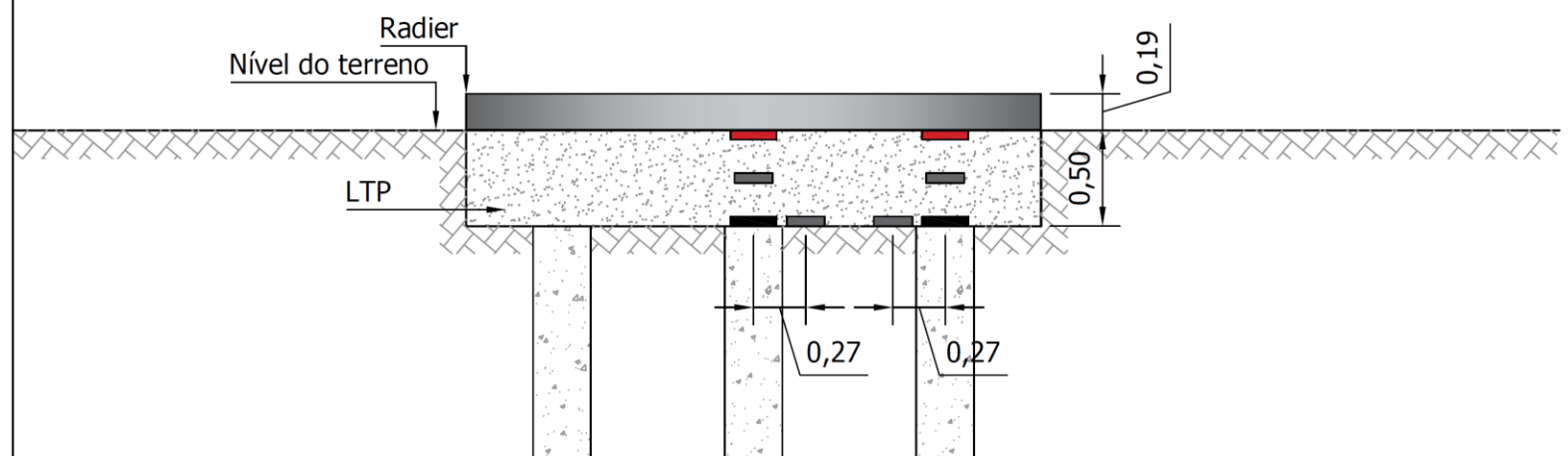
CORTE A-A'



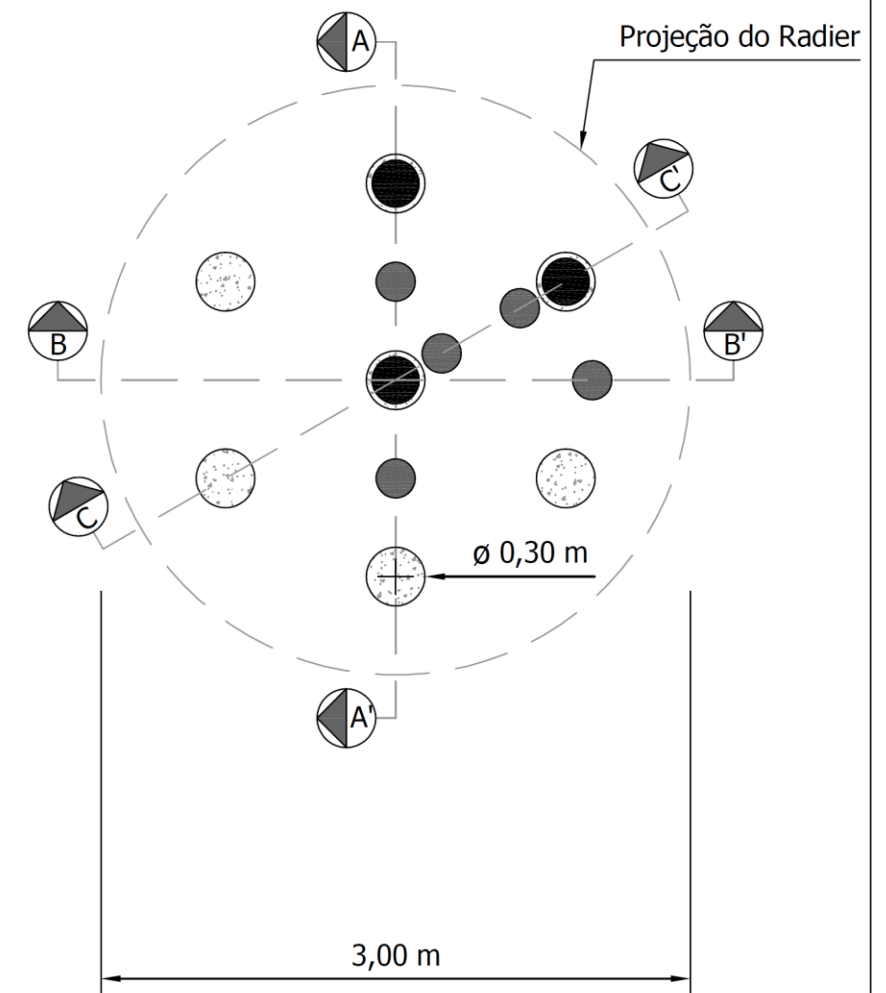
CORTE B-B'



CORTE C-C'



VISTA EM PLANTA



LEGENDA:

- CTT φ200mm; alcance de 300 kPa
- CTT φ230mm; alcance de 300 kPa
- CTT φ230mm; alcance de 1.000 kPa

Figura C.1: Projeto de locação das células de tensão total

D. PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO PARA MONITORAMENTO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Para o monitoramento do modelo numérico de referência e do modelo numérico reforçado com inclusões sugere-se a instalação de 4 placas de recalques, sendo duas para cada modelo físico. O motivo para a adoção desse instrumento deve-se à facilidade de execução e instalação (Almeida & Marques, 2014). A locação das placas (Figura D.1) foi definida de tal maneira que permitirá comparar os dados de campo com os resultados das simulações numéricas contidas na seção 4.2.5. Adicionalmente, evidenciam-se pontos que merecem atenção quando da execução do projeto:

- a) Deve ser prevista a instalação de um marco superficial, devidamente instalado sobre uma base firme e indeslocável, sendo responsabilidade do executor do projeto a escolha do local
- b) A escolha do instrumento topográfico é parte fundamental para o funcionamento adequado do sistema: Atualmente, há uma vasta lista de opções no mercado, sendo a acurácia o critério fundamental para a escolha do equipamento.

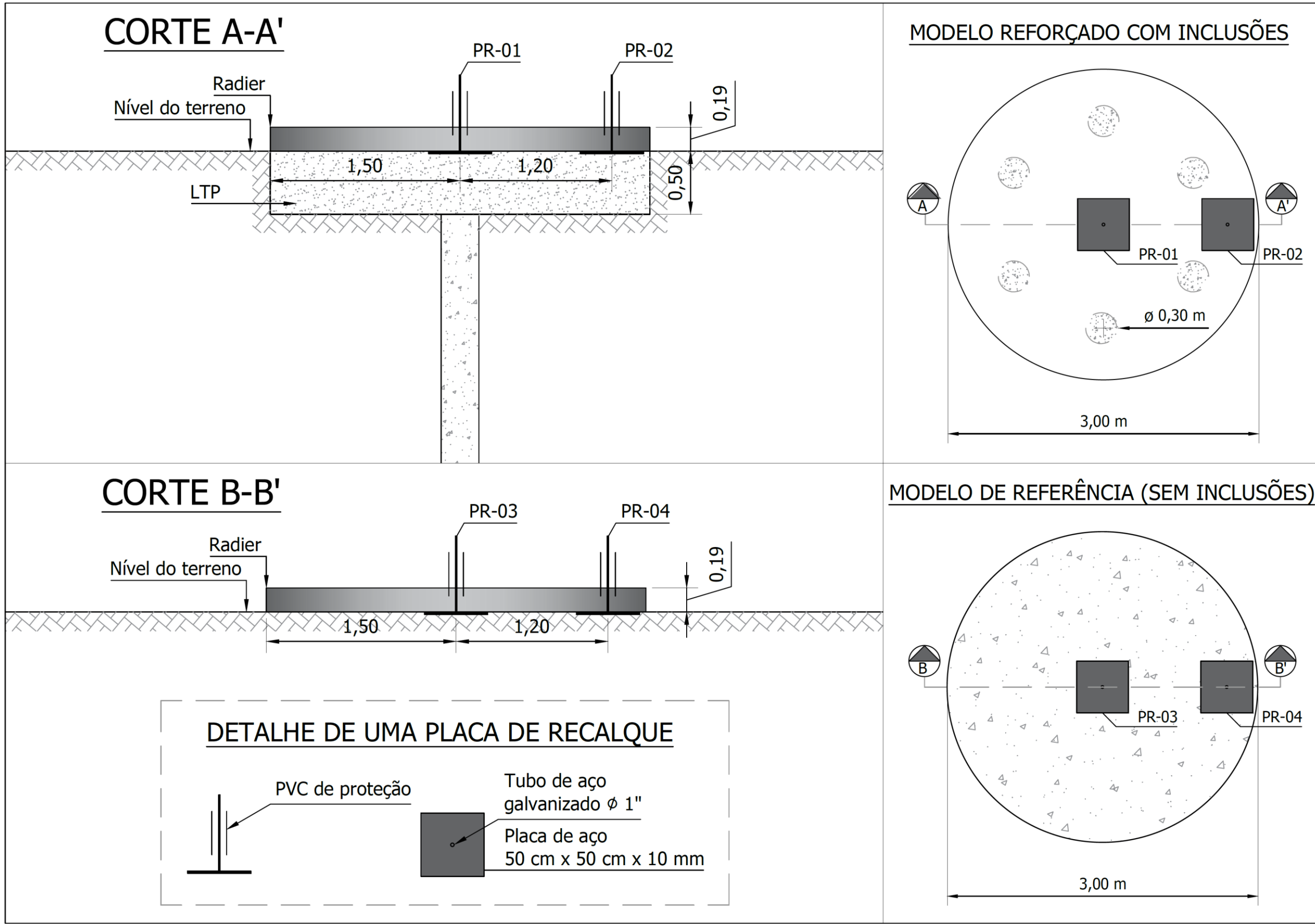


Figura D.1: Projeto de locação das placas de recalque