

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

**INCLUSÕES RÍGIDAS PARA O CONTROLE DE RECALQUES NOS SOLOS
COLAPSÁVEIS DO DISTRITO FEDERAL**

RAIMUNDO FRANCISCO PÉREZ LEÓN
ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, PH.D
CO-ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PH.D

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-284/17

BRASÍLIA/DF: MARÇO/2017

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

**INCLUSÕES RÍGIDAS PARA O CONTROLE DE RECALQUES NOS SOLOS
COLAPSÁVEIS DO DISTRITO FEDERAL**

RAIMUNDO FRANCISCO PÉREZ LEÓN.

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

APROVADA POR:

PROF. JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, Dr (UnB)
(ORIENTADOR)

PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr (UnB)
(CO-ORIENTADOR)

PROF. RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

CARLOS MEDEIROS SILVA, DSc (EMBRE)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 30 de março de 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

RIAMUNDO FRANCISCO PÉREZ LEÓN

Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Distrito Federal, 2017.

xxvii, 160 p, 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|----------------------|-----------------------|
| 1. Inclusões rígidas | 2. Solos colapsáveis |
| 3. Análise numérica | 4. Modelagem numérica |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PÉREZ, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Raimundo Francisco Pérez León.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal.

É concedida a Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação 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.

Raimundo Francisco Pérez León
e-mail: rai88mundo@gmail.com

DEDICATÓRIA

À memória de minha avó e de minhas tias avó

Erena, Ito e Chela Bartlett.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, pelas suas ideias e pelo apoio no desenvolvimento desta dissertação.

Ao meu co-orientador Prof. José Camapum de Carvalho, por toda ajuda e o tempo dedicado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

A toda minha família, especialmente aos meus pais Raimundo e Erena, meu irmão Sergio e minha namorada Arlety, por todo apoio e força, mesmo a distância.

Ao Renato Cabral Guimaraes, por ter disponibilizado os resultados dos seus ensaios de laboratório, realizados no solo do Campo Experimental da UnB.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pela formação recebida durante estes anos no mestrado.

Aos cubanos, Recarey, Nelson, Yasletty, Jany, Liosber, Raydel, por todos os momentos compartilhados.

Aos colegas da Geotecnia, Mateus, Katy, Diana, Francsico, Michael, Carlos Cuarta, Carlos A. Moreno, Janeth, Nima, Yawar, Eliu, e Carolina, por estarem sempre presentes.

Resumo

A região do Distrito Federal apresenta-se recoberta por um manto de solo poroso colapsável com espessuras que varia de centímetros a dezenas de metros. Estes solos quando submetidos a um carregamento ou aumento do teor de umidade sob tensões praticamente constantes experimentam uma redução de volume denominada colapso, o que pode provocar danos estruturais nas edificações.

As fundações com inclusões rígidas têm sido estudadas desde finais do século XX no México e na Europa com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura sobre solo mole. Atualmente, é uma das técnicas de fundação mais empregadas nestas condições, devido ao bom desempenho observado e ao baixo custo em relação a outras soluções.

Este trabalho visa estudar o comportamento de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalques no solo colapsável do Distrito Federal, empregando a estratigrafia do Campo Experimental da UnB, onde foram realizados numerosos ensaios de campo e laboratório, e a espessura da camada colapsável atinge 8,5 m.

As análises foram feitas mediante modelagem numérica, o que permite estudar problemas complexos que envolvem muitas variáveis e fenômenos pouco estudados neste tipo de fundação. Primeiramente foi realizada uma análise paramétrica para avaliar a influência das principais variáveis na eficiência da fundação. Posteriormente, foi feita a modelagem tridimensional de um projeto real de um prédio de quatro andares, empregando na análise, fundação com inclusões rígidas e comparado com outros tipos de fundações. Por último, propõe-se uma metodologia para a análise e desenho de fundações com inclusões rígidas utilizando métodos numéricos.

Rigid Inclusions for controlling settlement in collapsible soils of the Federal District

Abstract

The region of The Federal District of Brasilia has a superficial layer formed by collapsible, porous, clay soil. It presents a thicknesses ranging from few centimeters to several meters in depth. This top layer of porous clay presents low resistance to penetration (Standard Penetration Test, SPT, ranging from 1 to 6 strokes), which exhibits a very unstable structure, that when subjected to an increased in moisture and / or a change of tension state, almost always presents a volume change; this phenomenon is known as collapse, notorious to cause damages to buildings.

Rigid inclusions foundations have been studied since the late twentieth century in Mexico and Europe, for settlement control and to reduce costs of small buildings over soft soil. Currently, it is one of the most employed foundation techniques used in these conditions, because of the superior performance and the relatively low cost when compared to other solutions.

The primary objective of this study is to study the behavior of foundations with rigid inclusions as an alternative for settlement control of the collapsible soil present in the Federal District. The investigation was conducted through the use of stratigraphy performed on the Experimental Fields of University of Brasilia (UnB) where numerous field and laboratory tests have been employed, and the thickness of the collapsible layer reaches 8,50 m deep.

Analysis was performed via numerical modeling, which provided a manner to study complex problems involving many variables and phenomena, which little investigation has been performed on this type of foundation. First, a parametric analysis was employed, in effort to evaluate the influence of main variables on the foundation efficiency. Moreover, a three-dimensional modeling of a real four story building design was implemented: utilizing a foundation with rigid inclusions, and the analysis was compared to other types of foundations. Finally, it proposes a methodology for the analysis, and foundations design of rigid inclusions by means of numerical methods.

Índice

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Motivação.....	1
1.2. Objetivo Geral.....	2
1.3. Objetivos específicos.....	2
1.4. Metodologia da pesquisa.....	2
1.5. Escopo da dissertação.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Solos colapsáveis.....	5
2.2. Critérios de identificação de solos colapsáveis.....	8
2.3. Interpretação do fenômeno do colapso a partir de ensaios de adensamento....	12
2.4. Comportamento dos solos colapsáveis em provas de carga in situ.....	16
2.5. Danos estruturais produto do colapso do solo de fundação por inundação.....	20
2.6. Estratigrafia típica do Distrito Federal.....	26
2.6.1. Parâmetros de classificação do solo.....	30
2.6.2. Perfis de umidade e a dinâmica da sucção.....	31
2.6.3. Coeficiente K_0 no laboratório.....	34
2.6.4. Parâmetros de deformação.....	34
2.6.5. Parâmetros de resistência.....	37
2.6.6. Provas de carga.....	39
2.7. Fundações nos solos colapsáveis do Distrito Federal.....	44
2.8. Inclusões rígidas como alternativa de fundação no Distrito Federal.....	45
2.8.1. Conceitos gerais das inclusões rígidas.....	45
2.8.2. Forças e tensões desenvolvidas na interação solo-inclusão.....	47
2.9. Modelagem numérica de fundações com inclusões rígidas.....	48
2.10. Método dos elementos finitos.....	49

3. MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES COM INCLUSÕES RÍGIDAS	50
3.1. Ferramenta numérica utilizada na modelagem	50
3.1.1. Características do programa	50
3.1.2. Tipo de elementos	52
3.2. Estratigrafia utilizada na modelagem	55
3.3. Definição da geometria do problema	56
3.4. Modelos constitutivos empregados	59
3.4.1. Camadas de solo colapsável e não colapsável	59
3.4.2. Elementos de concreto	72
3.4.3. Camada de distribuição	74
3.5. Calibração e validação do modelo geotécnico	78
3.6. Descrição das etapas de análise	80
3.6.3. Etapas de análise	80
3.6.4. Simplificação proposta para a simulação do colapso do solo	81
4. MODELAGEM PARAMÉTRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS	83
4.1. Casos analisados	83
4.2. Modelagem da fundação com radier isolado	84
4.3. Modelagem da fundação com inclusões rígidas	87
4.3.1. Eficiência no controle do recalque	88
4.3.2. Eficiência na redução das tensões sobre o solo colapsável	99
4.3.3. Análise das tensões induzidas pela cabeça da inclusão no radier	102
4.3.4. Análise da transferência de carga ao longo das inclusões	112
5. ESTUDO DE CASO	115
5.1. Características do Bloco tipo II	115
5.2. Fundação com radier	117
5.2.1. Capacidade de carga	118

5.2.2. Recalque total	119
5.2.3. Distorção angular.....	121
5.3. Fundação com radier estaqueado.....	122
5.3.1. Recalque total	125
5.3.2. Distorção angular.....	125
5.3.3. Carga nas estacas	126
5.4. Fundação com inclusões rígidas.....	127
5.4.1. Recalque total	130
5.4.2. Distorção angular.....	132
5.4.3. Cargas nas inclusões.....	132
5.5. Análise dos resultados	135
6. METODOLOGIA DE ANÁLISE PROPOSTA.....	137
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	142
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
APÊNDICE	152

Índice de figuras

Figura 2.1. Estrutura do silte/argila sugerida por Casagrande (1932) antes e após o colapso (Houston & Houston 1988).	5
Figura 2.2. Reprodução do colapso em ensaio odométrico (Cintra, 2004).....	7
Figura 2.3. Envoltória de ruptura em função da sucção mátrica (Palmeira, 2015).....	7
Figura 2.4. Curvas de compressibilidade obtidas de ensaios edométrico: a) simples e b) duplo (Vilar e Ferreira, 2015).....	11
Figura 2.5. Curvas de compressão desenvolvida no ensaio duplo edométrico modificado (Houston e Houston, 1988).	13
Figura 2.6. Curvas de compressibilidade do mesmo solo com diferentes teores de umidade (Jennings e Knight, 1975)	14
Figura 2.7. Resultado do teste de colapso em amostras de loess por Erol e El-Ruwaih (1982).	14
Figura 2.8. Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio do ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundadas a 2.22 kPa, 22.2 kPa, 88.82 kPa, 355.3 kPa e 1509.9 kPa (Futai, 1997).	15
Figura 2.9. Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio do ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundados a 11,1 kPa e a 44,4 kPa (Futai, 1997).....	15
Figura 2.10. Família de curvas carga vs recalque para diferentes valores da sucção matricial média no solo (Cintra, 2004).....	16
Figura 2.11. Resultados de provas de carga com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999).....	17
Figura 2.12. Curvas típicas de carga-recalque de uma placa apoiada em solos colapsáveis em estados saturado e não saturado (Tahsin, 2011, tomado de Grigoryan, 1997).....	18
Figura 2.13. Mudanças no índice de vazios durante a saturação (Pereira and Fredlund, 2000)	19
Figura 2.14. Efeito da pressão de inundação na deformação por colapso (Nouaouria et al., 2008).....	20

Figura 2.15. Exemplo de dano nas estruturas produto do colapso do solo por umedecimento (http://www.azgs.az.gov/)	21
Figura 2.16. Exemplos de danos provocados por colapso do solo no município de Petrolândia (Neto, 2004).	23
Figura 2.17. Avarias de construções localizadas as margens do lago Três Irmãos. (Rodrigues, 2007).....	24
Figura 2.18. Desníveis e craqueamento, produto do colapso do solo por infiltração de água. 25	
Figura 2.19. Vista do espelho d'água, próximo ao pilar P ₁₃₇ (Ferreira et al., 2015).....	25
Figura 2.20. Danos nas estruturas provocados pelo vazamento da água no espelho de água (Ferreira et al., 2015).....	26
Figura 2.21. Localização do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB).	28
Figura 2.22. Perfil do CEGUnB, de acordo com Mota (2003).	29
Figura 2.23. Perfis de umidade vs. profundidade no CEGUnB (Guimarães, 2002).	32
Figura 2.24. Curvas características do solo do CEGUnB (Guimarães, 2002).	33
Figura 2.25. Perfis de sucção vs. profundidade no CEGUnB (Mota, 2003).....	34
Figura 2.26. Curvas de compressibilidade (Guimarães, 2002)	37
Figura 2.27. Curvas carga vs. deslocamento (modificado-Guimarães, 2002).	40
Figura 2.28. Transferência de carga ao longo da profundidade – Estaca 1 (Guimarães, 2002).	41
Figura 2.29. Alteração do perfil de umidade e saturação com o processo de inundação (Sales, 2000).....	42
Figura 2.30. Prova de carga na sapata isolada em condições naturais de umidade e em condições pré-inundada (Sales, 2000).....	43
Figura 2.31. Prova de carga de uma estaca isolada em solo sob condições de umidade natural e condições pré-inundada (Sales, 2000).....	44
Figura 2.32. Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas (Paniagua, 2013).	46

Figura 2.33. Diferentes disposições do reforço de geossintético na camada de distribuição (Briançon et al., 2011).....	47
Figura 2.34. Mecanismo de transferência de carga na inclusão (Rodríguez, 2001).	48
Figura 3.1. Tipos de elementos finitos para a malha. a) Triângulo de 6 nós b) Triângulo de 15 nós (Brinkgreve et al., 2015).....	52
Figura 3.2. Tetraedro de 10 nós. (Brinkgreve et al., 2015)	52
Figura 3.3. Distribuição de nós e pontos de tensão nos elementos de interface e sua conexão com os elementos de solo a) Elemento de solo de seis nós b) Elemento de solo de 15 nós. (Brinkgreve et al., 2015).	54
Figura 3.4. Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos tipo “plate” a) de três nós b) de seis nós. (Brinkgreve et al., 2015).....	54
Figura 3.5. Perfil do CEGUnB utilizado na modelagem (modificado - Mota, 2003).....	56
Figura 3.6. a) Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha b) Modelo axissimétrico que representa a célula ou área influente dentro da grelha c) Modelo axissimétrico no Plaxis (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez et al. 2015).....	57
Figura 3.7. Geometria dos capiteis para: a) espaçamentos de 1,5 m, e b) espaçamentos de 2 m.	59
Figura 3.8. Relação hiperbólica de tensão-deformação para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (Brinkgreve et al., 2015).	62
Figura 3.9. Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil no plano p-q (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	63
Figura 3.10. Comparação entre as curvas obtidas pelas formulações do modelo HS e as do ensaio de compressão triaxial não drenado em condições de umidade natural.....	65
Figura 3.11. Comparação entre as curvas obtidas pelas formulações do modelo HS e as do ensaio de compressão triaxial não drenado na condição saturada.	66
Figura 3.12. Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais dos ensaios triaxiais consolidados não-drenados em condições de umidade natural (esquerda) e de adensamento em condições de umidade natural até 200 kPa (direita) para diferentes profundidades.	69

Figura 3.13. Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais dos ensaios triaxiais consolidados não drenados em condição saturada (esquerda) e de adensamento saturado (direita) a diferentes profundidades.	71
Figura 3.14. Relação tensão-deformação para o modelo Mohr Coulomb (Brinkgreve et al., 2015).....	75
Figura 3.15. Superfície de Mohr Coulomb no espaço de tensões principais ($c = 0$) (Brinkgreve et al., 2015).....	76
Figura 3.16. Comparação entre o resultado experimental (Guimarães, 2002) e numérico da prova de carga na estaca N° 1 a) Modelo em 2D b) Curva carga-recalque.	79
Figura 3.17. Transferência de carga na estaca N°1.	79
Figura 3.18. Comparação entre o resultado experimental (Sales, 2000) e numérico da prova de carga em sapata isolada. a) Modelo em 3D b) Curva carga-recalque.	80
Figura 3.19. Etapas de análise.	81
Figura 3.20. Ensaio de adensamento duplo e definição da trajetória seguida com o solo colapsado a 200 kPa.	82
Figura 4.1. Modelo em 2D da fundação com radier.....	85
Figura 4.2. Recalques para diferentes larguras do radier assente na estratigrafia com teor de umidade natural.	86
Figura 4.3. Recalques para diferentes larguras do radier assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m de solo na condição saturada.	86
Figura 4.4. Variação dos recalques devido a aplicação das cargas em radier com diferentes larguras e assentes na estratigrafia com teor de umidade natural.	87
Figura 4.5. Variação dos recalques devido a aplicação das cargas em radier com diferentes larguras e assentes na estratigrafia com os primeiros 3,5 m de solo na condição saturada.	87
Figura 4.6. Gráfico da variação do recalque em relação a carga para uma altura de camada de distribuição de 1,5 m.	91
Figura 4.7. Gráfico de eficiência no controle de recalque para os modelos com 1,5 m de espessura de camada de distribuição e diferentes espaçamentos entre inclusões e níveis de carga. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.	91

Figura 4.8. Gráfico de variação do recalque com a carga para vários espaçamentos entre inclusões e espessura da camada de distribuição de 1,5 m.	93
Figura 4.9. Gráfico de variação do recalque com a carga para vários espaçamentos entre inclusões e espessura da camada de distribuição de 2,0 m.	93
Figura 4.10. Variação dos deslocamentos verticais da fundação com espessura de camada de distribuição de 1,5 m e carga no topo de 120 kPa, quando aplicada uma redução de volume vertical. a) Espaçamento de 1,0 m. b) Espaçamento de 1,5 m. c) Espaçamento de 2,0 m. d) Espaçamento de 2,5 m.....	94
Figura 4.11. Gráfico de recalque das fundações com inclusões rígidas com e sem capitéis, para modelos com uma espessura de camada de distribuição de 1,5 m e espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) 2,0 m.	96
Figura 4.12. Perfis de deslocamentos verticais no eixo das inclusões rígidas sem e com capitéis, assentes na estratigrafia com umidade natural e com espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) 2,0 m.	97
Figura 4.13. Malha deformada no contato entre a cabeça da inclusão e a camada de distribuição para espaçamento entre inclusões de 1,5 m, espessura da camada de distribuição de 1,5 m e carregamento de 100 kPa a) Sem capitel b) Com capitel.....	98
Figura 4.14. Perfis de deslocamento vertical no eixo da inclusão para o caso sem capitel e com capitel, na estratigrafia com umidade natural e com redução de volume, para espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) de 2,0 m.....	98
Figura 4.15. Gráfico de variação das tensões no solo colapsível com o aumento da carga para espessura de camada de distribuição de 1,5 m e estratigrafia com: a) Umidade natural b) Primeiros 3,5 m saturados.	102
Figura 4.16. Gráfico de eficiência da redução das tensões no solo colapsível para diferentes cargas sobre o radier e espessura da camada de distribuição de 1,5 m a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	102
Figura 4.17. Tensões máximas no radier induzidas pela cabeça da inclusão para uma carga superficial de 120 kPa, em função dos espaçamentos entre inclusões e espessuras de camada de distribuição, para: a) condição de umidade natural b) condição saturada.....	104

Figura 4.18. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 1,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa b) 100 kPa.....	106
Figura 4.19. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa e b) 100 kPa.....	106
Figura 4.20. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa e b) 100 kPa.....	107
Figura 4.21. Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,5 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação, e c) com redução de volume.	108
Figura 4.22. Gráfico de tensões no radier para modelos com e sem capitéis, espaçamento de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura para a camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa b) 100 kPa.	109
Figura 4.23. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos entre inclusões de 2,0 m, para diferentes valores da espessura da camada de distribuição, com e sem capitel, e com cargas superficiais de a) 60 kPa e b) 100 kPa.	110
Figura 4.24. Distribuição de tensões sob o radier (Briançon <i>et al.</i> , 2011).....	111
Figura 4.25. Distribuição de tensões sob o radier para espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.	111
Figura 4.26. Distribuição de tensões sob o radier para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.	112
Figura 4.27. Transferência de carga ao longo das inclusões para vários espaçamentos e espessura da camada de distribuição de 1,5 m. a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.	112
Figura 4.28. Transferência de carga ao longo das inclusões para espaçamento de 1,5 m entre reforços e diferentes espessuras de camada de distribuição. a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.....	113

Figura 4.29. Transferência de carga ao longo das inclusões rígidas para modelos com espaçamento de 1,5 m entre os reforços e espessura de camada de distribuição de 1,5 m a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.	114
Figura 4.30. Transferência de carga ao longo das inclusões rígidas para modelos com espaçamento de 1,5 m entre os reforços e espessura de camada de distribuição de 1,5 m a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.	114
Figura 5.1. Planta arquitetônica do Bloco tipo II (Castillo, 2013).	115
Figura 5.2. Corte longitudinal A-A do Bloco tipo II (Castillo, 2013).	116
Figura 5.3. Planta de locação das estacas para o Bloco tipo II (Castillo, 2013).	117
Figura 5.4. Modelo 3D da fundação com radier.	118
Figura 5.5. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier, assente na estratigrafia com umidade natural.	120
Figura 5.6. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier, assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.	120
Figura 5.7. Numeração dos pilares adotada para o cálculo da distorção angular nas fundações estudadas.	121
Figura 5.8. Vista em planta baixa do radier com 19 estacas para o bloco tipo II (Castillo, 2013).	122
Figura 5.9. Vista em planta baixa do radier com 26 estacas para o bloco tipo II (Castillo, 2013).	123
Figura 5.10. Propriedades e características do solo e radier estaqueado utilizadas por Castillo (2013).	123
Figura 5.11. Modelo em 3D da fundação com radier estaqueado.	124
Figura 5.12. Isométrico do radier estaqueado e da superestrutura.	124
Figura 5.13. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier estaqueado: a,c) Estratigrafia com umidade natural b,d) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.	125
Figura 5.14. Distribuição de cargas ao longo das estacas (radier com 19 estacas) a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.	126

Figura 5.15. Distribuição de cargas ao longo das estacas (radier de 26 estacas) a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	127
Figura 5.16. Planta do projeto original com destaque da área considerada na modelagem numérica.....	128
Figura 5.17. Detalhe em planta do espaçamento entre inclusões.....	128
Figura 5.18. Modelo em 3D da fundação com inclusões rígidas.....	129
Figura 5.19. Isométrico da fundação com inclusões rígidas e da estrutura.....	130
Figura 5.20. Curva de isovalores de recalque total na fundação com inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m. a,b) Estratigrafia com umidade natural c,d) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	131
Figura 5.21. Curva de isovalores de recalque total na fundação com inclusões rígidas apoiadas a 12 m. a,b) Estratigrafia com umidade natural c,d) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	131
Figura 5.22. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m de profundidade e sem capitéis no topo a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	133
Figura 5.23. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m de profundidade e com capitéis no topo a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	133
Figura 5.24. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 12 m de profundidade e sem capitéis no topo. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	134
Figura 5.25. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 12 m de profundidade e com capitéis no topo. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	134
Figura 5.26. Recalque máximo na superfície das diferentes fundações.....	135
Figura 5.27. Distorção angular para as diferentes fundações.....	136
Figura 5.28. Cargas ao longo das estacas do radier com 19 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.....	136

Figura 5.29. Cargas ao longo das estacas do radier com 26 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. 137

Índice de tablas

Tabela 2.1. Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis (Motta, 2006)...	9
Tabela 2.2. Critérios de identificação de solo colapsível baseados em índices físicos (Vilar e Ferreira, 2015).....	10
Tabela 2.3. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples (Vilar e Ferreira, 2015).....	12
Tabela 2.4. Furos de sondagem SPT no CEGUnB (modificado-Sales, 2000).....	29
Tabela 2.5. Resultados dos ensaios de penetração SPT feitos na Casa do Professor.....	30
Tabela 2.6. Propriedades do solo do CEGUnB obtidas por Guimarães (2002).....	31
Tabela 2.7. Valores de K_0 para o CEGUnB (Guimarães, 2002).	34
Tabela 2.8. Resultados dos ensaios de adensamento “convencional” ou saturados (Guimarães, 2002).....	35
Tabela 2.9. Resultados dos ensaios de adensamento “simples” ou em condições de teor de umidade natural até 200 kPa (Guimarães, 2002).	35
Tabela 2.10. Parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais em condições naturais (Guimarães, 2002).....	38
Tabela 2.11. Parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais em condição saturada (Guimarães, 2002).....	38
Tabela 2.12. Características das estacas e resultados obtidos nas provas de carga (Guimarães, 2002).....	39
Tabela 2.13. Principais tipos de inclusões rígidas (Briançon, 2002).	46
Tabela 3.1. Fatores de redução (R_{inter}) sugeridos. (Tjie-liong (2014) adaptado de Brinkgreeve and Shen (2011))	53
Tabela 3.2. Parâmetros do solo na condição de umidade natural.	72
Tabela 3.3. Parâmetros do solo na condição saturada.....	72
Tabela 3.4. Parâmetros do radier e inclusões rígidas.	73
Tabela 3.5. Parâmetros dos capiteis.	74
Tabela 3.6. Parâmetros experimentais da camada de distribuição (solo compactado).	77

Tabela 3.7. Valores da redução de volume ε_{yy} ou potencial de colapso nas camadas de solo colapsável em função da tensão σ_{yy} no ensaio de adensamento.	82
Tabela 4.1. Análises realizadas na fundação com radier.....	83
Tabela 4.2. Análises realizadas na fundação com inclusões rígidas.	83
Tabela 4.3. Recalques obtidos para as condições de umidade natural e saturada.....	85
Tabela 4.4. Resultados dos recalques (δ) e o valor de FRR, para fundação assente na estratigrafia em condições de umidade natural.	89
Tabela 4.5. Resultados dos recalques (δ) e o valor de FRR, para fundação assente na estratigrafia em condições saturadas.	89
Tabela 4.6. Recalques δ (cm) após aplicada a redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsável.....	92
Tabela 4.7. Recalques e fator de redução de recalques em fundações com inclusões rígidas com capitéis, assentes na estratigrafia com umidade natural.	95
Tabela 4.8. Recalques da fundação com inclusões rígidas com capiteis, quando aplicada uma redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsável.....	95
Tabela 4.9. Nível de redução das tensões sobre o solo colapsável, para estratigrafia com umidade natural.....	99
Tabela 4.10. Nível de redução das tensões sobre o solo colapsável, para estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.	101
Tabela 4.11. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão, para a condição de umidade natural.....	103
Tabela 4.12. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão, para a condição saturada.	104
Tabela 4.13. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão após aplicada a redução de volume.....	105
Tabela 4.14. Tensão máxima no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão com capitel, para condições de umidade natural.	108
Tabela 4.15. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão com capitel, para a estratigrafia com redução de volume.....	109

Tabela 5.1. Valores de recalque máximo admissíveis.	119
Tabela 5.2. Distorção angular limite, tal como recomendado por Bjerrum (1963) (Wahls 1981, adaptado de Braja, M. Das (2001))	121
Tabela 5.3. Valores de recalques totais (mm).	130
Tabela 5.4. Valores de distorção angular máxima.	132
Tabela A.1. Tensões nas duas primeiras camadas de solo colapsável dos modelos com umidade natural.....	152
Tabela A.2. Redução de volume ϵ_{yy} (%) nas duas primeiras camadas de solo colapsável...	153
Tabela A.3. Tensões nas duas primeiras camada de solo colapsável para os modelos com umidade natural e capitéis.....	154
Tabela A.4. Redução de volume ϵ_{yy} (%) nas duas primeiras camadas de solo colapsável...	154

Lista de Símbolos, Nomenclatura e Abreviações

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
A	Área da seção transversal do elemento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Largura da fundação
BBM	Modelo Básico de Barcelona
c'	Coesão efetiva
c_{inc}	Aumento da coesão com profundidade (padrão $c_{inc} = 0 \frac{kN}{m^3}$)
c_{sm}	Coesão do solo melhorado
C_c	Índice de compressão
C_s	Índice de expansão ou índice de recarregamento
CL	Argila de baixa plasticidade
CPT	Cone Penetration Test
CD	Ensaio realizado com defloculante
CEGUnB	Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília
CU	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado
CUNat	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado sob condições isotrópicas em corpos de prova com umidade natural
CUSat	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado sob condições isotrópicas em corpos de prova saturados
CKoUNat	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado sob condições anisotrópicas em corpos de prova com umidade natural
CKoUSat	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado sob condições anisotrópicas em corpos de prova saturados
d_{eq}	Diâmetro equivalente
D	Diâmetro da inclusão ou estaca
DF	Distrito Federal
ΔH_{100}	Quantidade de colapso ou recalques devido à inundação somente sob as pressões de inundação (σ) de 100 kPa
ΔH_{200}	Quantidade de colapso ou recalques devido à inundação somente sob as pressões de inundação (σ) de 200 kPa
ΔH_{300}	Quantidade de colapso ou recalques devido à inundação somente sob as pressões de inundação (σ) de 300 kPa
$\Delta\sigma$	Incremento de tensão
δ	Recalque
$\delta_{m\acute{a}x}$	Recalque máximo admissível
δ_s^+	Recalque do solo com reforço com inclusões rígidas, medido na superfície da camada de distribuição
δ^*	Recalque do solo sem reforço com inclusões rígidas, medido na superfície da camada de distribuição

e_{init}	Índice de vazios inicial
e	Índice de vazios
e_o	Índice de vazios natural
e_c	Índice de vazios alcançada após a inundação
ε_c	Deformação volumétrica específica alcançada após a inundação
$e_i,$	Índice de vazios até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação)
e_l	Índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez
ε_i	Deformação volumétrica específica sob umidade natural (antes da inundação)
ε_{yy}	Valores da redução de volume vertical, (%)
E	Modulo de Young
E_i	Modulo de Young ou de rigidez inicial
E'	Modulo de Young drenado
E_c	Modulo de elasticidade do concreto (MPa)
E_{50}	Modulo de rigidez triaxial drenado
E_{ed}	Modulo de rigidez tangente ou edométrico para compressão unidimensional
E_{50}^{ref}	Modulo de rigidez secante drenado correspondente a uma tensão confinante de referência p^{ref} , obtido do ensaio triaxial, (kN/m ²)
E_{ed}^{ref}	Modulo de rigidez tangente ou edométrico correspondente a uma tensão confinante de referência p^{ref} , (kN/m ²)
E_{ur}^{ref}	Modulo de Young de referência para carregamento / descarregamento correspondente a uma tensão confinante de referência p^{ref} , ($E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref}$)
E_{sm}	Módulo de elasticidade do solo melhorado
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
η	Distorção angular
f_{ck}	Resistência característica do concreto submetido a compressão simples, em MPa.
$f_{sméd}$	Resistência média por atrito lateral do ensaio de CPT
FR	Fator de redução da malha
FRR	Fator de redução do recalque no nível da superfície do radier
FRT	Fator de redução das tensões no solo colapsível
FS	Fator de seguridade
F_{γ_s}	Fatores de forma
F_{cs}	
F_{qs}	
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ_{sm}	Ângulo de atrito do solo melhorado
ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z	Graus de liberdade de rotação mo eixo x, y e z respectivamente
G_s	Peso específico dos sólidos
γ_s	Peso específico aparente do solo
γ_d	Peso específico seco do solo
γ	Peso específico do solo
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo

γ_n	Peso específico compactado
h_c	Altura do corpo de prova alcançada após a inundação
h_i	Altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação)
H_{CD}	Espessura ou altura da camada de distribuição
HS	Modelo Hardening Soil
I	Inércia da seção transversal do elemento
K	Coeficiente de subsidência
K _l	Coeficiente de colapsibilidade
K _o	Coeficiente de empuxo em repouso
K_o^{nc}	Coeficiente de empuxo em repouso para a condição normalmente-adensada (padrão $K_o^{nc} = 1 - \text{sen}\varphi$)
$\kappa(s)$	Inclinação da reta de descarregamento e recarregamento para um determinado valor de sucção s
$\lambda(s)$	Inclinação da reta virgem para um determinado valor de sucção s
LC	“Loading-collapse curve”
m	Potência para o nível de tensão dependente da rigidez
μ_i	Coeficiente de Poisson do concreto
M	Parâmetro auxiliar “cap” indireto do modelo que diz respeito a K_o^{nc}
MC	Modelo Mohr Coulomb
ML	Silte arenoso
MCC	Modelo Cam-Clay Modificado
MEF	Metodo de Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
$N_{méd}$	Número médio de golpes necessários à cravação do amostrador SPT
$\left. \begin{matrix} N_\gamma \\ N_c \\ N_q \end{matrix} \right\}$	Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito
$N(s)$	Volume específico referente á tensão de pré-adensamento para condição saturada
n	Porosidade
ν	Coeficiente de Poisson
ν'	Coeficiente de Poisson efetivo
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson para carregamento / descarregamento (padrão $\nu_{ur} = 0.2$)
ν_{sm}	Coeficiente de Poisson do solo melhorado
OCR	“Over Consolidation Ratio”
p^{ref}	Tensão de referência para a rigidez (padrão $p^{ref}=100 \text{ kN/m}^2$)
p_p	Tensão de pré-adensamento
PC	Potencial de colapso
ψ	Ângulo de dilatação
ψ_m	Sucção
q_0	Carga superficial no radier
q	Tensão desviadora
q_a	Valor da assíntota de resistência ao cisalhamento

q_c	Esforço efetivo ao nível do fundo da fundação, $\gamma * D_f$
q_f	Tensão desviadora máxima
q_s^+	Tensão na superfície do solo de fundação com reforço com inclusões rígidas
q^*	Tensão na superfície do solo de fundação sem reforço mas com a camada de solo compactado (camada de distribuição)
$q_{c\text{méd}}$	Resistência de ponta média do ensaio CPT
q_u	Capacidade de carga última
Q_s	Carga na ponta superior da inclusão
Q_p	Carga na ponta inferior da inclusão
Q_{act}	Carga atuante na fundação
R	Raio da malha axissimétrica de elemento finito e é aproximadamente igual a metade do espaçamento entre as inclusões S ($S \approx 2R$).
R_f	Relação de falha (padrão $R_f = 0.9$)
R_{inter}	Fator de redução de resistência da interface solo-estrutura.
RPA	Relação de pré-adensamento
S	Espaçamento entre estacas
SD	Ensaio realizado sim defloculante
SM	Areia siltosa
SPT	Standar Penetration Test
SR	Sem reforço (fundação com radier isolado)
$SUCS$	Sistema Unificado de Classificação de Solos
S_r	Grau de saturação
S_{inicial}	Grau de saturação inicial
S_{final}	Grau de saturação final
σ_o	Tensão inicial
σ_1	} Esforços principais
σ_2	
σ_3	
σ_{v1}	
σ_{cn}	Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural
σ_{cs}	Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado
σ_{inun}	Tensão de inundação
σ_{vo}	Tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo
$\sigma_{\text{tensão}}$	Tensão de tração (padrão $\sigma_{\text{tensão}} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$)
$T_{\text{méd}}$	Torque médio
$\tau(z)$	Esforços cortante no fuste da inclusão
u_a	Pressão de ar
u_w	Pressão de água
$u_a - u_w$	Sucção matricial
u_x, u_y, u_z	Graus de liberdade de traslação no eixo x, y e z respectivamente
UnB	Universidade de Brasília
w, w_o	Umidade natural
w_{inicial}	Umidade inicial
w_L	Limite de liquidez

w_p	Limite de plasticidade
I_a	Índice de atividade
I_p	Índice de Plasticidade
Z_o	Profundidade da linha neutra
Z_s	Profundidade da ponta superior da inclusão respeito ao nível da superfície
Z_p	Profundidade da ponta inferior da inclusão respeito ao nível da superfície

1. INTRODUÇÃO

1.1. Motivação

Com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura, desde o final do século vinte, tem sido estudado, no México (López et al., 1999; Rodríguez & Auvinet, 1999; Rodríguez 2001, 2010; Santoyo & Ovando, 2006) e na Europa (Combarieu, 1990; Simon & Scholsser, 2006; entre outros) o uso de inclusões rígidas para estruturas apoiadas em solos moles. Atualmente, nestas condições, é uma das técnicas de fundação mais empregadas, devido ao bom desempenho observado e ao baixo custo em relação a outras soluções (Rodríguez & Auvinet, 2006).

As inclusões são elementos de reforço de solo de forma cilíndrica, não ligados com a fundação (sapata ou radier), que podem ser fabricados usando diferentes técnicas como: perfuratrizes a trado ou hélice contínua, injeção a baixa pressão, *jet grouting* e colunas de brita ou de misturas de solo com cal ou cimento.

As vantagens que tem as inclusões sobre o sistema de estacas tradicionais são (Rodríguez, 2001, 2010):

- ✚ As inclusões não precisam de reforço estrutural (aço) já que são submetidas unicamente a cargas de compressão relativamente baixas, o que gera uma otimização do uso de material no elemento e uma redução importante no custo da fundação.
- ✚ Diminui-se também a quantidade de reforço estrutural na fundação (sapata ou radier) uma vez que a inclusão não induz cargas pontuais nela.
- ✚ Os procedimentos construtivos empregados para as inclusões permitem desenvolver, se necessário, o reforço de fundações em condições de acesso limitado e com equipamento pequeno.

No Distrito Federal, as estacas do tipo hélice contínua vem sendo utilizadas para a execução de fundações do tipo radier estaqueado. As inclusões podem ser estudadas como alternativas de fundação para o controle de recalque nos solos colapsáveis do Distrito Federal.

A interação desenvolvida entre a fundação, a camada de distribuição, as inclusões e o solo, é um problema complexo que envolve muitas variáveis e fenômenos pouco estudados, como o atrito negativo. Por essa razão, a modelagem numérica, por exemplo, em Elementos Finitos, pode ser uma ferramenta adequada para a análise desses diversos efeitos na estrutura projetada.

1.2. Objetivo Geral

Estudar o comportamento de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal.

1.3. Objetivos específicos

- Revisar o estado atual do conhecimento da técnica de melhoria de solo mediante inclusões rígidas.
- Avaliar a influência das inclusões rígidas nos recalques dos solos colapsáveis do Distrito Federal, submetidos a dois fatores principais:
 - 1) O acréscimo das tensões efetivas gerado pelo peso da estrutura.
 - 2) As possíveis mudanças no teor de umidade do solo de fundação por infiltração da água da chuva e servidas.
- Comparar com um caso de estudo.
- Desenvolver uma metodologia para a análise e projeto deste tipo de fundação para o controle de recalque em solos colapsáveis.

1.4. Metodologia da pesquisa

Para alcançar o objetivo geral e os objetivos específicos propostos na pesquisa foram definidas seis etapas de trabalho:

- Na primeira etapa de trabalho se realiza uma recopilação de informação, revisão bibliográfica e coleta de dados de ensaios de laboratório e de campo do Campo Experimental da UnB.
- A segunda etapa começa pela calibração dos parâmetros do modelo *Hardening Soil* dos estratos que constituem o Campo Experimental da UnB, a validação da estratigrafia adotada e a abordagem dos aspectos correspondentes à concepção geral do processo de modelagem.
- Na terceira etapa, a partir de modelos axissimétricos, é realizada uma análise paramétrica e a interpretação dos resultados obtidos.
- Na quarta etapa, baseando se em um projeto real de um prédio de 4 andares, e feito uma análise do desempenho para fundações com radier, radier estaqueado

e inclusões rígidas, fazendo uma comparativa entre os resultados das três soluções.

- Na quinta etapa é proposta uma metodologia de análise baseada nas análises anteriormente realizadas.
- A última etapa são as conclusões e redação da dissertação.

1.5. Escopo da dissertação

Este trabalho foi, basicamente, dividido em três partes: 1) revisão bibliográfica; 2) processo de modelagem; e 3) resultados dos estudos. Para a sua realização, esta dissertação foi organizada em sete capítulos.

Capítulo 1: INTRODUÇÃO

No primeiro capítulo foi abordado o contexto das fundações com inclusões rígidas para o controle de recalque e as vantagens desse tipo de fundação frente a outros tipos de fundações profundas. Além disso, foram especificados os objetivos almejados neste trabalho e apresentada a estrutura da dissertação, descrevendo brevemente os temas tratados em cada capítulo.

Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No segundo capítulo são apresentadas as principais características dos solos colapsáveis, a estratigrafia típica do Distrito Federal, com ênfase no Campo Experimental da UnB, além de conceitos gerais das fundações com inclusões rígidas, aprofundando-se no estado atual do conhecimento e na modelagem deste tipo de fundação. São abordados, também, os métodos de análise, e os modelos constitutivos que podem ser utilizados para a modelagem de solos colapsáveis.

Capítulo 3: MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES COM INCLUSÕES RÍGIDAS

O terceiro capítulo trata, primeiramente, dos aspectos correspondentes à concepção geral do processo de modelagem, para o caso de fundações com inclusões rígidas, abordando a modelagem dos materiais, carregamentos, condições de contorno, passos de análises e a calibração dos modelos numéricos quanto a escolha das dimensões do domínio estudado, tipo de elemento finito e densidade da malha, sempre conjugando precisão e custo computacional.

Posteriormente para levar adiante a validação dos processos de modelagem propostos, foram comparados os resultados obtidos numericamente com os obtidos experimentalmente através das provas de cargas realizadas por Guimarães (2002) e Sales (2000) em estacas e

sapatas no Campo Experimental da UnB. Além disso, são apresentados os detalhes de como foi incorporado o fenômeno do colapso no modelo numérico, levando em consideração o efeito da inundação no solo colapsável e o desempenho das fundações com inclusões rígidas.

Capítulo 4: MODELAGEM PARAMÉTRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS

No quarto capítulo são apresentadas as diferentes modelagens desenvolvidas para avaliar o desempenho das fundações com inclusões rígidas no controle de recalques em solos colapsáveis. Primeiramente, foram feitas as modelagens das fundações do tipo radier, assentes na estratigrafia do Campo Experimental da UnB, com o solo em condições de umidade natural e saturado, para diferentes carregamentos. Posteriormente, mediante o emprego de modelos axissimétricos, foi realizada análise paramétrica na fundação reforçada com inclusões rígidas visando avaliar os recalques, as tensões sobre o solo colapsável e ao longo das inclusões, bem como as tensões no radier provocadas pela cabeça destes elementos de reforço. Nos modelos foram variadas as principais características geométricas das fundações com inclusões rígidas, assim como a estratigrafia do solo, sendo que, para a incorporação do colapso, foi considerada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsável.

Capítulo 5: ESTUDO DE CASO

No quinto capítulo, tomando como base um projeto real de um prédio de quatro andares, foi avaliado, mediante modelagem tridimensional, o desempenho da fundação com inclusões rígidas, considerando a edificação assente sobre a estratigrafia do Campo Experimental da UnB. Os resultados foram comparados com a modelagem do mesmo projeto considerando outros tipos de fundações: radier isolado, radier com 19 estacas e radier com 26 estacas.

Capítulo 6: METODOLOGIA DE ANÁLISE PROPOSTA

No sexto capítulo propõe-se uma metodologia para a análise do desempenho de fundações com inclusões rígidas através da modelagem usando o método dos elementos finitos.

Capítulo 7: CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No sétimo capítulo têm-se as conclusões gerais da dissertação, obtidas através da modelagem e estudo do comportamento de inclusões rígidas para o controle de recalque nos solos colapsáveis do Distrito Federal, e as sugestões para a continuidade do estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Solos colapsáveis

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando submetidos a alterações no teor de umidade, sob tensões praticamente constantes. Tipicamente, em solos de baixa densidade, quando aumenta-se o teor de umidade, pode ocorrer redução de volume (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade resulta na redução da resistência nos contatos entre partículas, comumente por redução da sucção, levando a um rearranjo estrutural e a uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade, ou nova sucção. A esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, gerando a designação de solo colapsível ou colapsável (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Jennings & Knigh (1957) descrevem o mecanismo do colapso da seguinte forma: “quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece sensivelmente inalterada, e o material de ligação comprime ligeiramente sem resultar em grandes movimentos relativos dos grãos do solo. Enquanto a umidade permanece baixa as forças micro-cisalhantes locais nas interfaces das partículas de areia (resultantes do carregamento) são resistidas sem apreciável movimento dos grãos. Quando o solo sob carregamento ganha umidade e o valor crítico é excedido, os vínculos alcançam um estágio em que não podem mais resistir e a estrutura colapsa”. Trata-se, portanto, de um problema de ruptura cisalhante em nível micro-estrutural (Neto, J. 2004).

Na Figura 2.1 apresenta-se um modelo estrutural idealizado do solo antes e após o colapso, conforme descrito no parágrafo anterior. Embora este autor não tenha utilizado, diretamente, o termo “sucção”, sabe-se que umidade baixa significa sucção alta e ganho de umidade significa redução de sucção.



a) Estrutura do solo antes da inundação. b) Estrutura do solo após o colapso.

Figura 2.1. Estrutura do silte/argila sugerida por Casagrande (1932) antes e após o colapso (Houston & Houston 1988).

Reginatto e Ferrero (1973) realizaram uma série de ensaios edométricos em um solo da região de Córdoba, Argentina, onde frequentes danos nas construções têm sido atribuídos ao fenômeno do colapso. Três ensaios foram realizados inundando o solo com diferentes líquidos, a saber: água do sistema de abastecimento da cidade, esgoto doméstico e água ácida ($5,5 < \text{pH} < 5,6$). Um quarto ensaio foi realizado na umidade natural. Os resultados indicaram forte influência do líquido percolante nos recalques registrados. Em algumas amostras, o colapso só ocorreu quando a mesma foi percolada com água do esgoto ou água ácida. Neste caso, a interação química entre o líquido permeante e o solo foi o desencadeador do processo. Este mecanismo foi reconhecido por outros autores, a exemplo de Ingles e Aitchinson (1969) citado por Aitchinson (1973) e Costa Filho e Jucá (1996). (Neto, J. 2004).

Fredlund & Rahardjo (1993), citados por Marinho (1998), comentam que “a maioria dos problemas de engenharia que envolvem solos não saturados são normalmente resultado de alterações ambientais”, como por exemplo, mudança do teor de umidade, sendo que as variações de sucção osmótica são menos significantes. Segundo os mesmos na maioria das situações práticas a sucção osmótica é razoavelmente constante, sendo que uma mudança na sucção total pode, em alguns casos, ser considerada equivalente a mudança de sucção matricial (Guimarães, 2002).

Na maioria dos casos, o colapso ocorre devido à redução da resistência, advinda da redução da sucção, conforme Jennings e Knigh (1957).

O fenômeno do colapso pode ser reproduzido dentre outros, em ensaios edométricos, também conhecido como ensaio de adensamento, ou em provas de carga, com inundação artificial do solo em determinado estágio de carregamento. No ensaio de adensamento, analisa-se o comportamento apenas do “material” solo, enquanto na prova de carga observa-se o comportamento do “sistema”, que inclui a geometria e o processo executivo do elemento estrutural de fundação instalado no maciço de solo. A Figura 2.2 ilustra, no ensaio edométrico, a significativa redução do índice de vazios que ocorre na tensão de inundação, evidenciando o colapso (Cintra, 2004).

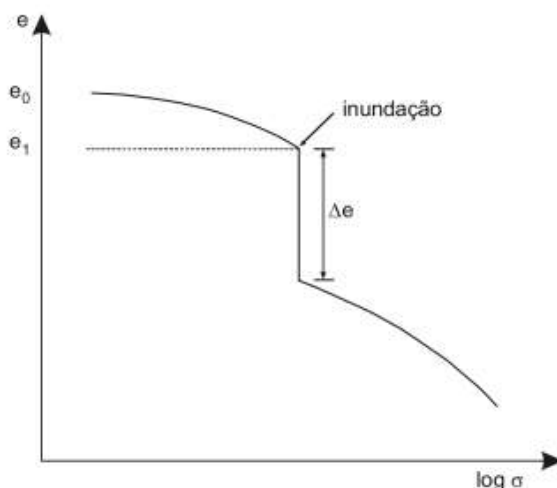


Figura 2.2. Reprodução do colapso em ensaio odométrico (Cintra, 2004)

Segundo Cintra (2004), nos estudos iniciais sobre solos colapsíveis se afirmava que, a estrutura porosa (caracterizada por um alto índice de vazios), pode estar associada à presença de um agente cimentante. Posteriormente, descobriu-se o importante papel da pressão de sucção; a pressão neutra negativa que se desenvolve nos solos não-saturados. A baixos valores do teor de umidade correspondem altos valores da sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, gerando uma coesão adicional (coesão “aparente”) e, portanto, aumentando significativamente a resistência ao cisalhamento do solo (Figura 2.3). Então, a inundação do solo colapsável provoca o enfraquecimento (ou destruição) da cimentação e a dissipação da sucção matricial, anulando a coesão “aparente” e, portanto, reduzindo significativamente a resistência ao cisalhamento, o que provoca o colapso da estrutura.

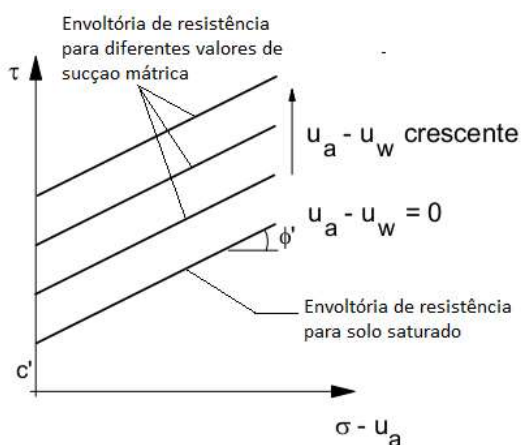


Figura 2.3. Envoltória de ruptura em função da sucção mátrica (Palmeira, 2015)

Embora a palavra colapso tenha um significado amplo, principalmente em engenharia, o fato é que em geotecnia expressa a redução de volume sofrida por certos solos, quando estes são umedecidos. Nessa perspectiva, os solos são ainda designados de verdadeiramente

colapsáveis, quando experimentam o fenômeno de redução de volume por umedecimento sob peso próprio, e condicionalmente colapsáveis, quando a redução de volume se processa sob a ação de uma sobrecarga adicional (Vilar e Ferreira, 2015).

No Brasil, a grande ênfase no estudo de solos colapsáveis data da década de 1970, motivado pela construção de barragens no Centro-Sul e por problemas associados a fundações de barragens e de edifícios no Sudeste, e também, em municípios do semi-árido (Vargas, 1973; Pinto, 1978; Vilar *et al.*, 1981, dentre outros, citados por Vilar e Ferreira (2015).

Segundo Vilar e Ferreira (2015), as principais características dos solos colapsáveis são:

- Solos não saturados.
- Solos com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
- Solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais.
- Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

2.2. Critérios de identificação de solos colapsáveis

Para garantir o sucesso de qualquer estrutura, é essencial a identificação de solos colapsáveis no início dos estudos geotécnico. Falhas neste estágio podem levar à ruptura da obra, durante ou após a sua construção. Diversos pesquisadores, com o objetivo de determinar a susceptibilidade de um solo ao colapso, definiram certos critérios para identificar este comportamento. Dependendo do critério de identificação, os métodos podem ser classificados em dois grupos: indiretos e diretos. A Tabela 2.1 resume alguns desses critérios de acordo com a classificação de Ferreira (1995) modificada por Motta (2006).

Os métodos indiretos, usados para a identificação de solos colapsáveis, são aqueles que utilizam os índices físicos e os limites de consistência ou parâmetros ligados à textura, são de simples e rápida obtenção. Esses métodos não oferecem informações quantitativas a respeito dos valores das deformações volumétricas devidas ao colapso, não consideram as tensões aplicadas e, em alguns critérios, não consideram a natureza dos contatos grão a grão, cimentações, gênese e constituição do solo (Motta, 2006).

Tabela 2.1. Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis (Motta, 2006).

MÉTODOS	SUBDIVISÕES	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVOS	Microscopia eletrônica de varredura	COLLINS e McGOW (1974); WOLLE et al. (1978); DERBYSHIRE e MELLORS (1988).
	ORIENTATIVOS	Pedologia Ensaio expedito	FERREIRA (1990); FERREIRA (1993). ARMAN e THORNTON (1972); JENNINGS e KNIGHT (1975).
	QUALITATIVOS	Índices físicos Ensaio de campo – cone Ensaio SPT-T	DENISOV (1951) ¹ ; PRIKLONSKIJ (1952) ¹ ; GIBBS e BARA (1962 e 1967); FEDA (1966); KASSIF e HENKIN (1967); DESIGN OF SMALL DAMS (1960 e 1974) ² ; CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977) ³ . CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977) ³ . DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1994).
DIRETO	AVALIATIVOS	Ensaio edométrico duplos	JENNINGS e KNIGHT (1975)
	QUANTITATIVOS	Ensaio edométrico simples Ensaio de campo	BALLY et al (1973); JENNINGS e KNIGHT (1975); VARGAS (1978); LUTENNEGER e SABER (1988). FERREIRA e LACERDA (1993).
¹ citado por FEDA (1966) - ² BUREAU OF RECLAMATION - ³ citado por RESNIK (1989)			

Os métodos diretos baseiam-se na medida quantitativa do potencial de colapso do solo. Para isso, podem ser realizados ensaios edométrico simples ou duplos, ensaios in situ (utilizando um equipamento chamado expansocolapsômetro, desenvolvido especialmente para

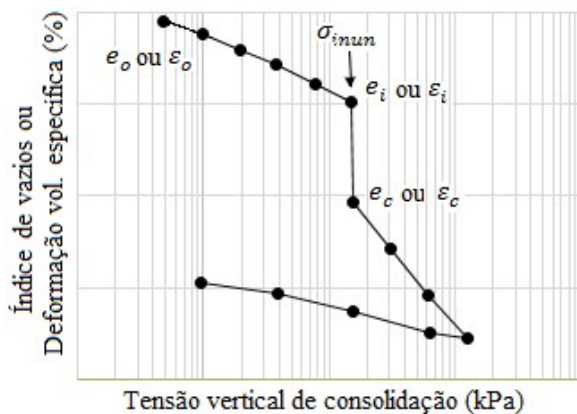
essa finalidade), bem como critérios baseados em índices físicos, limites de consistência ou nas condições de compacidade do solo natural, via índice de vazios ou umidade de saturação (conforme apresentado na Tabela 2.2).

Tabela 2.2. Critérios de identificação de solo colapsável baseados em índices físicos (Vilar e Ferreira, 2015)

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
DENISOV (1951) citado por REGINATO (1970)	$K = \frac{e_1}{e_o}$	<ul style="list-style-type: none"> • $0.5 < K < 0,75$, altamente colapsível • $K = 1$, não colapsível • $1.5 < K < 2$, não colapsível
FEDA (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_o}{S_o}\right) - w_p}{w_l - w_p}$	Se $S_o > 80\%$ e $KI > 0,85$, o solo é colapsível
PRIKLONSKIJ (1952) citado por FEDA (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_o}{w_l - w_p}$	<ul style="list-style-type: none"> • $Kd < 0$, altamente colapsível • $Kd > 0,5$, colapsível e • $Kd > 1$, expansivo
GIBBS & BARA (1962)	$R = \frac{W_{sat}}{W_l}$	$R > 1$, colapsível
KASSIF E HENKIN (1967)	$K = \gamma_d * w$	$K < 15$, colapsível
JENNINGS & KNIGHT (1975)	Cascalho fino	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 6\%$, colapsível $S_r > 10\%$, não colapsível
	Areia fina	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 50\%$, colapsível $S_r > 60\%$, não colapsível
	Silte argiloso	<ul style="list-style-type: none"> $S_r < 90\%$, colapsível $S_r > 95\%$, não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por RESNIK (1989)	$CI = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: <ul style="list-style-type: none"> • $1\% \leq w_p \leq 10\%$, $CI < 0,1$ • $10\% \leq w_p \leq 14\%$, $CI < 0,17$ • $14\% \leq w_p \leq 22\%$, $CI < 0,24$

σ_{VI} – tensão de inundação no ensaio edométrico; e_1 – índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez; S_r – Grau de saturação; e_o – índice de vazios natural; γ_d – peso específico seco; w , w_o – umidade natural; w_p – limite de plasticidade; w_L – limite de liquidez; K – coeficiente de subsidência; KI – coeficiente de colapsibilidade; PC – potencial de colapso.

No ensaio edométrico simples ou de adensamento com inundação por estágios, após estabilizados os recalques devidos ao carregamento, inunda-se o corpo de prova e registram-se os recalques adicionais, enquanto no ensaio duplo de adensamento (Jennings e Knight, 1957), conduzem-se paralelamente dois ensaios: um com a amostra no teor de umidade natural, e o outro com a amostra inundada antes do primeiro carregamento. A Figura 2.4 ilustra os resultados típicos desses dois tipos de teste (Vilar e Ferreira, 2015).



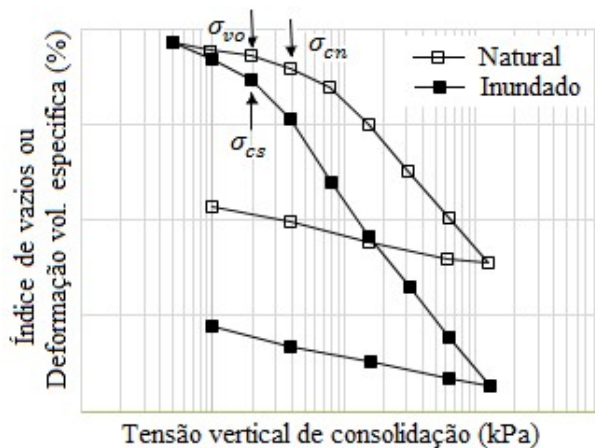
a)

onde:

e_o ε_o - Índice de vazios ou deformação volumétrica no estado inicial;

e_i ε_i - Índice de vazios ou deformação volumétrica específica até a tensão considerada antes da inundação;

e_c ε_c - Índice de vazios ou deformação volumétrica específica após a inundação.



b)

onde:

σ_{cn} - Tensão de pre-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{cs} - Tensão de pre-consolidação virtual no solo inundado;

σ_{vo} - Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

Figura 2.4. Curvas de compressibilidade obtidas de ensaios edométrico: a) simples e b) duplo (Vilar e Ferreira, 2015)

A partir dos resultados pode-se calcular o potencial de colapso, PC, conforme a equação

2.1:

$$PC (\%) = \Delta\varepsilon = 100 * \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100 * \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_i} = 100 * \frac{h_c - h_i}{1 + h_i} \quad (2.1)$$

onde:

e_i , ε_i e h_i - índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova até a tensão considerada sob umidade natural (antes da inundação);

e_c , ε_c e h_c - índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova alcançada em consequência da inundação (após a inundação).

Com base nos valores para potencial de colapso (PC), Abelev (1948), citado por (Vilar e Ferreira, 2015), classifica como solos colapsáveis aqueles que apresentem valores superiores a 2%. Na Tabela 2.3 é apresentada a correlação dos valores de PC com a gravidade dos problemas nas edificações, proposta por Jennings e Knight (1975). Ainda na Tabela 2.3, tem-se a classificação de Lutenegger e Saber (1988), indicando o grau de severidade do colapso.

Tabela 2.3. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia a partir de resultados de ensaios edométricos simples (Vilar e Ferreira, 2015).

Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação de 200 kPa.		Lutenegger e Saber (1988) para tensão de inundação de 300 kPa.	
PC (%)	Gravidade dos problemas	PC (%)	Gravidade dos problemas
0 a 1	Sem problema	2	Leve
1 a 5	Problema moderado	6	Moderado
5 a 10	Problemático	10	Alto
10 a 20	Problema grave	-	
> 20	Problema muito grave	-	

No caso dos ensaios duplos, a diferença de ordenadas entre as duas curvas, para uma dada tensão, permite calcular a deformação por colapso, partindo do pressuposto de que não devem ocorrer alterações volumétricas devido a variações de umidade, sob condições de equilíbrio com o peso do solo sobrejacente no campo.

2.3. Interpretação do fenômeno do colapso a partir de ensaios de adensamento

A diminuição da sucção matricial, sob carga constante, aumenta os recalques, pois o solo se torna mais deformável. Daí a necessidade da estimativa do recalque, sob atuação da carga admissível, para a sucção matricial nula, que é a condição de solo menos rígido. Então, mesmo a fundação totalmente segura quanto ao colapso, deve ser verificado o recalque correspondente à sucção matricial nula. Para isso, podem ser utilizados os métodos existentes para estimativa de recalque, mas com utilização de parâmetros do solo correspondentes à condição inundada (Cintra, 2004).

Jennings e Knight (1957), como explicado no item 2.2, desenvolveram uma técnica chamada de ensaio edométrico duplo.

Uma modificação do ensaio duplo edométrico de Jennings e Knight (1957) foi proposta pelo mesmo autor no ano 1975. O novo procedimento, chamado de ensaio edométrico simples, consiste em carregar uma amostra de solo na umidade natural até que a tensão seja igual ou um pouco maior do que a tensão esperada em campo. Atingida essa tensão, a amostra é inundada e o recalque resultante por colapso é monitorado. Após estabilizar o recalque devido ao colapso, a amostra inundada é então sujeita a um aumento de tensão, de forma a completar o teste, estabelecendo, assim, a inclinação da curva de compressão (Houston e Houston, 1988). Na Figura 2.5 é apresentado o resultado de um ensaio duplo edométrico modificado.

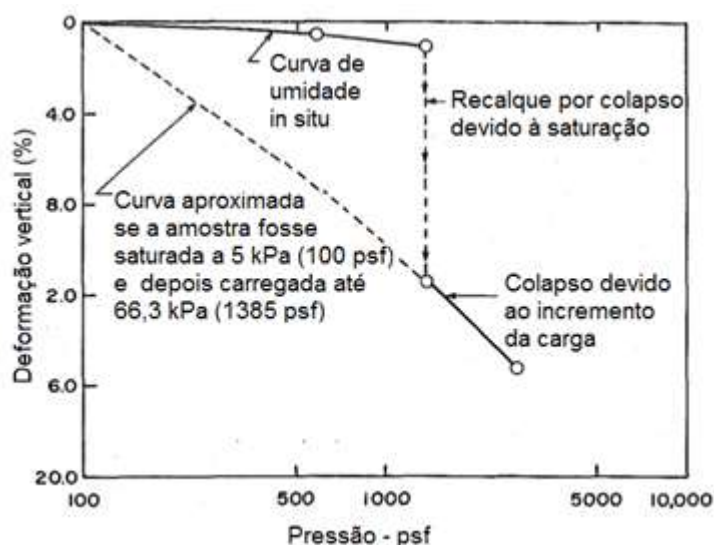


Figura 2.5. Curvas de compressão desenvolvida no ensaio duplo edométrico modificado (Houston e Houston, 1988).

Jennings e Knight (1975), de forma a evidenciar a relação do recalque devido ao colapso com o teor de umidade inicial da amostra, apresentaram cinco curvas de compressibilidade típicas de um solo com diferentes valores do teor de umidade (Figura 2.6). A curva w_5 representa o solo na condição inundada, e tem-se que: $w_5 > w_4 > w_3 > w_2 > w_1$ (Cintra, 2004).

Ainda com referência a Figura 2.6, se σ_0 é a pressão geostática na profundidade considerada, com a aplicação de um acréscimo de tensão $\Delta\sigma$, o recalque seguirá a curva apropriada de teor de umidade, dando um recalque “normal”, se não houver alteração no teor de umidade. Se o solo é inundado (na tensão $\sigma_0 + \Delta\sigma$), ocorre um deslocamento para a curva w_5 . Isso causa um recalque adicional, que ocorre sem alteração na tensão aplicada (Cintra, 2004).

Essa evidência de que o recalque devido ao colapso depende do teor de umidade inicial, foi comprovada experimentalmente por Vilar (1979), com a realização de ensaios edométrico em amostras de sedimento cenozóico da cidade de São Carlos, SP (Cintra, 2004).

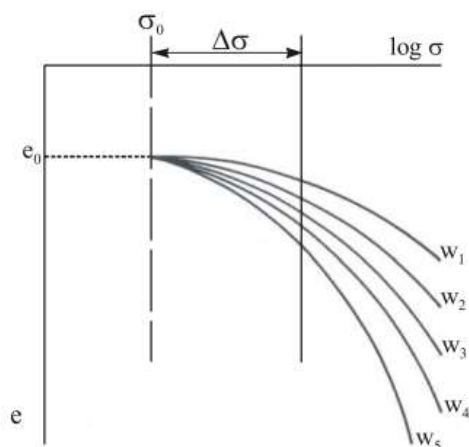


Figura 2.6. Curvas de compressibilidade do mesmo solo com diferentes teores de umidade (Jennings e Knight, 1975)

De acordo com Alonso *et al.* (1990), uma vez umedecida, a amostra de solo colapsa e segue, aproximadamente, o caminho de tensão-deformação de uma amostra inicialmente saturada, submetida a esforços de compressão. A Figura 2.7 apresenta o resultado do teste de colapso em amostras de loess, realizado por Erol e El Ruwaih (1982). Pode-se perceber que, todas as amostras, após a saturação, passaram a ter comportamento de tensão-deformação semelhante. Esse comportamento também foi evidenciado no trabalho de Maswoswe (1985), com ensaios em argila arenosa.

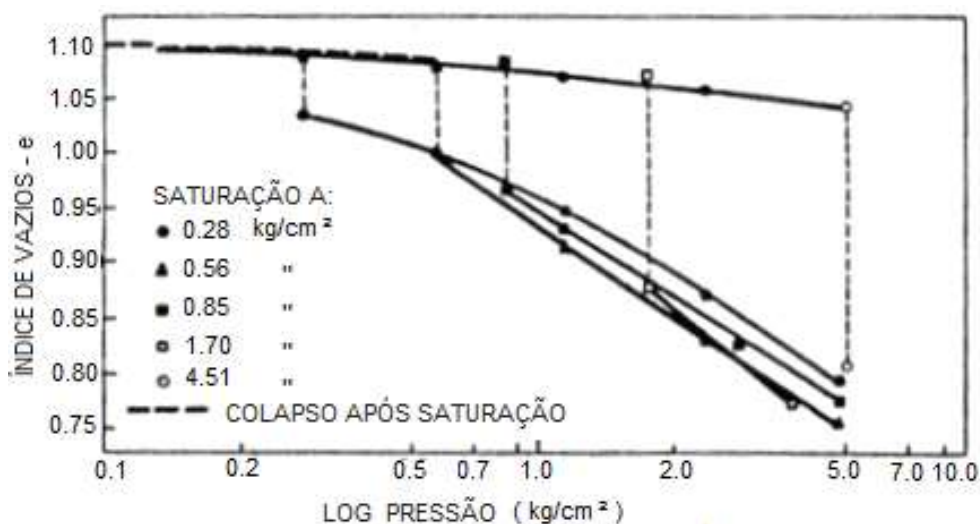


Figura 2.7. Resultado do teste de colapso em amostras de loess por Erol e El-Ruwaih (1982).

Futai (1997) realizou ensaios de adensamento no solo da área experimental da cidade de Campo Novo dos Parecis, Estado de Mato Grosso, mantendo-se a sucção constante até diferentes valores de tensão vertical. Os ensaios foram realizados com sucção inicial de 120

kPa. Nas Figuras 2.8 e Figura 2.9. Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio do ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundados a 11,1 kPa e a 44,4 kPa (Futai, 1997).pode-se observar que, uma vez provocado o colapso por inundação nos corpos de prova a uma determinada tensão vertical, a trajetória seguida coincide com a trajetória de uma amostra saturada antes da aplicação de tensões verticais. Observa-se que todas as amostras sofreram redução de volume quando submetidas à inundação.

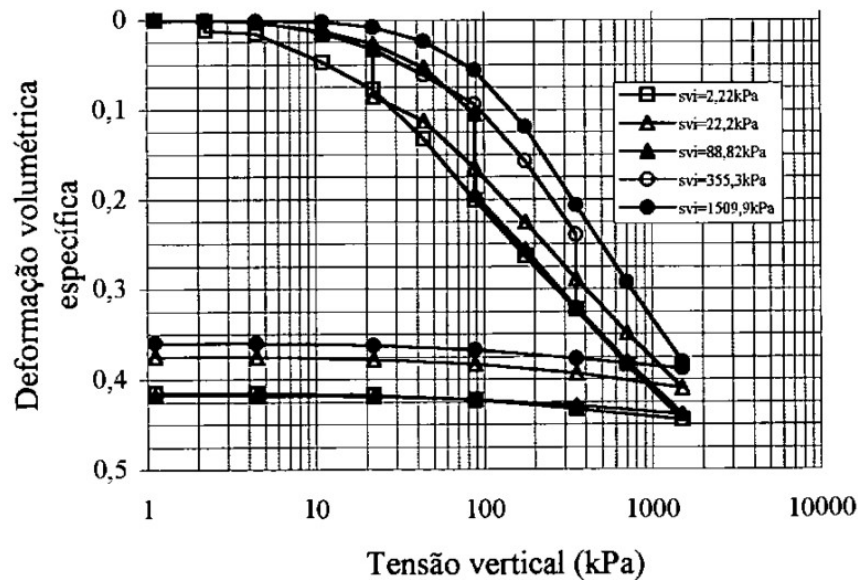


Figura 2.8. Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio do ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundadas a 2.22 kPa, 22.2 kPa, 88.82 kPa, 355.3 kPa e 1509.9 kPa (Futai, 1997).

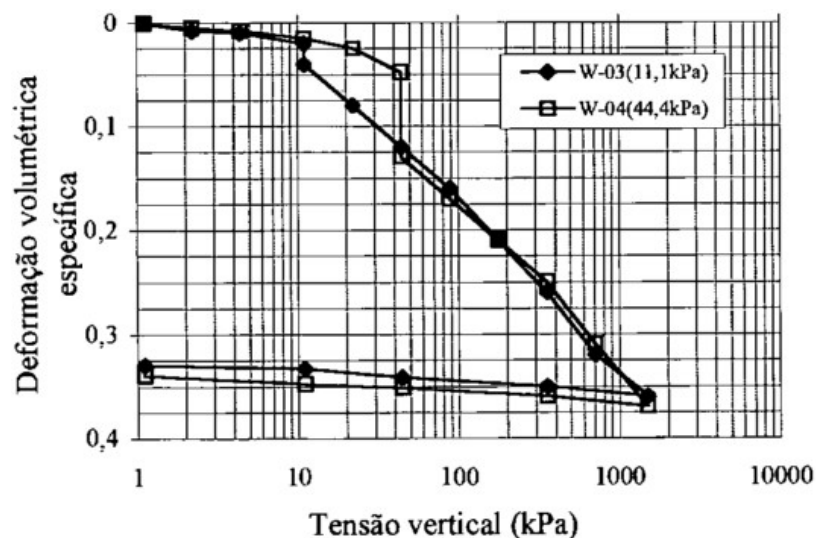


Figura 2.9. Gráfico de deformação volumétrica vs. tensão vertical obtido por meio do ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundados a 11,1 kPa e a 44,4 kPa (Futai, 1997).

2.4. Comportamento dos solos colapsáveis em provas de carga *in situ*.

A possibilidade de inundação de qualquer tipo de solo é praticamente inevitável, uma vez que pode se dar naturalmente (devido às chuvas) ou acidentalmente (devido a vazamentos de linhas de água subterrâneas). Dependendo da causa da inundação, esta pode ocorrer a partir da parte superior ou inferior do solo colapsável. Escoamento superficial e percolação da água da chuva, bem como irrigação e drenagem ineficiente, são alguns exemplos de inundação que pode ocorrer a partir da parte superior da camada. Ascensão no lençol freático e ascensão capilar de água no mesmo são causas de saturação do fundo. A camada de solo colapsável pode ser submetida à inundação local devido a vazamentos a partir de piscinas, reservatórios de armazenamento subterrâneo e linhas de água e de esgotos, entre outros. Durante a vida útil de uma estrutura assente em solos colapsáveis, existe uma alta possibilidade de molhagem do solo de fundação e portanto de experimentar colapso induzido por inundação (Tahsin, 2011).

Segundo Cintra (2004), na condição não-inundada, a curva carga *vs* recalque de uma prova de carga não é única, pois a forma da curva depende da sucção matricial (ψ_m) atuante no solo no início do ensaio. Para valores mais altos da sucção matricial, no início do ensaio, diminui-se a deformabilidade e aumenta-se a capacidade de carga. Para valores mais baixos da sucção matricial, aumenta-se a deformabilidade e diminui-se a capacidade de carga. Portanto, tem-se uma família de curvas carga *vs* recalque, conforme o valor da sucção matricial no início do ensaio (Figura 2.10). Na condição pré-inundada (sucção matricial nula), tem-se uma curva carga *vs* recalque “crítica”, com a maior deformabilidade e a menor capacidade de carga.

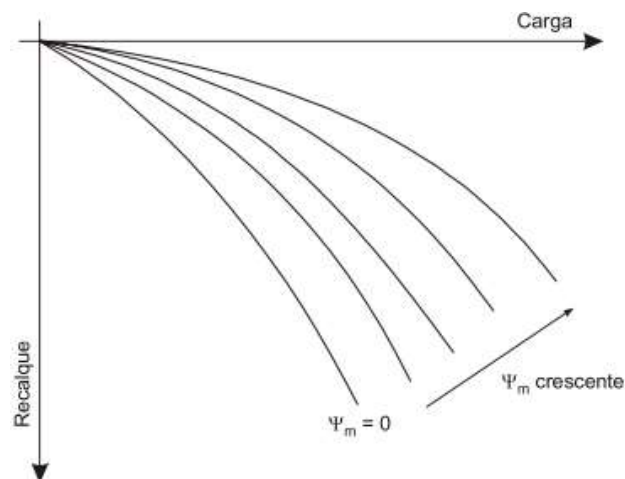


Figura 2.10. Família de curvas carga *vs* recalque para diferentes valores da sucção matricial média no solo (Cintra, 2004).

Para um controle mais adequado das variáveis que controlam o comportamento dos solos não saturados, vários autores realizaram provas de carga, monitorando a sucção e a

umidade no solo (Costa, 1999; Macacari, 2001; Vianna, 2005; entre outros). O comportamento típico observado pode ser ilustrado pelos resultados de Costa (1999). Nesse caso, realizaram-se diversas provas de carga sob diferentes condições de sucção ao longo do ano em São Carlos, SP, usando uma placa circular de 0,80 m de diâmetro, posicionada a 1,50 m de profundidade (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

A Figura 2.11 mostra os resultados obtidos para o solo inundado em diferentes condições de sucção. Como esperado, a sucção provoca enrijecimento do solo, aumento da capacidade de carga e aumento dos recalques por colapso, ao observar-se que estes correspondem, para uma determinada tensão, à diferença de ordenadas entre o solo numa determinada sucção e o solo saturado.

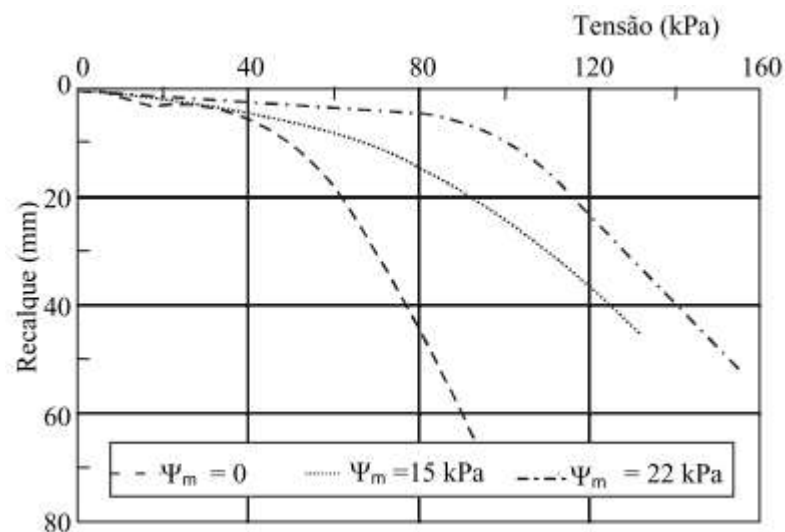


Figura 2.11. Resultados de provas de carga com monitoramento de umidade e de sucção (Costa, 1999)

Os solos colapsáveis respondem de forma diferente antes e depois da inundação, como pode ser visto na Figura 2.12. A figura mostra uma resposta típica da curva carga-recalque para uma placa apoiada no solo colapsável (saturado e não saturado). Esta figura pode explicar a causa do recalque excessivo da fundação durante a inundação do solo colapsável. De acordo com Grigoryan (1997), citado por Tahsin (2001), fundações suportando uma estrutura em solo colapsável não saturado, experimentam recalques, de acordo com a curva de carga-recalque no estado não saturado. Se o solo colapsável inicialmente não saturado é sujeito a uma inundação completa (alcançando 100% de grau de saturação) sob uma dada pressão de fundação, a base vai experimentar recalque adicional, que é a distância vertical entre as curvas saturada e não saturada à uma pressão de fundação dada (Figura 2.12). A pressão sob a qual o solo é sujeito à inundação é denominada pressão de inundação. Na Figura 2.12, ΔH_{100} , ΔH_{200} e ΔH_{300} são a

quantidade de colapso ou recalques devido à inundação somente sob as pressões de inundação (σ) de 100, 200 e 300 kPa, respectivamente. Para um dado tipo de solo, pode notar-se que quanto maior seja a pressão de inundação, maior vai ser a quantidade de colapso (Tahsin, 2011).

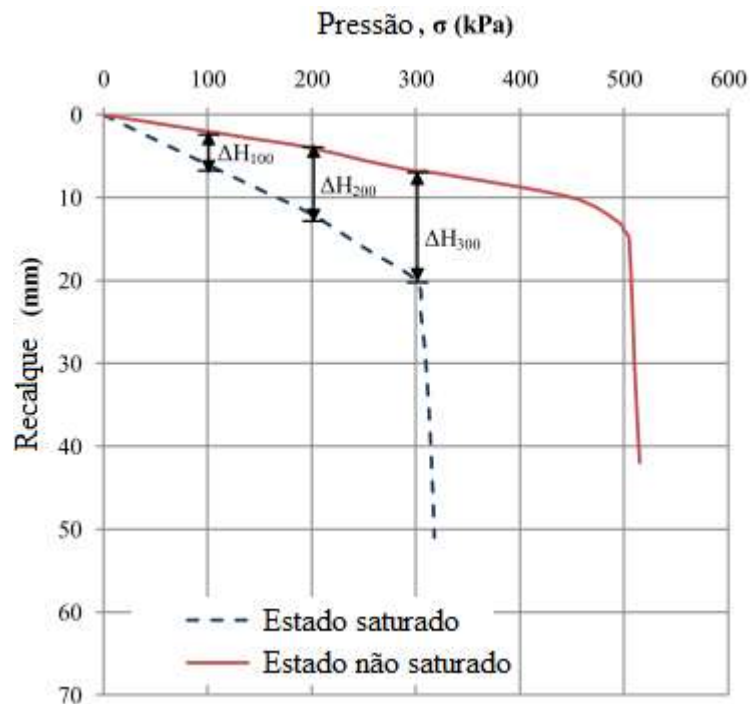


Figura 2.12. Curvas típicas de carga-recalque de uma placa apoiada em solos colapsáveis em estados saturado e não saturado (Tahsin, 2011, tomado de Grigoryan, 1997).

Em primeiro lugar, a inundação provoca um aumento gradual da compressibilidade do solo, o que também é relatada por Fredlund e Rahardjo em 1993, citado por Tahsin (2011). Na condição inicial não saturada, o solo colapsável pode apresentar apenas uma pequena variação de volume devido à carga externa aplicada. Por outro lado, o solo saturado colapsável recalca mais do que o não saturado, sob uma pressão constante. Em segundo lugar, a inundação provoca diminuição da capacidade de carga. No exemplo dado na Figura 2.12 o solo colapsável não saturado pode suportar uma pressão de 500 kPa, enquanto que, o mesmo solo pode suportar apenas 300 kPa, depois da inundação. Pode-se perceber que a falha imediata da fundação pode ser ocasionada pela inundação do solo, se a pressão de inundação ultrapassa a resistência do solo na condição saturada (Tahsin, 2011).

Para os solos colapsáveis, a quantidade de colapso (em termos de recalque por colapso, ΔH , ou mudança no índice de vazios, Δe , depende da pressão de inundação (σ). A Figura 2.13 apresenta o efeito da pressão de inundação (em termos de pressão confinante) sobre a mudança no índice de vazios (que expressa a quantidade de colapso), durante a redução da sucção matricial (375 a 0 kPa), como resultado da inundação. Pode-se perceber que diferentes pressões

de inundação fazem com que o mesmo solo (com o mesmo índice de vazios inicial) atinja diferentes índices de vazios finais, após totalmente saturado (sucção matricial nula).

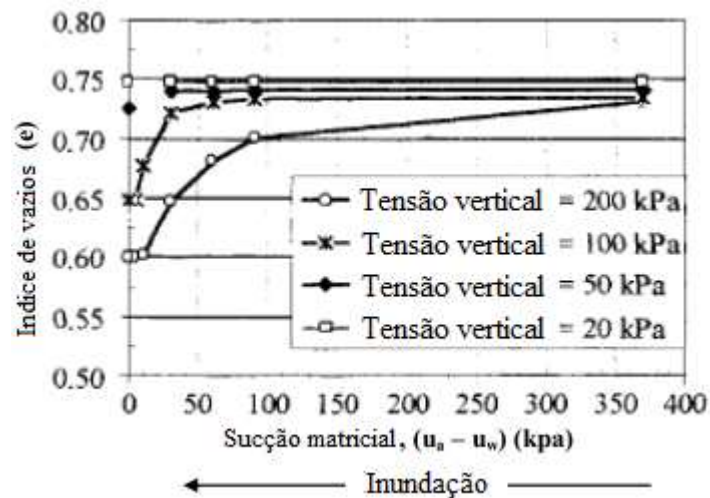


Figura 2.13. Mudanças no índice de vazios durante a saturação (Pereira and Fredlund, 2000)

Na Figura 2.13, o solo sob tensão vertical de 20 kPa (altamente poroso e estável), não apresentou uma redução de volume durante a inundação, pois a pressão de inundação não foi suficiente para romper os laços de cimentação que conferem resistência ao colapso. Com o aumento da tensão vertical, aumenta-se a magnitude do colapso no solo. Em um programa experimental, Nouaouria *et al.* (2008), citado por Tahsin (2011), observou que um maior recalque por colapso é esperado sob maior pressão de inundação, para um determinado solo. A partir da Figura 2.14, também é possível notar que o recalque por colapso é diretamente proporcional à pressão de inundação, até certo limite.

Quando a pressão de inundação é baixa, o solo pode não apresentar uma redução do volume até que o solo alcance um grau relativamente elevado de saturação, como pode ser visto na Figura 2.13. Segundo Nouaouria *et al.* (2008), este fato pode ser explicado de acordo com os conceitos de ligações dentro dos grãos de solo. Até que uma parcela significativa da força de ligação devida à sucção matricial seja perdida, depois do solo atingir um certo grau de saturação, as ligações (incluindo ligação de silte, argila, etc., e a resistência de união remanescente devido a sucção matricial) podem manter a estrutura original sob a pressão de inundação aplicada. Se a pressão de inundação for alta (por exemplo, no caso de 200 kPa de pressão vertical na Figura 2.13), o volume diminui desde o início da saturação.

Nota-se que, elevadas pressões de inundação, levam a maiores colapsos iniciais do que baixas pressões de inundação.

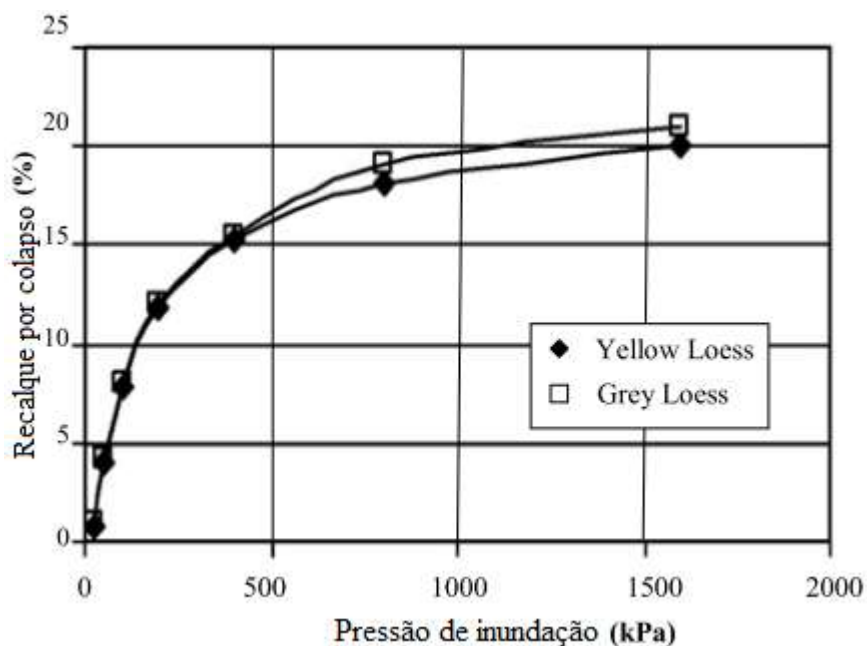


Figura 2.14. Efeito da pressão de inundação na deformação por colapso (Nouaouria *et al.*, 2008).

2.5. Danos estruturais produto do colapso do solo de fundação por inundação

Os solos colapsáveis são solos não saturados, submetidos a um determinado estado de tensão, que sofrem considerável redução de volume quando submetidos a um eventual processo de umedecimento. As deformações são de tal grandeza que as obras assentes sobre terrenos formados por estes solos não são capazes de resisti-las, sem que apresentem algum dano (Neto, 2004).

O fenômeno do colapso tem-se mostrado como causa de vários danos em obras de engenharia, tais como: canais, aterros, obras de construção civil (fundações), cortes rodoviários e túneis. Um histórico de vários casos registrados na literatura brasileira e internacional é relatado em Cintra (1998).

Quando o solo, por qualquer razão, é submetido a um aumento no grau de saturação há uma diminuição da coesão aparente do solo, resultando em recalques adicionais não previstos.

Os danos podem variar de algumas rachaduras nas edificações a recalques de grandes proporções, que podem comprometer a estabilidade da superestrutura. Na Figura 2.15 é apresentado um exemplo de dano nas estruturas, produto do colapso do solo por umedecimento.



Figura 2.15. Exemplo de dano nas estruturas produto do colapso do solo por umedecimento (<http://www.azgs.az.gov/>)

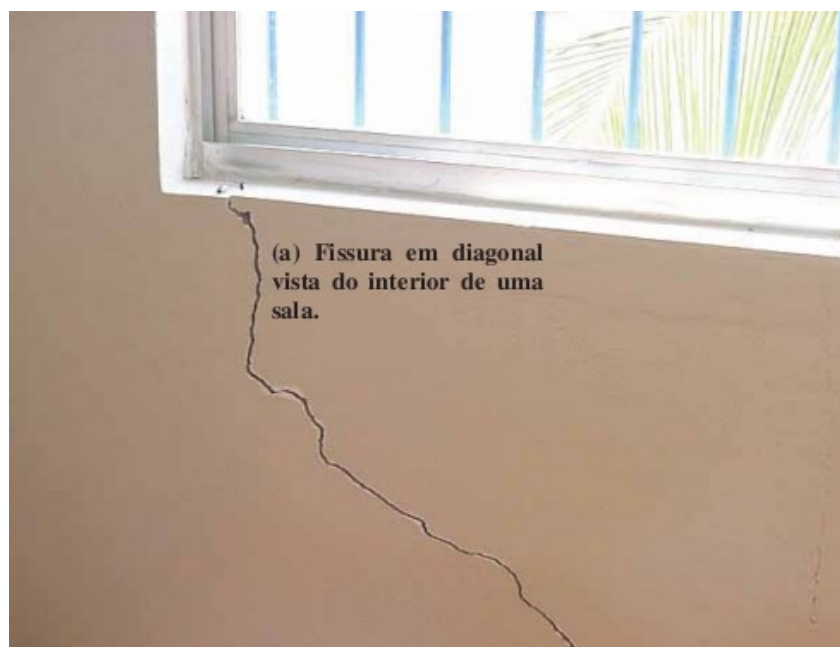
No Brasil, Vargas (1951) fez a primeira menção à existência do problema em construções residenciais ao citar que: “a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo tem sido tradicionalmente um problema de fundação”, pois “a construção de edifícios sobre essa argila, mesmo com tensões admissíveis reduzidas nas sapatas, tem resultado em recalques que, na maioria das vezes, são suficientemente grandes para trincar a alvenaria de tijolos”. Porém, não foi feita associação desses recalques com a infiltração de água, embora naquela época, já se ouvissem “crônicas de casas residenciais que tinham trincado e recalcado depois que ocorrera ruptura de encanamento de água” (Vargas, 1993). Silveira e Souto Silveira (1963) assinalam que um grande número de casas em São Carlos, SP, apresentam danos e trincas, também sem deduzir que a causa era a infiltração de água. Foi Vargas (1970) quem faz essa correlação pela primeira vez, ao mencionar que “no solo poroso do interior de São Paulo, um simples vazamento de esgoto pode provocar o recalque por colapso nas fundações de uma casa pequena” (Cintra, 2004).

Cintra (2004) relata o caso das intensas chuvas que ocorreram no interior do Estado de São Paulo, em 1995. A Defesa Civil catalogou algum tipo de dano em cerca de 4.000 edificações na cidade de Araraquara, SP, onde foi registrada precipitação de 135 mm no dia 31/1 e de 660 mm em 10 dias de chuvas ininterruptas. O mesmo autor apresenta o caso ocorrido em Terra Roxa, PR, quando uma forte tempestade precipitou 155 mm em 4 h, causando sérios danos em construções: rachaduras de alvenaria com aberturas de até 100 mm, inclinação de paredes, ruptura de muros, rompimento de canos de água e de esgoto, ruptura de vigas de concreto, desaprumo de janelas, quebra de vidros e azulejos, emperramento de portas e rachaduras extensas no solo.

Aragão e Melo (1982) relatam o caso do Conjunto habitacional Massangano, localizado no município de Petrolina, PE, onde 600 residências recém construídas apresentaram danos devido ao colapso. Apresentam também um estudo detalhado destinado ao tratamento das residências já construídas, bem como a elaboração de especificações construtivas para as novas construções (Neto, 2004).

Caso semelhante ao de Aragão e Melo (1982) é apresentado por Souza *et al.* (1995), onde relatam o projeto de reassentamento numa área rural do município de Petrolândia, por consequência da construção da barragem de Itaparica, e os danos observados nas residências recém construídas. Apresenta também os estudos de laboratórios realizados e as soluções adotadas tanto na recuperação quanto nas novas construções (Neto, 2004).

Ferreira (1995) apresenta uma série de estudos de laboratório e de campo para compreensão do mecanismo de variações volumétrica em um solo colapsável e um solo expansivo. O local utilizado como campo experimental corresponde ao lugar da Escola Agrícola no município de Petrolândia, onde muitos dos novos anexos que compõem o colégio foram construídos durante a estação seca e foram interditados por consequência de extensas fissuras geradas após a estação chuvosa. Na Figura 2.16 estão ilustrados exemplos típicos de danos observados nas construções locais, caracterizados por rachaduras diagonais (a) devido a recalques diferenciais, muitas das quais se estendem do piso (b) ao teto (c) (Neto, 2004).



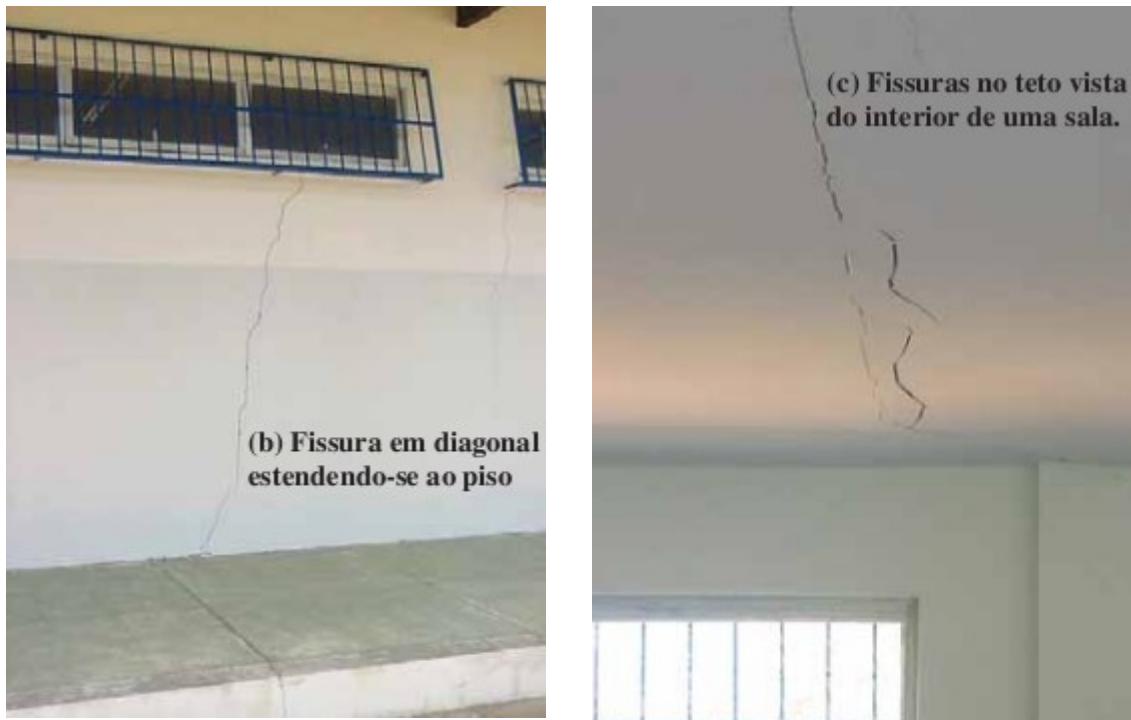


Figura 2.16. Exemplos de danos provocados por colapso do solo no município de Petrolândia (Neto, 2004).

Outro caso no Brasil de danos em edificações devido ao colapso do solo por saturação ocorreu no município de Pereira Barreto (SP), após o enchimento do reservatório da UNE Três Irmãos. A construção desta barragem e o subsequente enchimento do reservatório elevaram significativamente o lençol freático, causando colapso do solo em algumas áreas. Desde a década de 80 foram realizados muitos trabalhos de campo e de laboratório para determinar o potencial de risco associado às edificações existentes no local (Rodrigues, 2007).

A posição do nível de água após o enchimento do lago, os dados cadastrais levantados na cidade e os estudos geotécnicos realizados, levaram a consciência de que os impactos provocados pela colapsividade do solo não afetariam todas as edificações da área urbana. As construções mais susceptíveis ao colapso estariam, portanto, situadas na borda do futuro lago, onde se previa que o lençol freático ficaria com profundidades de 0 a 5 m (Rodrigues, 2007).

Segundo Albuquerque Filho *et al.* (1987), citado por Rodrigues (2007), o monitoramento efetuado sistematicamente desde 1987 até o final do ano de 1994, acrescido de algumas medições executadas posteriormente, mostrou elevações no lençol freático de até cerca de 20 metros, induzindo: o desabamento de paredes de poços sem revestimentos, recalques no solo e danos a edificações. A Figura 2.17 ilustra os danos de edificações localizadas às margens do lago de Três Irmãos, após o enchimento do lago e a subsequente ascensão do lençol freático em Pereira Barreto.



Figura 2.17. Avarias de construções localizadas as margens do lago Três Irmãos. (Rodrigues, 2007)

O caso de colapso mostrado na Figura 2.18, ocorreu na faixa de pedestres desde o Big Box da CLN 408 para residência estudantil “Colina” da UnB, DF. No local existem dois registros de esgoto que aparentemente apresentaram vazamentos, os quais levaram ao aumento da umidade no solo, provocando a diminuição da sucção, e consequente diminuição da resistência entre as partículas, o que culminou nos desníveis e trincamentos apresentados. O líquido percolante também poderia ter influenciado na magnitude dos danos apresentados.





Figura 2.18. Desníveis e craqueamento, produto do colapso do solo por infiltração de água (Foto: Raimundo, 2016).

Outro caso real de dano estrutural devido à infiltração de água em um terreno de características colapsíveis aconteceu na região de Bauru, SP. Produto de um vazamento no espelho d'água que existia na praça central (Figura 2.19) a água infiltrou-se no solo de fundação e provocou recalques de tal magnitude que foram desenvolvidos sérios danos nos quatro pilares centrais, levando à ruptura do concreto e parte da armadura superior das vigas de ligação, Figura 2.20 (Ferreira *et al.*, 2015).



Figura 2.19. Vista do espelho d'água, próximo ao pilar P₁₃₇ (Ferreira *et al.*, 2015).



a) Vista de dano na ligação do pilar P₁₃₆ com a viga.

b) Vista do destacamento do concreto.

Figura 2.20. Danos nas estruturas provocados pelo vazamento da água no espelho de água (Ferreira *et al.*, 2015).

De acordo com Ferreria *et al.*, (2015) é importante considerar em projetos de engenharia, com fundações implantadas em solos colapsáveis, o efeito indesejável e nocivo do colapso do solo suporte provocado por eventuais infiltrações de água.

Embora os danos provocados pelo colapso geralmente não resultem em perdas de vidas ou em grandes custos por evento, como ocorre em terremotos, os custos acumulados por manutenção corretiva das estruturas e das fundações são substanciais.

Embora sejam escassas as informações envolvendo custos de recuperação, vários são os exemplos na literatura brasileira de danos em obras envolvendo solos colapsáveis (Neto, 2004).

2.6. Estratigrafia típica do Distrito Federal

A região do Distrito Federal apresenta-se recoberta por um manto de solo detrito-laterítico de idade Terciária-Quaternária constituída principalmente de latossolos vermelhos-amarelos. A espessura desta cobertura é bastante variada, em função da topografia, da cobertura vegetal e da rocha de origem, podendo variar de centímetros a dezenas de metros (Guimarães, 2002).

O alto grau de intemperismo e lixiviação foi responsável pela formação deste solo, o que conduziu à formação de uma estrutura bastante porosa, metaestável, com altos índices de vazios e, conseqüentemente, baixos pesos específicos, chamado pelos geotécnicos locais de “argila porosa” (Guimarães, 2002).

Esta camada de argila porosa apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} m/s), similar à permeabilidade de solos granulares finos. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada colapso (Guimarães, 2002).

Segundo Ortigão (1993), citado por Guimarães (2002), ao longo da diretriz projetada para o Metrô do DF, Asa Sul, verificou-se que a argila porosa apresenta espessura variável com intervalo de 20 a 30 m, em geral com nível d’água profundo, sendo em alguns casos encontrado a 5,0 m de profundidade, como acontece na extremidade da Asa Sul. O término da camada de argila porosa é identificado claramente nas sondagens à percussão pelo aumento significativo do N_{SPT} , quando ocorre o contato com o solo saprolítico subjacente.

Para o desenvolvimento desta pesquisa foi considerada como representativa do Distrito Federal a estratigrafia do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB). Dito Programa dispõe de valiosa informação geotécnica obtida de sondagens, ensaios de campo, ensaios de laboratório e provas de carga sobre fundações superficiais e profundas. O CEGUnB situa-se no Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – DF, conforme apresentado na Figura 2.21.

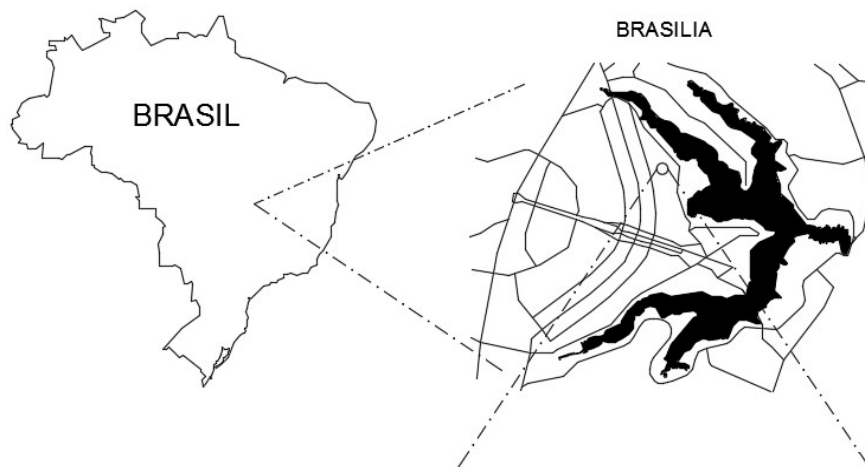




Figura 2.21. Localização do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB).

Mota (2003) cita que o perfil de solo do CEGUnB mostra basicamente três horizontes bem distintos (

Figura 2.22.). De acordo com a autora, até 12 m de profundidade máxima atingida nas sondagens no CEGUnB, não foi verificada presença d'água.



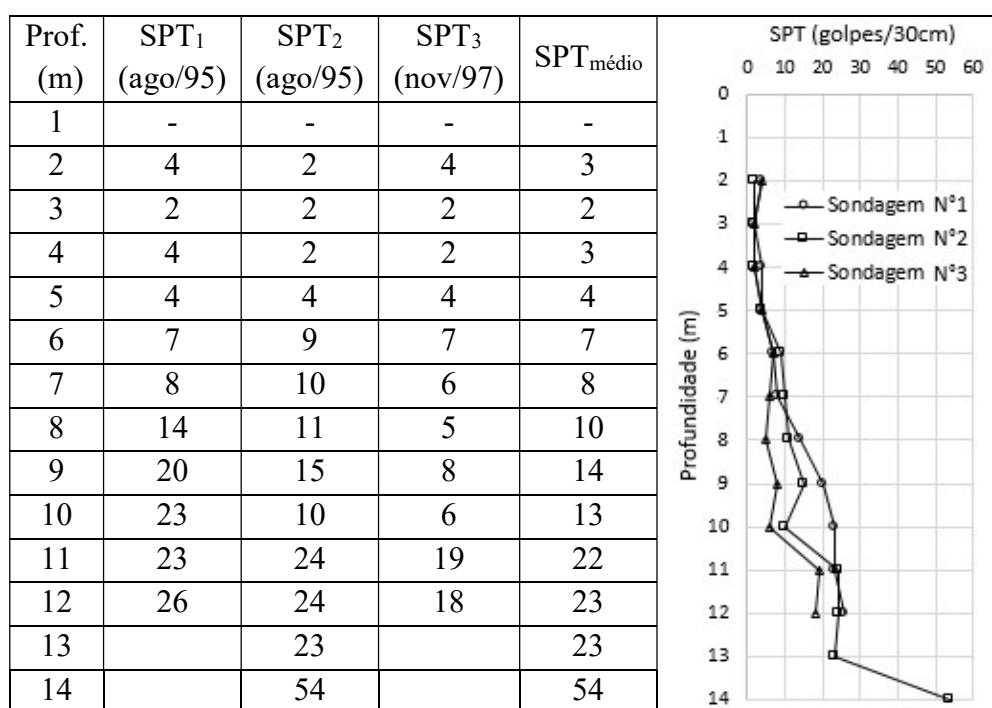
Figura 2.22. Perfil do CEGUnB, de acordo com Mota (2003).

Onde:

$N_{méd}$ - Número médio de golpes necessários à cravação do amostrador SPT, $T_{méd}$ – Torque médio, $q_{c,méd}$ - Resistência de ponta média do ensaio CPT, $f_{s,méd}$ - Resistência média por atrito lateral do ensaio de CPT.

Sales (2000) realizou três furos de sondagem SPT em distintas datas no CEGUnB, os quais são apresentados e descritos na Tabela 2.4.

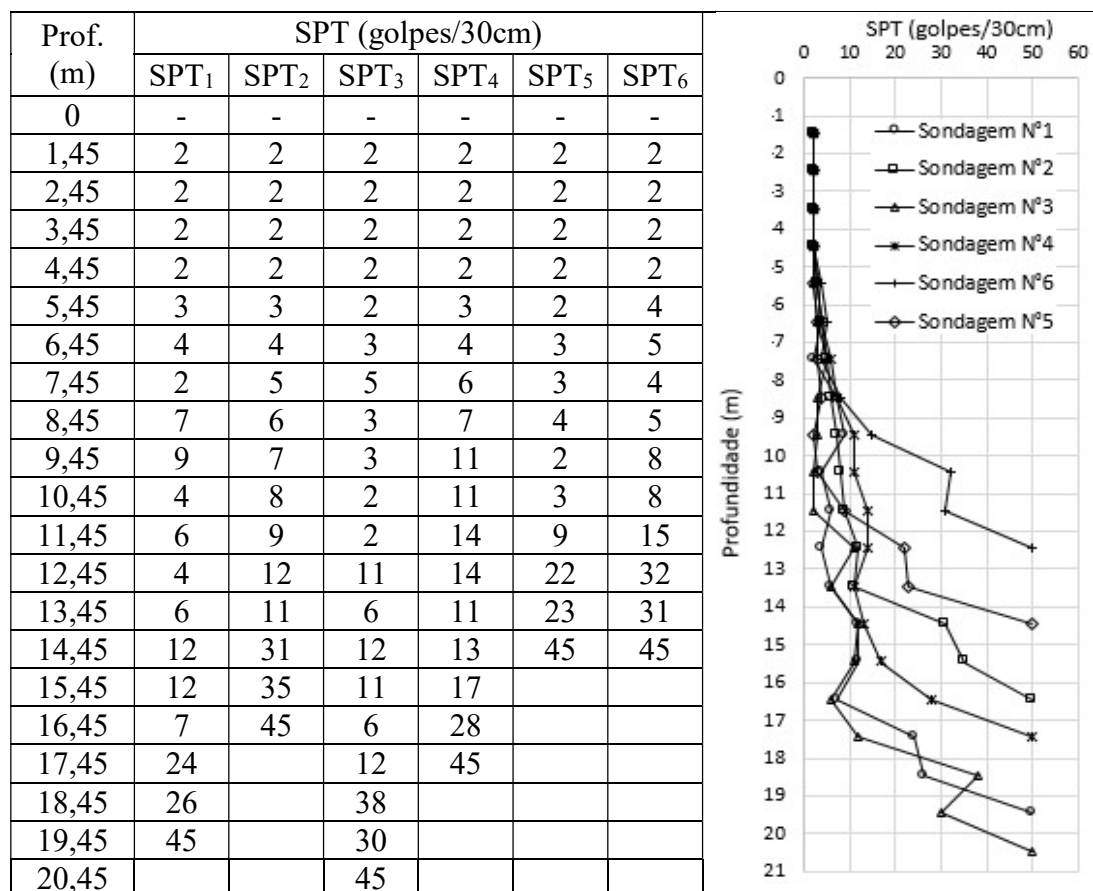
Tabela 2.4. Furos de sondagem SPT no CEGUnB (modificado-Sales, 2000).



P.S. : Nível d'água não encontrado em todos os furos.

Segundo o relatório realizado por Coelho (2013), nos meses de setembro e outubro de 2013, durante a etapa de investigação geotécnica do prédio Casa do Professor, localizado a 50 m ao Sul do CEGUnB, foram realizados 6 furos de sondagens que atingiram profundidades de até 20,45 m. Nos 6 furos de sondagens também não foi encontrado o nível d'água. Os resultados são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Resultados dos ensaios de penetração SPT feitos na Casa do Professor.



De acordo com Alves (2009), a profundidade do solo impenetrável ao SPT na área da UnB varia de 10 a 20 m, coincidindo com os valores de N_{SPT} maiores que 40 golpes, apresentados anteriormente na Tabela 2.5. Com 20 m de profundidade, o solo da Asa Norte encontra-se em quase toda sua extensão com valores de N_{SPT} maiores que 40, incluindo-se a área da UnB.

Mota (2003) e Guimarães (2002) apresentam um estudo detalhado da obtenção de parâmetros geotécnicos do CEGUnB mediante análise comparativa entre parâmetros estimados através de ensaios de campo e os obtidos em laboratório, levando-se em consideração a variação sazonal nos ensaios de campo.

2.6.1. Parâmetros de classificação do solo.

Guimarães (2002) realizou ensaios de caracterização a cada 1,0 m de profundidade para a identificação das propriedades dos solos do CEGUnB, a Tabela 2.6 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos (CD granulometria com defloculante e SD sem defloculante).

Tabela 2.6. Propriedades do solo do CEGUnB obtidas por 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)	10,20	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	18,60	18,75	18,47
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
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	3,40
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
I _p (%)	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
SUCS CD	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	CL	ML
SUCS SD	SM	SM	SM	SM	ML	ML	ML	ML	CL	CL

2.6.2. Perfis de umidade e a dinâmica da sucção

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), em regiões de clima tropical ocorrem constantemente solos na situação não saturada, principalmente na região denominada de zona ativa, a qual compreende a superfície terrestre e a zona freática. O centro-oeste brasileiro, onde está localizada a cidade de Brasília, é um exemplo clássico desse tipo de região que apresenta durante o ano situações bastante distintas quanto ao regime pluviométrico, uma época mais chuvosa (outubro a março) e outra mais seca (abril a setembro). Nessa região, a sazonalidade é bastante evidenciada.

Para estudo dessa sazonalidade, perfis de umidade natural do solo do CEGUnB foram determinados em diferentes épocas e ao longo de vários anos por diversos autores citados por Camapum de Carvalho *et al.* (2015), entre eles, Perez (1997), Jardim (1998), Sales (2000) e Guimarães (2002). Na Figura 2.23 e apresentado o perfil de umidade vs. profundidade no CEGUnB determinado por Guimarães (2002).

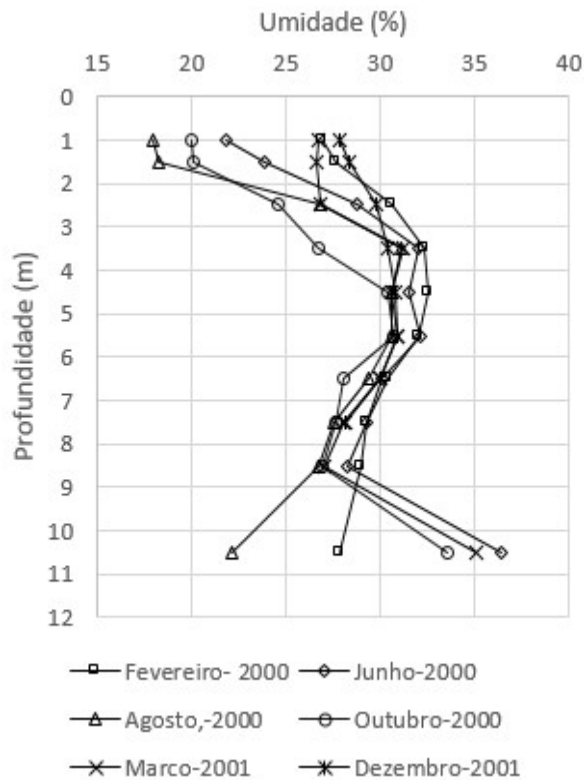


Figura 2.23. Perfis de umidade vs. profundidade no CEGUnB (Guimarães, 2002).

Pode-se perceber que as variações sazonais da umidade do solo mais expressivas foram observadas nos primeiros três metros de profundidade do perfil de solo, verifica-se que as variações que ocorrem no topo devem-se a ciclos de precipitação e evaporação. Há uma tendência comum entre 3,0 e 8,0 m com pequenas variações de 2 a 4 % no horizonte de solo residual laterítico, zona estável. Entre 9,5 a 11,0 m ocorrem discrepâncias nas umidades, passando-se a grandes variações no horizonte de solo saprolítico, sendo que estas variações se devem ao acúmulo de água no período chuvoso e à perda de umidade na estação seca.

As variações sazonais dos teores de umidade resultam em uma grande variação de sucção ao longo do perfil de solo. Para se conhecer a variação de sucção, é importante conhecer as curvas características de retenção de água ao longo do perfil de solo.

Segundo Guimarães (2002) a determinação das curvas características para o perfil de solo do CEGUnB teve como objetivo permitir a determinação indireta da sucção nos ensaios de laboratório e campo. Nessa pesquisa foi utilizada a técnica do papel filtro, com medidas de sucção matricial e total.

A Figura 2.24 mostra as curvas características de retenção de água obtidas para as diferentes profundidades do perfil do solo.

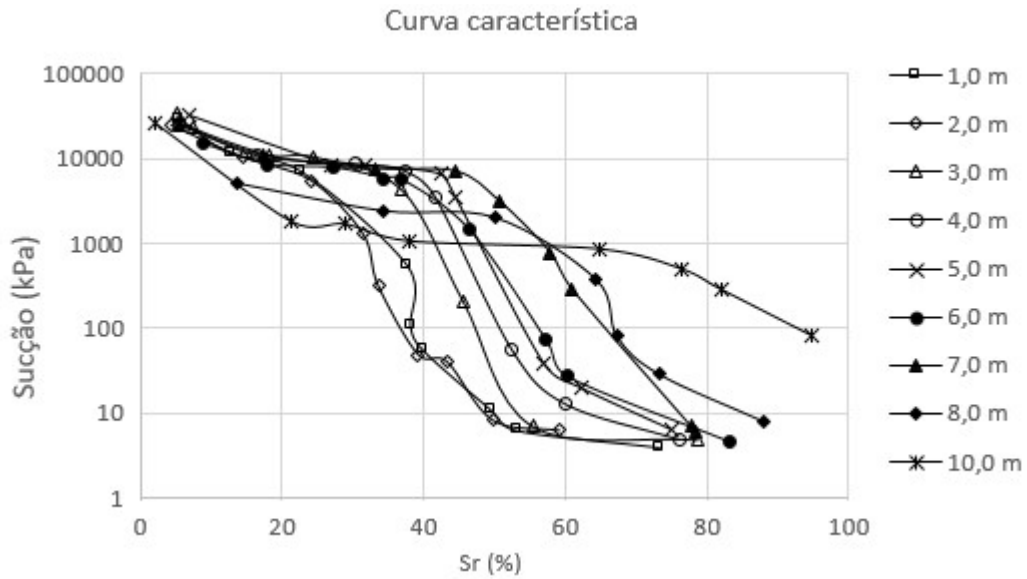


Figura 2.24. Curvas características do solo do CEGUnB (Guimarães, 2002).

A partir dos perfis de umidade natural e das curvas características de retenção de água para cada uma das profundidades, é possível obter os perfis de sucção do solo em diferentes épocas do ano, Figura 2.25. De acordo com o perfil de umidade, as grandes variações de sucção ocorrem para os três primeiros metros, faixa correspondente à zona ativa do solo (Camapum de Carvalho *et al.* 2015).

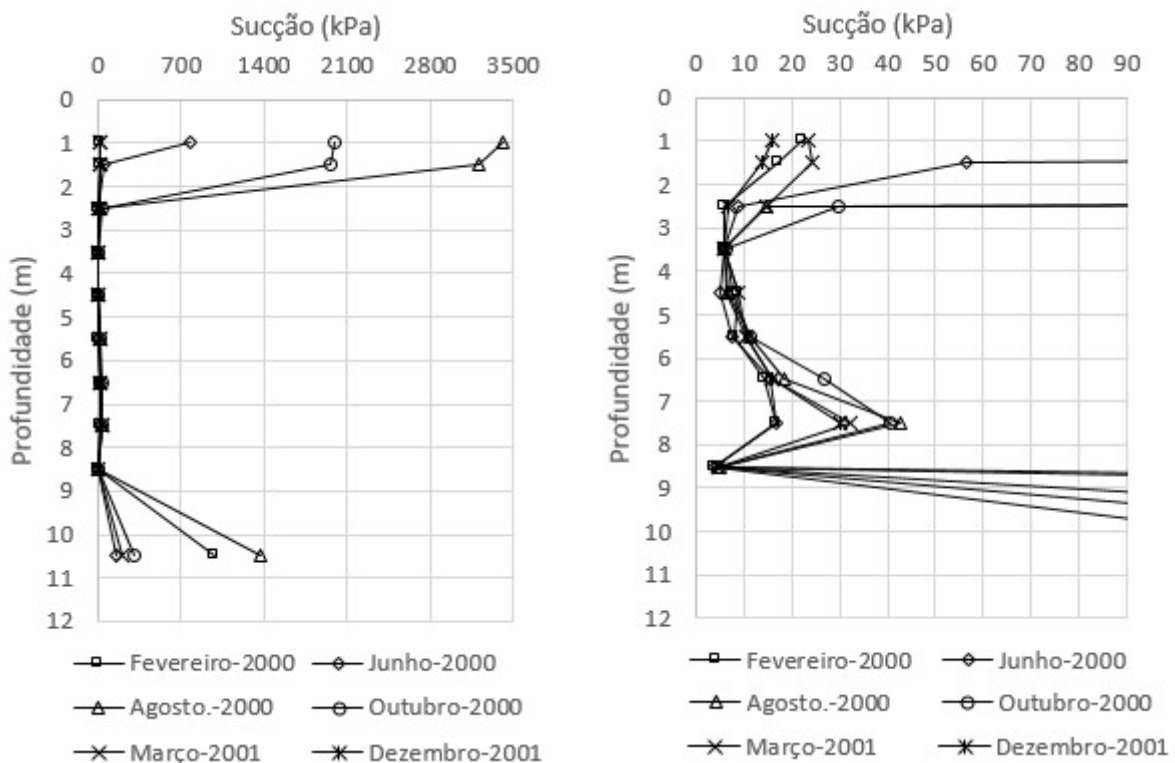


Figura 2.25. Perfis de sucção vs. profundidade no CEGUnB (Mota, 2003).

2.6.3. Coeficiente K_0 no laboratório

A Tabela 2.7 apresenta os resultados dos ensaios de compressão triaxial tipo K_0 , obtidos ao longo da profundidade para as condições de umidade natural e saturada do solo do CEGUnB. Destaca-se que na metodologia adotada pela empresa brasileira Eletrobras Furnas, o corpo de prova é montado sobre base e pedra porosa, ambas saturadas, o que permite a sua absorção de água influenciando assim os valores de K_0 . Portanto os valores de K_0 obtidos para o solo natural não correspondem exatamente à umidade do solo “in situ” (Guimarães, 2002).

De forma geral, verifica-se uma tendência de aumento de K_0 com a profundidade, ficando a maioria dos valores compreendidos entre 0,40 e 0,60. Os valores de K_0 do solo estudado, com exceção da profundidade 6,0 m, estão dentro da faixa citada por Pinto (2000), situada entre 0,40 e 0,50 para as areias, e entre 0,50 e 0,70 para as argilas (Guimarães, 2002).

Tabela 2.7. Valores de K_0 para o CEGUnB (Guimarães, 2002).

Condição	Profundidade (m)						
	2	3	4	6	8	9	10
Natural	0,405	0,433	0,473	0,448	0,686	0,537	0,635
Saturada	0,364	0,416	0,425	0,442	0,543	0,528	0,526

2.6.4. Parâmetros de deformação

Guimarães (2002) realizou ensaios edométricos visando à obtenção dos parâmetros de compressibilidade e colapso do solo do CEGUnB. Os ensaios foram realizados utilizando-se amostras indeformadas retiradas de dois poços: no poço 1, as amostras foram retiradas nas profundidades de 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8 m, enquanto que, no poço 2, a 6, 9 e 10 m de profundidade. De forma a evitar ao máximo o amolgamento das amostras, foram utilizados anéis de moldagem específicos.

Foram realizados, para cada amostra coletada, um ensaio edométrico “convencional”, realizado de acordo com a norma, e um ensaio edométrico “simples” conforme o procedimento recomendado por Jennings e Knight (1975). No ensaio edométrico “convencional” as amostras foram saturadas após o primeiro carregamento (5 kPa), e carregada até atingir uma tensão de 800 kPa. No ensaio edométrico “simples” a amostra foi carregada com teor de umidade natural até atingir uma tensão de 200 kPa, após qual fez-se a saturação do corpo de prova e em seguida, prosseguiu-se o carregamento até 800 kPa.

Foi adotado após a aplicação do carregamento inicial de 5 kPa (ou 12,5 kPa), os estágios de carregamento de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa para o ensaio edométrico convencional e 12,5, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa para o ensaio edométrico simples (Guimarães, 2002).

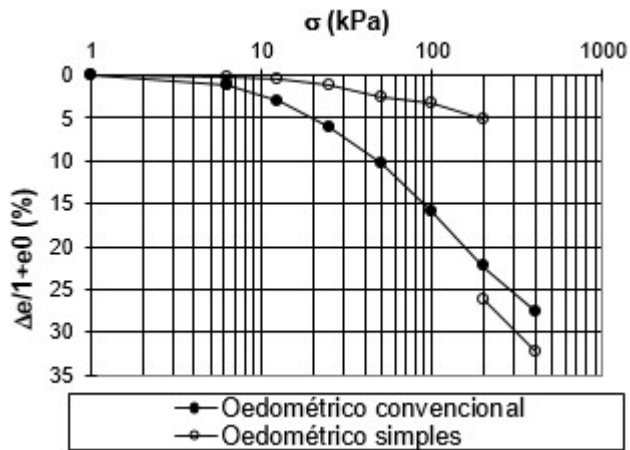
A Tabela 2.8 e Tabela 2.9 contém os principais parâmetros apresentados pelo solo estudado ao longo da profundidade para o caso do ensaio de adensamento “convencional” realizada na condição saturada e para o caso do ensaio de adensamento “simples” ou com teor de natural até 200 kPa, respectivamente. A Figura 2.26, mostra os resultados das curvas de compressibilidade.

Tabela 2.8. Resultados dos ensaios de adensamento “convencional” ou saturados (Guimarães, 2002).

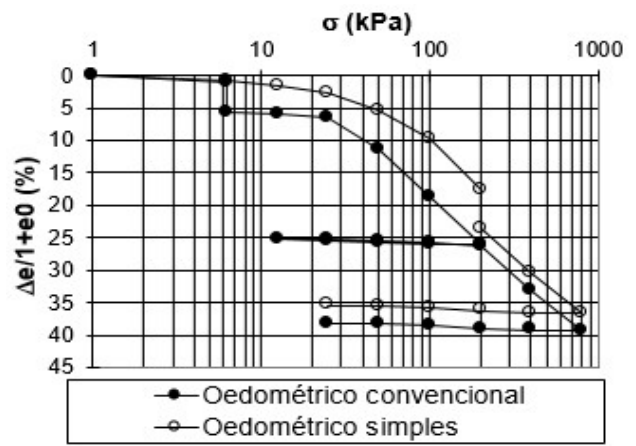
Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cc	0,518	0,626	0,484	0,502	0,484	0,452	0,319	0,249	0,078	0,115
Cs	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,016	0,017	0,014	0,030	0,048
$\sigma'Pa$ (kPa)	30	33	81	57	80	100	89	107	150	156
$\sigma'Po$ (kPa)	13	27	42	56	71	85	101	119	137	154
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	0,9	0,9	1,1	1,0
$e_{inicial}$	1,70	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96
e_{final}	0,95	0,67	0,75	0,74	0,79	0,58	0,72	0,76	0,99	1,00
$W_{inicial}$ (%)	28,4	29,2	27,1	25,6	25,0	19,4	20,4	18,0	28,8	31,3

Tabela 2.9. Resultados dos ensaios de adensamento “simples” ou em condições de teor de umidade natural até 200 kPa (Guimarães, 2002).

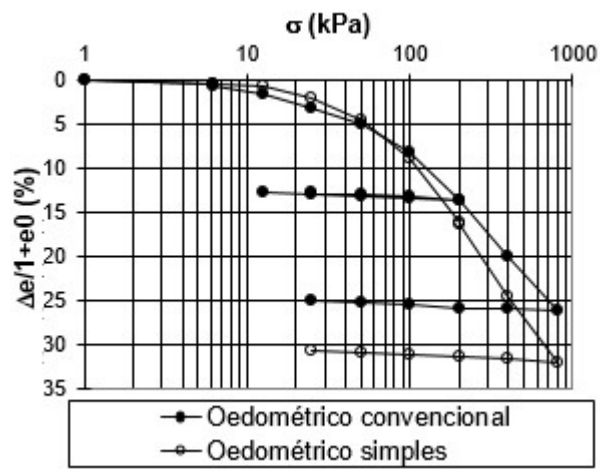
Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cc	0,530	0,596	0,603	0,515	0,588	0,458	0,328	0,270	0,100	0,123
Cs	0,043	0,024	0,021	0,020	0,019	0,017	0,018	0,023	0,045	0,044
$\sigma'Pa$ (kPa)	105	60	70	47	101	118	103	110	175	156
$\sigma'Po$ (kPa)	13	27	42	56	71	85	101	119	137	154
OCR	7,69	2,22	1,67	0,84	1,42	1,39	1,02	0,92	1,27	1,0
$e_{inicial}$	1,68	1,71	1,35	1,38	1,37	1,20	1,17	0,96	0,94	0,93
e_{final}	0,82	0,75	0,63	0,66	0,80	0,77	0,54	0,77	0,85	0,88
$W_{inicial}$ (%)	28,0	27,5	27,2	25,2	24,2	20,1	20,1	17,3	-	30,5



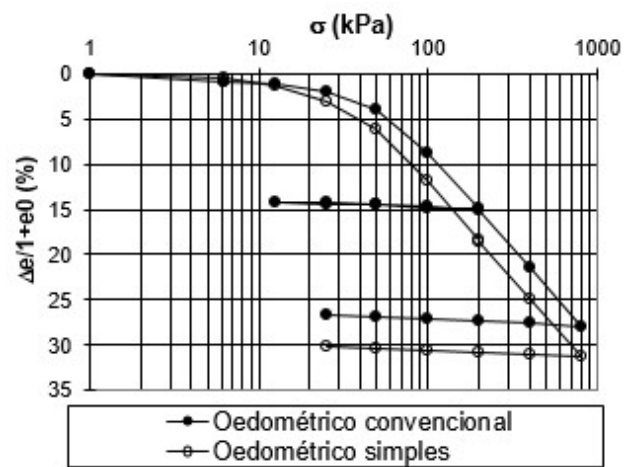
a) Profundidade: 1,0 m.



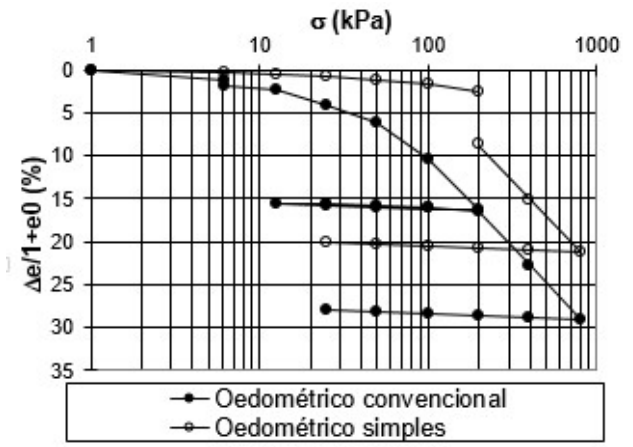
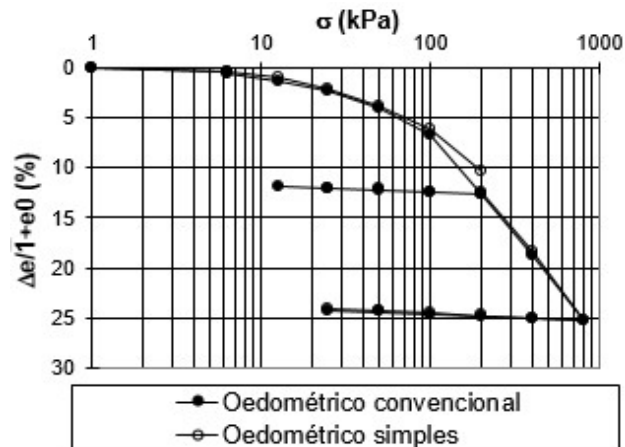
b) Profundidade: 2,0 m



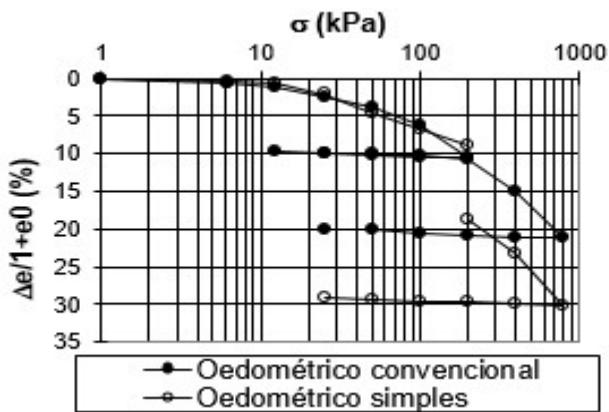
c) Profundidade: 3,0 m.



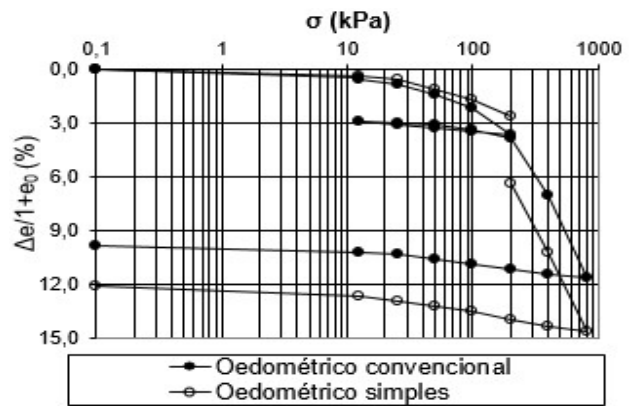
d) Profundidade: 4,0 m.



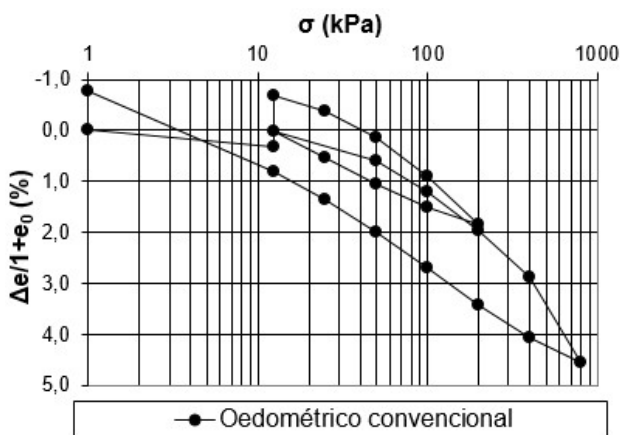
e) Profundidade: 5,0 m.



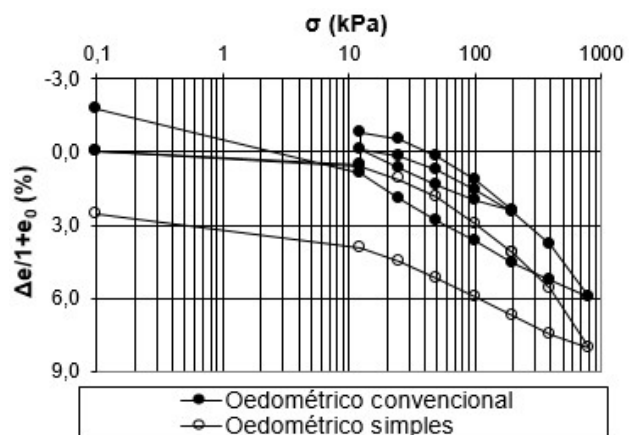
f) Profundidade: 6,0 m.



g) Profundidade: 7,0 m.



h) Profundidade: 8,0 m.



i) Profundidade: 9,0 m.

j) Profundidade: 10,0 m.

Figura 2.26. Curvas de compressibilidade (Guimarães, 2002)

2.6.5. Parâmetros de resistência

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, realizados por Guimarães (2002) no CEGUnB, a várias profundidades. Por meio desses ensaios, buscou-se a definição dos parâmetros de resistência do solo, ou seja, a definição da coesão e do ângulo de atrito para as condições de umidade natural e saturadas.

Os ensaios de compressão triaxial consolidados não drenados (CU) foram realizados em corpos-de-prova adensados em duas condições: isotropicamente e anisotropicamente, sendo que, para ambas, foram feitos ensaios com corpos de prova na umidade natural e saturados por percolação e contra-pressão. Dessa forma, tem-se: sob condições isotrópicas, ensaios CUNat e CUSat, e anisotrópicas, com a relação tensão confinante/tensão axial = K_0 , ensaios do tipo CK_0UNat e CK_0USat .

As tensões confinantes de ensaio foram iguais a 98, 196 e 392 kPa para as amostras provenientes de 8 e 10 m, e 49, 98 e 196 kPa para as demais amostras.

Na Tabela 2.10 são apresentados os parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais CU, em condições de umidade natural, para as profundidades de 2, 4 e 6 m, e dos ensaios triaxiais CK₀U, em condições naturais, para as profundidades de 8 e 10 m.

Tabela 2.10. Parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais em condições naturais (Guimarães, 2002).

Prof. (m)	Nº Prova	e _o	w _o (%)	Sr _{inicial} (%)	γ _d (kN/m ³)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	G _s	c' (kPa)	φ' (°)
2,0	1	1,74	21,7	34,2	10,00	12,17	16,35	2,74	4	37
	2	1,74	21,9	34,5	0,998	12,18	16,34			
	3	1,56	22,3	39,1	10,68	13,07	16,79			
4,0	1	1,24	24,2	51,6	11,81	14,67	17,40	2,65	12	36
	2	1,44	24,2	44,7	10,87	13,51	16,81			
	3	1,35	24,6	48,2	11,27	14,04	17,05			
6,0	1	1,02	19,8	51,1	13,02	15,59	18,06	2,63	20	39
	2	1,06	20,3	50,3	12,74	15,33	17,89			
	3	1,06	20,8	51,4	12,73	15,38	17,88			
8,0	1	0,88	25,7	77,8	14,21	17,86	18,90	2,68	75	21
	2	0,89	26,1	78,6	14,18	17,88	18,89			
	3	0,86	25,9	80,5	14,37	18,10	19,00			
10,0	1	1,03	33,0	98,9	13,85	18,41	18,93	2,81	22	23
	2	1,02	30,6	84,3	13,92	18,18	18,97			
	3	1,02	27,8	77,1	13,96	17,85	19,00			

Na Tabela 2.11 são apresentados os parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais CU, em condições saturadas, nas profundidades de 2, 4 e 6 m, e dos ensaios triaxiais CK₀U, em condições saturadas, nas profundidades de 8 e 10 m.

Tabela 2.11. Parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais em condição saturada (Guimarães, 2002).

Prof. (m)	Nº Prova	e _o	w _o (%)	Sr _{inicial} (%)	γ _d (kN/m ³)	γ _{nat} (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	G _s	c' (kPa)	φ' (°)
2,0	1	1,61	21,5	36,4	10,47	12,72	16,65	2,74	0	26
	2	1,56	23,7	41,7	10,72	13,25	16,80			
	3	1,61	21,4	36,4	10,49	12,74	16,66			
4,0	1	1,25	24,2	51,2	11,76	14,61	17,32	2,65	1	26
	2	1,28	24,1	49,8	11,61	14,41	17,22			
	3	1,30	24,5	50,0	11,53	14,35	17,17			
6,0	1	1,04	20,6	52,2	12,90	15,56	17,98	2,63	22	17
	2	1,09	20,6	49,4	12,53	15,11	17,58			
	3	1,13	21,6	50,3	12,34	15,01	17,64			

8,0	1	0,87	25,5	78,4	14,31	17,96	18,97	2,68	3	26
	2	0,88	25,1	76,3	14,22	17,80	18,91			
	3	0,86	25,8	80,4	14,39	18,11	19,02			
10,0	1	1,03	32,2	88,1	13,88	18,35	18,95	2,81	20	24
	2	1,01	30,3	84,6	14,03	18,28	19,05			
	3	1,02	31,0	85,9	13,96	18,29	19,00			

2.6.6. Provas de carga

Guimarães (2002) realizou cinco provas de carga, em diferentes épocas do ano, no CEGUnB, em estacas escavadas mecanicamente (0,3 m de diâmetro e 7,25 a 7,85 m de comprimento), com simultânea obtenção dos perfis de umidade e de sucção (determinada pela técnica do papel-filtro) ao longo do ano, seguindo as recomendações da norma ABNT-MB 3472 (1990).

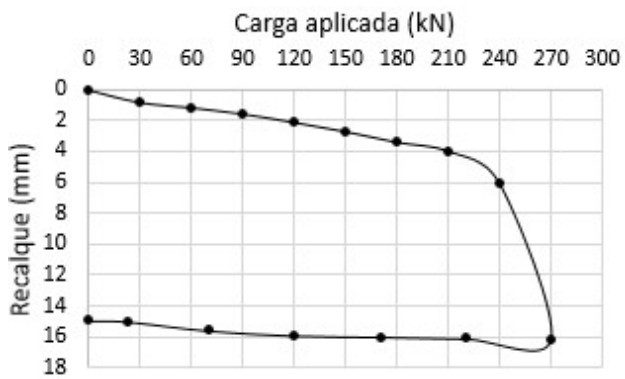
Para as leituras dos deslocamentos foram utilizados seis extensômetros, quatro no topo e dos nas laterais, e para a leitura da carga aplicada foi utilizada uma célula de carga com capacidade para 500 kN. Após a estabilização de cada estágio de carga, com exceção do último carregamento, foram feitas as leituras da instrumentação. No caso do último carregamento foram feitas leituras em diversos tempos (1 h, 2 h, 3 h, ... 12 h). Além disso, a temperatura ambiente foi monitorada para verificar a sua influência na instrumentação.

A aplicação de cargas foi feita com macaco hidráulico com capacidade de 1000 kN reagindo contra uma viga metálica, sendo que a célula de carga foi instalada entre o macaco e a viga de reação.

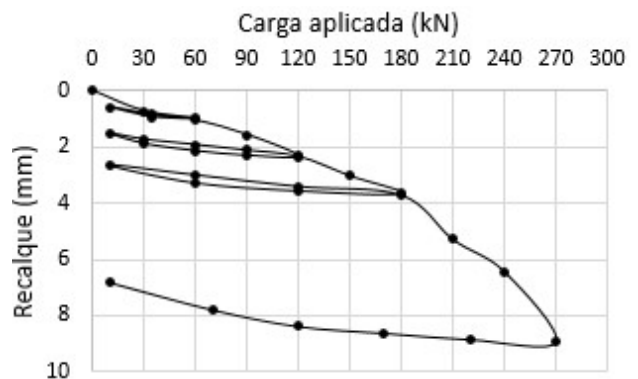
A Tabela 2.12 apresenta as características das estacas e os resultados obtidos em cada prova de carga, a Figura 2.27 apresenta as curvas carga vs. deslocamento, e a Figura 2.27.f as curvas carga vs. deslocamento das diversas provas de carga.

Tabela 2.12. Características das estacas e resultados obtidos nas provas de carga (Guimarães, 2002).

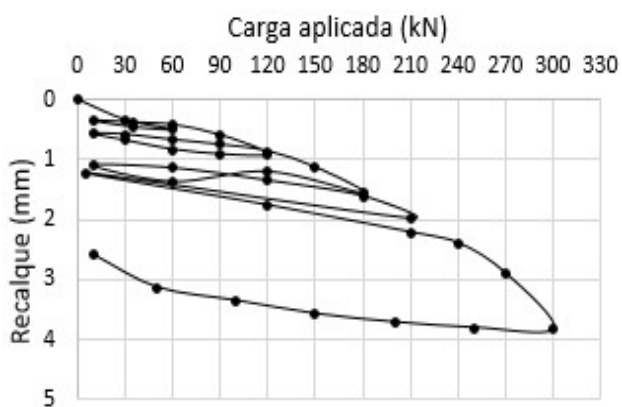
Prova de carga N°	Data	Estaca N°	Comprimento (m)	Carga máxima aplicada (kN)	Deslocamento máximo (mm)
1	Fev 2000	1	7,65	270	16,10
2	Jun 2000	5	7,85	270	9,42
3	Ago 2000	2	7,25	300	3,82
4	Out 2000	3	7,80	240	8,71
5	Mar 2001	4	7,30	210	6,82



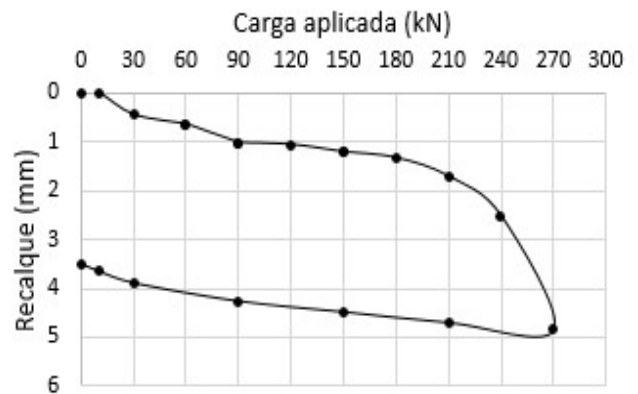
a) Prova de carga 1 – Estaca 1.



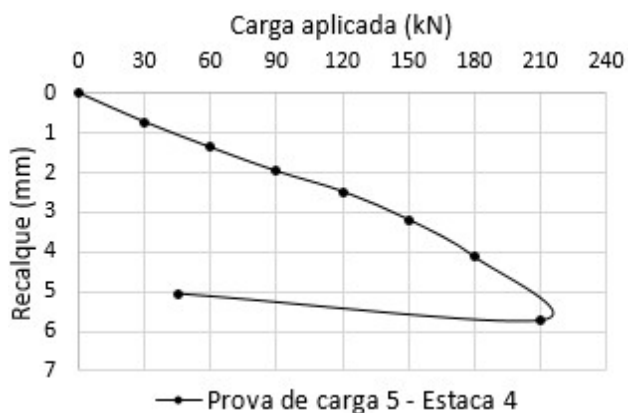
b) Prova de carga 2 – Estaca 5.



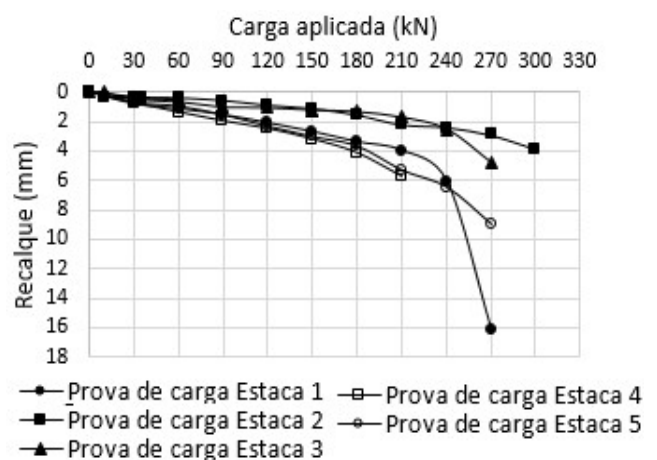
c) Prova de carga 3 – Estaca 2.



d) Prova de carga 4 – Estaca 3.



e) Prova de carga 5 – Estaca 4.



f) Provas de carga Estaca 1 a 5.

Figura 2.27. Curvas carga vs. deslocamento (modificado-Guimarães, 2002).

Constata-se uma variação na capacidade de carga de até 33% (270 a 360 kN), embora as principais variações de umidade e de sucção ao longo do ano tenham ocorrido de modo mais intenso apenas até 3,0 m de profundidade.

A prova de carga feita na estaca N°1 foi instrumentada por Guimarães (2002) a cada 0,5 m de profundidade. Na Figura 2.28 são apresentados os resultados da distribuição de esforços

ao longo da estaca em função do carregamento aplicado. Verifica-se que a carga é toda transferida pelo fuste, sendo a contribuição da ponta menor que 1%, ou seja, desprezível.

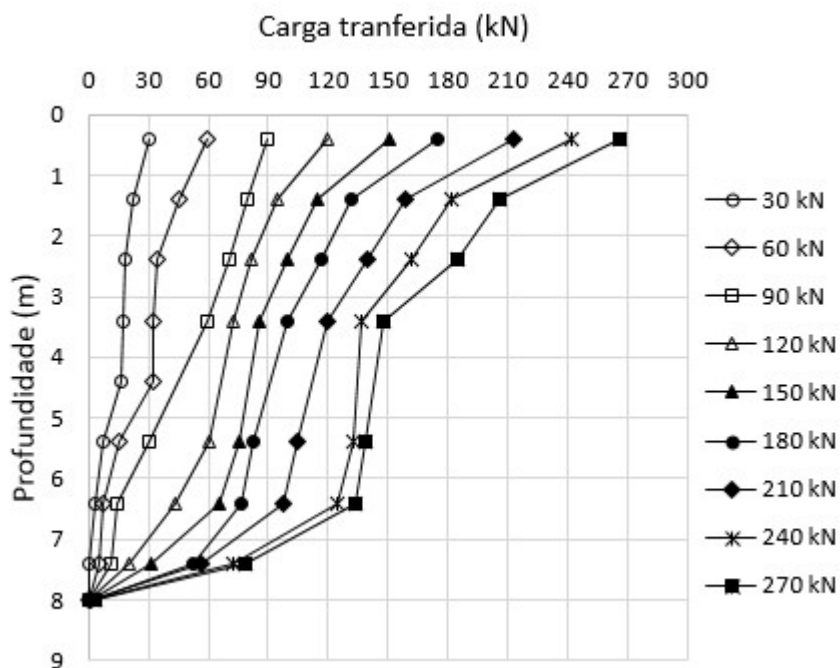


Figura 2.28. Transferência de carga ao longo da profundidade – Estaca 1 (Guimarães, 2002).

De acordo com Guimarães (2002), pode se afirmar que para pequenos deslocamentos, as estacas escavadas assentes na camada de solo poroso do Distrito Federal, irão mobilizar totalmente o atrito lateral. Além disso, afirma que as empresas de fundações do DF costumam desprezar a parcela de resistência de ponta de estacas escavadas com diâmetro menor que 60 cm, pois geralmente a base do furo fica com material solto.

Ferreira (1998) realizou provas de cargas em estacas instrumentadas moldadas in loco (apiloadas), no campus de Bauru, SP, e verificou que era necessário gerar grande deslocamento para a mobilização da resistência de ponta, e afirma que este fato pode ser devido à queda de solo no furo antes da concretagem.

Peixoto em 2001, citado por Guimarães (2002), analisou dados de provas de carga realizadas por Albuquerque (2001), em estacas escavadas e instrumentadas no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp, Campinas, SP, e verificou que a parcela de ponta praticamente não foi mobilizada.

Sales (2000) realizou nove provas de carga em vários tipos de fundações assentes na camada colapsável do CEGUnB, sendo seis provas de carga realizadas em condições naturais de teor de umidade do solo local e as outras três executadas após um período de 48 h de

inundação prévia. Entre os tipos de fundações ensaiados encontra-se uma estaca isolada e uma sapata ou radier isolado.

Segundo Sales (2000), o tempo de inundação adotado (48 h) foi suficiente para elevar a saturação dos dois primeiros metros de solo. Além disso, a inundação só da camada superior simula melhor os eventos danosos em obras reais, como: temporais de grande intensidade, vazamentos de tubulações rasas de água, acúmulo de águas servidas ou enxurradas em pontos localizados, vazamento de reservatórios enterrados, etc.

A Figura 2.29 mostra a comparação dos perfis de umidade e saturação do solo, antes e depois da inundação. Observa-se que a inundação provocou uma razoável elevação do teor de umidade e do grau de saturação, mas não foi capaz de atingir a saturação completa do solo devido a sua grande permeabilidade.

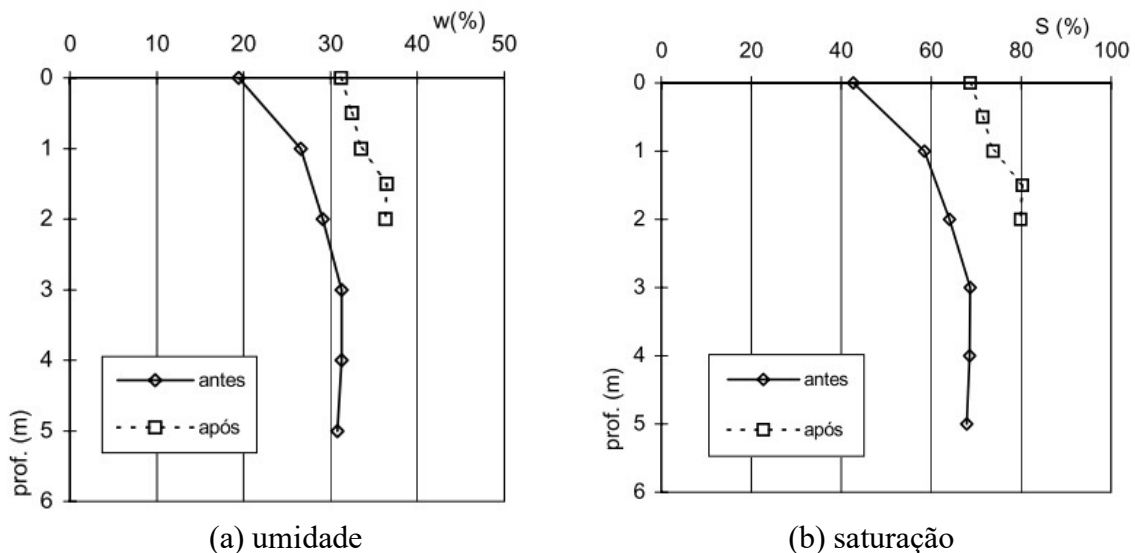


Figura 2.29. Alteração do perfil de umidade e saturação com o processo de inundação (Sales, 2000).

Todas as provas de carga realizadas por Sales (2000), foram do tipo “Estática Rápida – QML”, onde a carga máxima foi atingida após vinte ou mais incrementos de carga. O tempo de espera em cada estágio foi de 15 min. Esta forma de prova de carga foi adotada por se tratar de um solo com alta permeabilidade e não-saturado, não havendo a possibilidade de geração de um excesso de poropressão que influenciasse os resultados. Nos testes pré-inundados, um longo tempo de ensaio, bem maior que 15 minutos, certamente alteraria as condições de teor de umidade do solo existentes no início do teste, o que afetaria o resultado do mesmo.

A seguir são apresentados e analisados os resultados das provas de carga feitas por Sales (2000), em uma sapata isolada e em uma estaca isolada, ambas nas condições de umidade natural e inundada.

a) Prova de carga em sapata.

Nesta prova de carga posicionou-se a sapata (placa de concreto) de 1 m de comprimento, 1 m de largura e 15 cm de espessura no fundo de uma cava quadrada com 80 cm de profundidade, e iniciou-se o teste com carregamento centrado, tomando-se as leituras do deslocamento na base do macaco (denominada de centro, referindo-se aos deslocamentos do perímetro de um cilindro metálico e rígido de 10 cm de raio, posicionado entre o macaco hidráulico e a sapata) e a uma distância de 7,5 cm de cada uma das arestas concorrentes da sapata (denominadas de canto).

A Figura 2.30 apresenta o resultado da prova de carga na sapata isolada em condições naturais de umidade e em condições pré-inundada, para os valores de recalque medidos no centro da sapata. Nota-se que o processo de inundação reduziu em aproximadamente 40% (de 150 para 90 kN) a capacidade de carga estimada.

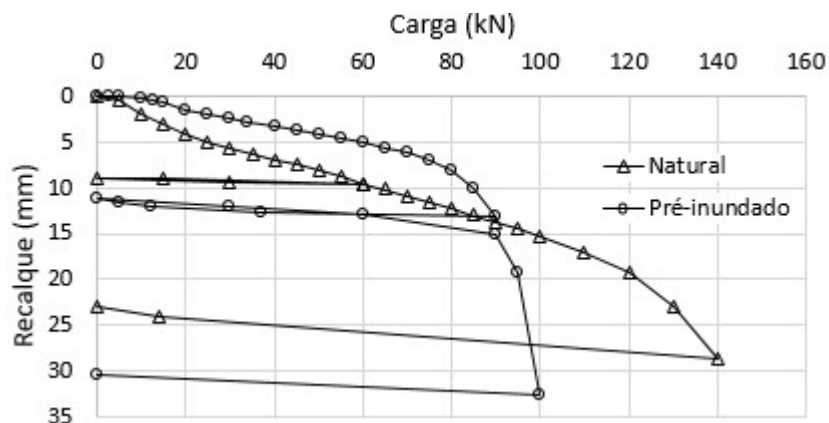


Figura 2.30. Prova de carga na sapata isolada em condições naturais de umidade e em condições pré-inundada (Sales, 2000)

Um fato inesperado, entretanto, refere-se à rigidez da sapata (inclinação da curva carga-recalque). Esperava-se uma redução da rigidez, ao contrário do aumento observado. Este fato, de acordo com Sales (2000) pode ter sido consequência de duas hipóteses:

a) Uma possível variabilidade natural do solo, que é comum em solos desta pedogênese (processo no qual o solo é formado), mas que não foi observada visualmente;

b) A pré-inundação pode ter provocado o colapso, numa certa região sob a sapata, e isto implicaria na redução dos vazios e aumento do peso específico do solo (uma forma de pré-compactação), o que poderia justificar uma resposta mais rígida.

b) Prova de carga em estaca.

Nesta prova de carga, uma estaca isolada com 15 cm de diâmetro e 5 m de comprimento foi ensaiada. Foram monitoradas as cargas atuantes no topo e na ponta da estaca com o posicionamento de duas células de carga, além da célula de registro da carga do macaco hidráulico, Figura 2.31. Nota-se que o processo de inundação provocou uma redução na capacidade de carga da estaca de 52%, embora a rigidez inicial da estaca tenha sido mantida aproximadamente constante.

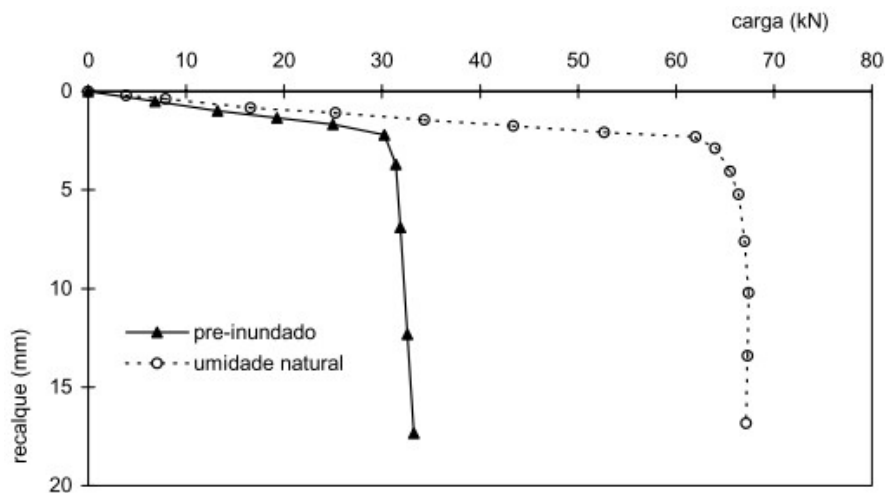


Figura 2.31. Prova de carga de uma estaca isolada em solo sob condições de umidade natural e condições pré-inundada (Sales, 2000).

O decréscimo na capacidade de carga de uma estaca isolada (52%) foi superior ao da sapata isolada (40%), ou seja, o processo de inundação foi mais “efetivo” no caso da estaca. Este fato provavelmente pode ser explicado por ser mais fácil inundar uma fina camada de solo próximo à face da estaca, inclusive pelo caminho preferencial de percolação na interface estaca/solo, do que uma região maior de solo envolvido na zona carregada pela sapata, interferindo mais no mecanismo de mobilização de carga (Sales, 2000).

2.7. Fundações nos solos colapsáveis do Distrito Federal

No Distrito Federal é comum o uso de tubulões ou estacas escavadas tendo como elemento estrutural o concreto (Camapum de Carvalho *et al.*, 2009).

Castillo (2013) afirma que os sistemas de fundações mais comumente empregados em Brasília são as estacas isoladas, grupos de estacas e tubulões.

Soares (2004) descreve a fundação de dois prédios construídos no Distrito Federal. O primeiro trata de um edifício do tipo residencial localizado no Setor de Habitações Coletivas Norte (SHCN), do Plano Piloto de Brasília. As fundações utilizadas foram profundas do tipo estaca hélice contínua em concreto armado. O segundo trata-se de um edifício do tipo comercial e encontra-se localizado no Setor Hoteleiro D de Taguatinga. Nesta obra foram utilizadas fundações profundas do tipo estaca escavada.

Segundo Anjos (2006), pode-se dizer que no Distrito Federal a grande maioria das fundações executadas envolvem estacas escavadas, tubulões e, mais recentemente, estacas do tipo hélice contínua.

Bolaños (2013) analisou o comportamento de grupos de estacas Alluvial Anker no solo do Distrito Federal. Foram realizados ensaios laboratoriais e de campo, inclusive provas de carga em grupos de estacas em verdadeira grandeza, e uma modelagem numérica para o entendimento inicial do comportamento destes tipos de fundações na cidade de Brasília.

Castillo (2013) valida numericamente o uso da técnica de radier estaqueado combinada para pequenos edifícios assentes sobre solo colapsável do Distrito Federal, utilizando como estudo de caso, um projeto real (prédio de quatro andares) localizado no Setor Meireles, na cidade de Santa Maria, no Distrito Federal, que foi inicialmente analisado com a metodologia convencional (grupo de estacas e estacas isoladas).

2.8. Inclusões rígidas como alternativa de fundação no Distrito Federal

No caso do Distrito Federal, onde os primeiros metros de estratigrafia são constituídos por uma camada de argila colapsável, o uso de fundações profundas é amplamente utilizado. As fundações com inclusões rígidas são um tipo de fundação profunda pouco estudadas e que poderiam ser usadas como alternativa de fundação.

2.8.1. Conceitos gerais das inclusões rígidas

As inclusões são elementos de forma cilíndrica ou prismática, desligadas da fundação (radier ou sapata), que podem ser colocadas no solo usando diferentes técnicas (Rodríguez, 2001).

Numa fundação com inclusões rígidas existem quatro componentes que interagem uns com os outros, eles são, Figura 2.32: a fundação (radier ou sapata), a camada de distribuição ou

plataforma de transferência de carga, as inclusões rígidas, os capitéis (opcional) e o solo circundante. Uma solução de fundação com inclusões rígidas deverá incorporar todos estes componentes.

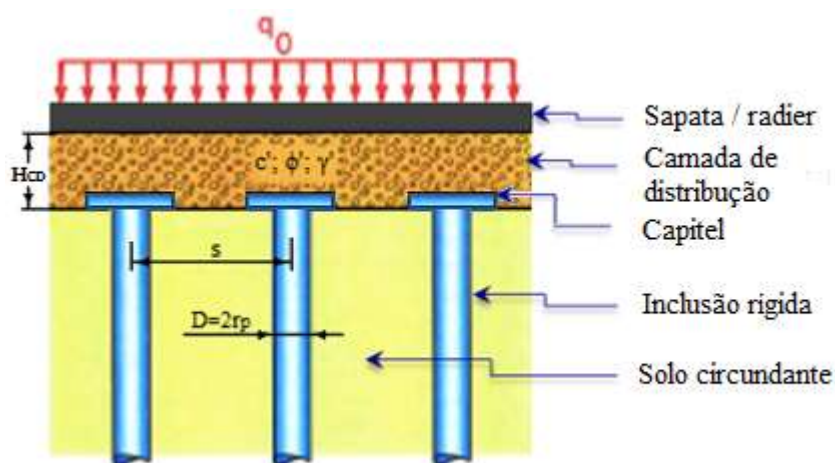


Figura 2.32. Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas (Paniagua, 2013).

Segundo Briançon (2002), existem vários tipos de inclusões rígidas, essas foram resumidas na Tabela 2.13.

Tabela 2.13. Principais tipos de inclusões rígidas (Briançon, 2002).

Tipos de inclusão		E (MPa)	
Inclusões pré-fabricadas	Inclusões de madeira	14000	
	Inclusões de metal	200000	
	Inclusões de concreto	10000-20000 ¹	
Inclusões construídas in-situ	Inclusões de deslocamento e extração	Deslocamento	2000-10000 ²
		Perfuração	
		Perfuração entubada	
		Hélice contínua	
	VCC (<i>Vibro Concrete Column</i>)	10000	
	CMC (Colunas de Módulo Controlado)	500-20000 ²	
Misturada com o solo	<i>Jet grouting</i>	500-1000* força de compressão	
	<i>Deep Soil Mixing</i>	20-200 ³	

¹ Com base no tipo de concreto e armadura.

² Dependendo do tipo de argamassa.

³ Dependendo do tipo de ligante.

A camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga tem a finalidade de transferir a carga da estrutura para as inclusões rígidas. As características geotécnicas e

geométricas desta capa influem na eficácia da transferência, já que conseguem aumentar as tensões na cabeça das inclusões e reduzi-las no solo a ser reforçado. Além disso, a camada de distribuição absorve as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o punção destas no radier e homogeneizando os recalques, garantindo assim um comportamento eficiente da fundação. Segundo Paniagua (2013), esta camada de distribuição geralmente é constituída por um material compactado (granular ou fino de baixa plasticidade), e sua espessura varia de 60 até 120 cm. Para aumentar sua resistência ao cisalhamento, o material pode ser misturado com cimento ou cal.

Na cabeça da inclusão pode se colocar um pequeno radier chamado de capitel, Figura 2.32. O uso de capitel contribui para aumentar a capacidade de carga da cabeça da inclusão e diminuir a possibilidade de punção.

A colocação de geogrelhas ou outros tipos de geossintéticos na camada de distribuição, também contribui para aumentar as tensões nas inclusões e reduzi-las no solo ao redor dessas, devido ao efeito membrana que ocorre quando existem recalques diferenciais mínimos entre a cabeça das inclusões e o solo ao redor (Figura 2.33.a). Além disso, se o geossintético é colocado em vários níveis dentro da camada de distribuição, também contribui para o aumento da rigidez da camada (Figura 2.33 b).

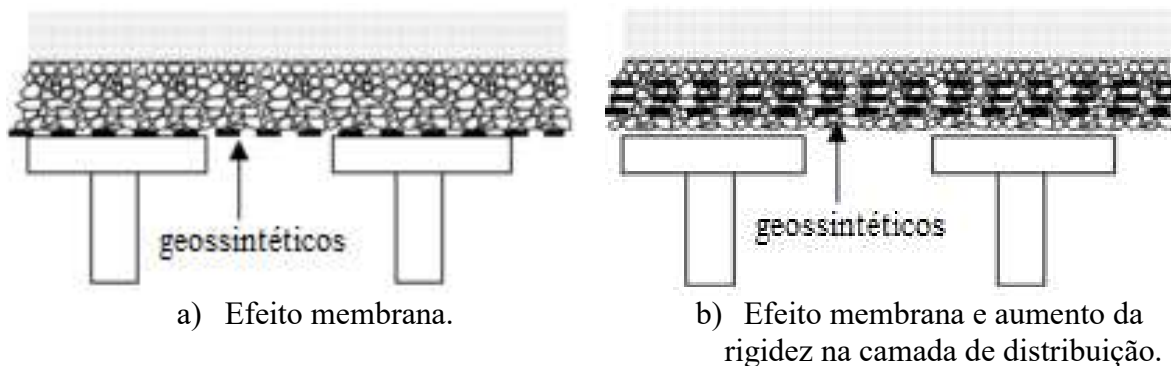


Figura 2.33. Diferentes disposições do reforço de geossintético na camada de distribuição (Briançon *et al.*, 2011)

2.8.2. Forças e tensões desenvolvidas na interação solo-inclusão

A diminuição dos recalques lograda com o uso das inclusões rígidas deve-se à transferência de uma carga significativa suportada pelo o solo a estes elementos. Pode-se considerar, além das tensões de ponta nos extremos, o desenvolvimento de tensões de atrito negativo na parte superior do elemento, e de atrito positivo na parte inferior. Além disso, existe um “ponto neutro” que separa ambas as zonas, e onde os recalques do solo e da inclusão são iguais (Rodríguez, 2001).

Segundo Rodríguez (2001), a análise do comportamento das inclusões pode ser feita de acordo com a teoria de Vesic (1970). Considera-se uma inclusão de diâmetro D , colocada entre as profundidades Z_S e Z_P . A função $Q(z)$ representa a carga axial transmitida ao longo do elemento (Figura 2.34). Q_S e Q_P representam as cargas nas pontas das inclusões às profundidades Z_S e Z_P , respectivamente. A inclinação da função $Q(z)$, dividida pelo perímetro da inclusão (P_P), representa a distribuição dos esforços cortantes sobre o fuste $\tau(z)$.

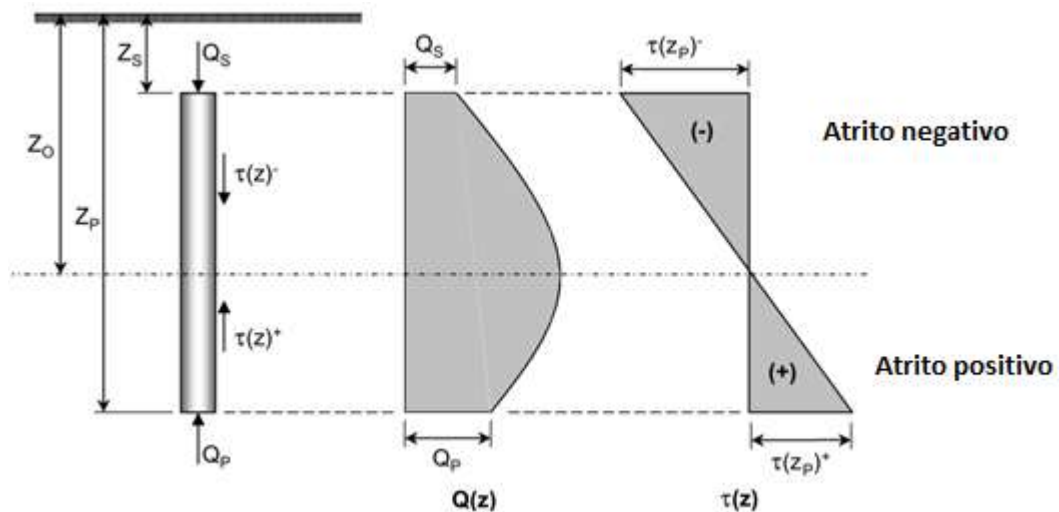


Figura 2.34. Mecanismo de transferência de carga na inclusão (Rodríguez, 2001).

2.9. Modelagem numérica de fundações com inclusões rígidas

As ferramentas de modelagem numérica permitem que o engenheiro geotécnico possa simular estruturas complexas (em termos de geometria e comportamento). Além disso, permitem resolver, de uma maneira aproximada, problemas que não podem ser resolvidos analiticamente.

Em comparação com os métodos simplificados, os modelos numéricos em um meio contínuo, levam em conta toda a configuração da massa de solo, as inclusões rígidas e as interfaces entre os vários componentes. Este tipo de modelagem leva ao cálculo de deslocamentos, pressões e tensões para cada elemento e, além disso, permite considerar o acoplamento hidromecânico sempre que surjam problemas de adensamento (Briançon *et al.*, 2011).

As etapas da construção de uma estrutura que inclui, por exemplo, a fase da instalação do aterro, a colocação de geossintéticos ou capiteis, e a redução do lençol freático, podem ser modelados, tornando possível avaliar o impacto de cada fase de trabalho (Briançon *et al.*, 2011).

A modelagem numérica também permite realizar a verificação em termos de deslocamentos (estado limite de serviço) e ruptura (estado limite último).

Estes métodos fornecem, a partir de um amplo conhecimento do comportamento das diferentes camadas de solos, bem como das inclusões, as interações entre os vários componentes, além de um conjunto de simulações relevantes do desempenho global da estrutura (Briançon *et al.*, 2011).

Eles também são satisfatórios para a realização de estudos paramétricos que necessitam avaliar a sensibilidade de um determinado parâmetro.

Os métodos dos elementos finitos e das diferenças finitas são os mais utilizados na resolução de equações mecânicas envolvendo um meio contínuo (Briançon *et al.*, 2011)

2.10. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é baseado em uma discretização do meio em estudo. Com base em modelos constitutivos dos solos e dos vários materiais dos componentes encontrados no modelo, este método permite simular o comportamento do meio discretizado em termos de esforços e tensões sob o efeito de cargas (Briançon *et al.*, 2011).

A precisão de uma simulação depende da relevância e da qualidade dos modelos constitutivos do solo adotado, bem como da estratégia de discretização selecionada para o bloco de solo estudado, e também, da qualidade e precisão dos dados adquiridos.

Segundo Briançon *et al.*, (2011), o resultado obtido através destes métodos produz uma solução aproximada cuja precisão depende:

- Do modelo de leis constitutivas de materiais e interfaces;
- Da discretização, resultando em uma malha padrão que deve ser mais fina onde as variações de campo de tensão são maiores;
- Do tipo de elementos adotado (número de nós) e leis de interpolação incorporado em cada elemento.
- Do uso de interfaces entre elementos estruturais e do solo, a fim de permitir a integração de fenômenos de interação solo-estrutura;
- Das condições de contorno.

3. MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES COM INCLUSÕES RÍGIDAS

Neste capítulo são abordados os aspectos correspondentes à concepção geral do processo de modelagem numérica, bem como as ferramentas utilizadas para a elaboração dos modelos de fundações com inclusões rígidas. Para tanto, foram apresentadas a modelagem dos materiais e carregamentos, as condições de contorno, os passos de análises e a calibração dos modelos numéricos quanto a: seleção das dimensões do domínio, tipo de elemento finito e densidade da malha, sempre conjugando precisão e custo computacional.

Posteriormente, para levar adiante a validação dos processos de modelagem proposto, foram comparados os resultados obtidos numericamente com os obtidos experimentalmente através das provas de cargas realizadas por Guimarães (2002) e Sales (2000) em estacas e sapatas no Campo Experimental da UnB. Além disso, são apresentados os detalhes de como foi incorporado o fenômeno do colapso no modelo numérico, levando em consideração o efeito da inundação no solo colapsável.

3.1. Ferramenta numérica utilizada na modelagem

O modelo de elementos finitos da fundação com inclusões rígidas foi desenvolvido usando a ferramenta de simulação numérica PLAXIS, amplamente usada tanto para fazer análises geotécnicas em 2D como em 3D. As características do software foram obtidas do manual do programa e conforme apresentado por Chissolucombe (2001), Macêdo (2002) e Mota (2003).

3.1.1. Características do programa

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica.

A estrutura computacional está dividida em quatro sub-programas, sendo o primeiro de entrada de dados (“Input”), o segundo de cálculo (“Calculation”), o terceiro de saída de dados (“Output”), e o último para a edição de curvas (“Curves”) feitas a partir de pontos selecionados na malha de elementos finitos. Na entrada de dados são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedade dos materiais, modelo de comportamento do solo e as condições de contorno. Além disso, esse sub-programa também permite a geração da malha e dos estados de tensões iniciais do solo. O sub-programa de cálculo contém todas as facilidades para definir e começar o cálculo de elementos finitos. Esse sub-

programa considera somente análises de deformações e distingue entre um cálculo plástico, uma análise de adensamento e uma análise por atualização da malha. O sub-programa de saída de dados contém uma interface gráfica que permite uma boa visualização dos dados de entrada e dos resultados obtidos no cálculo de elementos finitos. No sub-programa de edição de curvas são geradas as curvas de carga-deslocamento, trajetórias de tensões e curvas tensão-deformação.

Dentre as principais características do programa citam-se:

- Análises bidimensionais em estado de deformação plana ou com simetria axial e análises tridimensionais;
- Entrada gráfica para o modelo geométrico, o que permite representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno. Definido o modelo geométrico a malha é gerada automaticamente, tendo opções que possibilitam o refinamento global e local;
- Elementos triangulares isoparamétricos de 6 e 15 nós, com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente, para modelos em duas dimensões. Elementos tetraedricos de 10 nós para os modelos em três dimensões;
- Elementos de juntas que podem ser utilizados nos cálculos envolvendo a interação entre o solo e as estruturas. A espessura da interface é nula, por isso é possível utilizar qualquer valor para obter as propriedades do material na interface. A resistência da interface é fornecida como uma porcentagem da resistência do solo;
- Cinco modelos constitutivos estão implementados, sendo: o elástico linear, o elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois modelos elasto-plástico (“Soft-Soil” e “Hardening-Soil”), e um modelo elasto-viscoplástico, derivado do modelo Cam-Clay (“Soft-Soil-Creep”);
- Possibilidade de análises para condições drenadas ou não-drenadas. A distribuição de poro-pressões pode ser efetuada a partir da linha freática para análises simples, e a partir da perda de carga para análises mais complexas;
- Algoritmo automático para determinação dos incrementos de carga e de tempo, para o caso das análises não lineares;
- Análise de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot;

- Diversidade de condições de carregamento devido a forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto;

- Possibilidade de realizar análises em etapas.

3.1.2. Tipo de elementos

3.1.2.1. Elementos 2D

As áreas e superfícies nos modelos 2D podem ser formadas por elementos triangulares de 6 ou 15 nós (Figura 3.1 a, b). Nos modelos axissimétricos o tipo de elemento utilizado para modelar o solo foi de 15 nós.

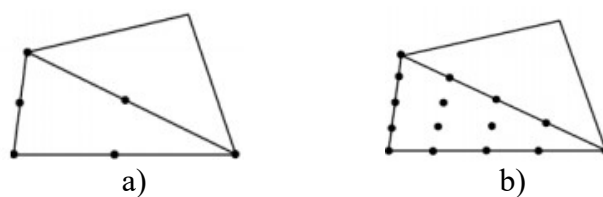


Figura 3.1. Tipos de elementos finitos para a malha. a) Triângulo de 6 nós b) Triângulo de 15 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015)

Devido à geometria cilíndrica das inclusões, elas foram modeladas com elementos axissimétricos como explicado no item 3.3. Para os casos de modelos 2D apresentados foram usados elementos de 15 nós.

3.1.2.2. Elementos 3D

No caso dos modelos em 3D o programa só tem a opção de elementos finito para a malha formados por tetraedros de 10 nós como apresentado na Figura 3.2.

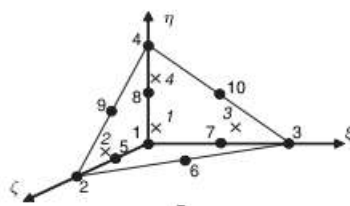


Figura 3.2. Tetraedro de 10 nós. (Brinkgreve *et al.*, 2015)

3.1.2.3. Elementos de interface

O programa PLAXIS possui um elemento chamado “interface”, no qual a natureza e a magnitude da interação solo-estrutura são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}).

No presente trabalho, foi assumido R_{inter} com valor igual a 1,0, levando em consideração a Tabela 3.1 e a forma de execução das inclusões, do tipo “sem deslocamento” e concretadas *in situ* mediante a técnica de hélice contínua, o que ocasiona pouca alteração no estado de esforço do solo. Além disso, como o concreto é colocado sob pressão, a parte mais fluida tende a penetrar nos macro-poros do solo contribuindo para a resistência na interface solo-concreto. Adicionalmente, a análise de fundações a longo prazo, permite que a interfase entre o solo e a inclusão ganhe a resistência que tinha originalmente.

Tabela 3.1. Fatores de redução (R_{inter}) sugeridos. (Tjie-liong (2014) adaptado de Brinkgreve and Shen (2011))

Interação areia/aço	$R_{inter} \approx 0,6 - 0,7$
Interação argila/aço	$R_{inter} \approx 0,5$
Interação areia/concreto	$R_{inter} \approx 1,0 - 0,8$
Interação argila/concreto	$R_{inter} \approx 1,0 - 0,7$
Interação solo/geogrelha (interface não é necessária)	$R_{inter} \approx 1,0$

Cada elemento de interface tem atribuído uma espessura virtual, que é uma dimensão imaginária utilizada para definir as propriedades deste elemento. Quanto maior é a espessura virtual maiores defomações elásticas são geradas. A espessura virtual é calculada em função de um fator que depende do tamanho global do elemento, e o tamanho global do elemento é determinado pelo grau de refinamento da malha. O valor padrão do fator da espessura virtual é 0,1, sendo este valor o utilizado neste trabalho.

A Figura 3.3 mostra como os elementos de interface são conectados com os elementos de solos em 2D. Quando são usados elementos de 15 nós, os elementos de interface são definidos por cinco pares de nós, enquanto que para elementos de solo de 6 nós os elementos de interface correspondentes são definidos por três pares de nós.

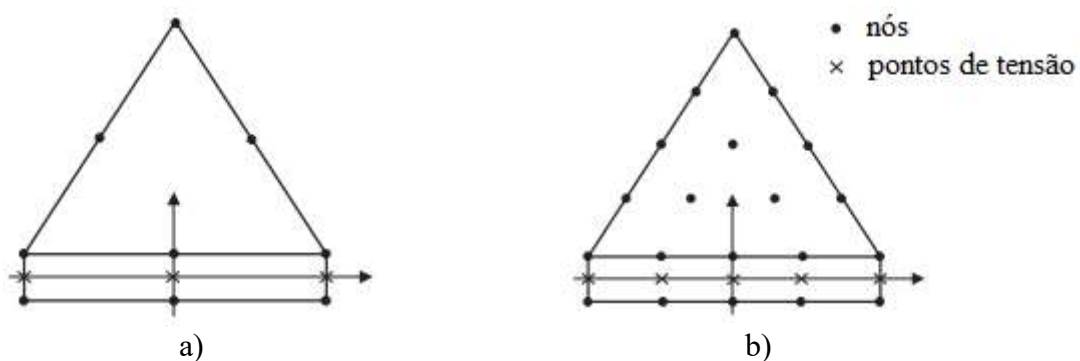


Figura 3.3. Distribuição de nós e pontos de tensão nos elementos de interface e sua conexão com os elementos de solo a) Elemento de solo de seis nós b) Elemento de solo de 15 nós. (Brinkgreve *et al.*, 2015).

3.1.2.4. Elementos tipo “plate” 2D e 3D

Os elementos tipo “plate” são usados para modelar estruturas bidimensionais de pouca espessura e com uma rigidez à flexão significativa.

Os parâmetros mais importantes são: a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA). A partir destes dois parâmetros é calculada uma espessura equivalente (d_{eq}) utilizando a seguinte equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 * \frac{EI}{EA}} \quad (3.1)$$

Os elementos tipo “plate” nos modelos de elementos finitos 2D tem três graus de liberdade por nó: dois graus de liberdade de translação (u_x, u_y) e um grau de liberdade de rotação (rotação no plano x-y: ϕ_z). Quando são utilizados elementos de solo com seis nós o elemento “plate” é definido por três nós enquanto que elementos “plate” de cinco nós são usados para elementos de solo de 15 nós. A Figura 3.4 apresenta um elemento tipo “plate” de três e cinco nós, com uma indicação dos nós e os pontos de tensão.

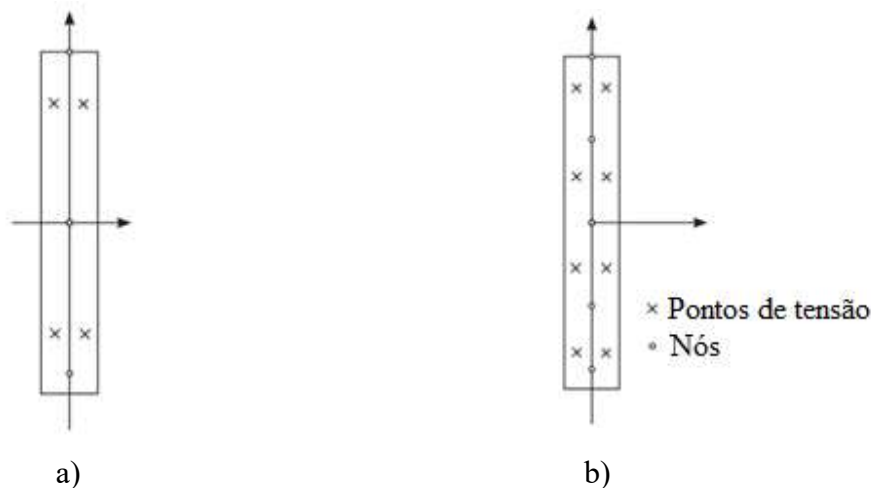


Figura 3.4. Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos tipo “plate” a) de três nós b) de seis nós. (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Os elementos tipo “plate” nos modelos de elementos finitos 3D após a geração da malha estão compostos por elementos triangulares de seis nós com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade de translação (u_x, u_y, u_z) e três graus de liberdade de rotação (ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z)

Este tipo de elementos foi utilizado na modelagem do radier e capitéis.

3.1.2.5. Elementos tipo “*embedded beam*”

O elemento estrutural “*embedded beam*” está constituído por elementos tipo viga que podem ser colocados dentro do solo em qualquer direção e que interagem com o solo através de elementos especiais de interface. A interação pode envolver uma resistência no fuste e na ponta. Embora o elemento “*embedded beam*” não ocupe volume, um volume ao redor do elemento (zona elástica) é assumido em que o comportamento plástico do solo é excluído. O tamanho dessa zona baseia-se no diâmetro equivalente atribuído no elemento.

Neste tipo de elementos os efeitos de instalação não podem ser considerados, é por isso que devem ser usados principalmente em elementos que causam pouca perturbação no solo circundante durante a instalação. Isso pode incluir alguns tipos de estacas perfuradas, mais não estacas cravadas ou escavadas (stras) com deslocamento do solo.

Os elementos “*embedded beam*” tem elementos de interfaces especiais que proporcionam sua interação com o solo circundante. Após a geração da malha, estes elementos são uma linha de três nós com seis graus de liberdade por nó: três graus de liberdade de traslação (u_x , u_y , u_z) e três graus de liberdade de rotação (ϕ_x , ϕ_y , ϕ_z). Estes elementos podem mudar o comprimento quando uma força axial é aplicada.

Na modelagem 3D realizada no capítulo 5, as inclusões da fundação com inclusões rígidas e as estacas do radier estaqueado foram modeladas com elementos “*embedded beam*”.

3.2. Estratigrafia utilizada na modelagem

Com base nos trabalhos anteriores feitos por Guimarães (2002), Mota (2003) e Mascarenha (2003), nos quais foram realizados ensaios de laboratório e de campo com a finalidade de caracterizar o solo do CEGUnB, foi proposta a estratigrafia para a modelagem.

Na Figura 3.5 tem-se o perfil de solo descrito por Mota (2003), dividido em camadas, as quais correspondem as profundidades onde Guimarães (2002) fez ensaios triaxiais e de adensamento, ambos em condições de umidade natural e saturada.

Na camada N°6, os ensaios de Guimarães (2002) foram feitos em amostras recolhidas à profundidade de 10 m, porém os parâmetros encontrados foram extrapolados até 20 m, profundidade a partir da qual o solo foi considerado incompressível, uma vez que os resultados dos seis ensaios N_{SPT} , realizados no local, apresentaram valores maiores que 40 golpes/30 cm, sendo assim designado, de acordo com a NBR 06484/2001, como solo muito compacto.

As sondagens realizadas não acusaram presença de água, sendo assim, o modelo não foi contemplado com lençol freático.

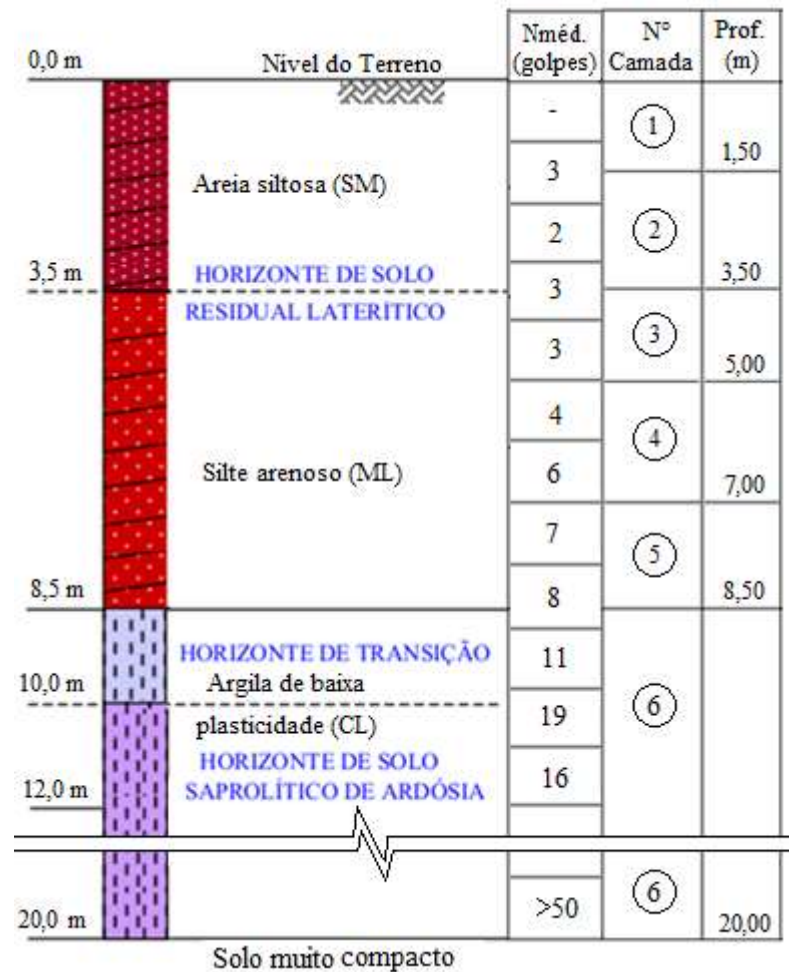


Figura 3.5. Perfil do CEGUnB utilizado na modelagem (modificado - Mota, 2003).

No subitem 3.4.1.3 são apresentados os parâmetros de cada camada obtidos da calibração feita no subitem 3.4.1.2 para as amostras ensaiadas por Guimarães (2002) a 1, 2, 4, 6, 8 e 10 m de profundidade.

3.3. Definição da geometria do problema

A simulação de uma fundação com inclusões rígidas com carregamento vertical pode-se realizar considerando um grupo de inclusões dispostas como numa grelha, como mostrado na Figura 3.6, com espaçamento (S) variável em função do caso analisado, a área influente ou célula de influência de cada inclusão interna (Schlosser *et al.*, 1984) é hexagonal, mais para efeitos práticos, pode ser considerada como circular (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015), o problema torna-se então axissimétrico. O raio R desta área corresponde ao raio da malha axissimétrica de elementos finitos é aproximadamente igual

à metade do espaçamento entre as inclusões S ($S \approx 2R$). Para as inclusões da periferia, as condições deixam de ser axissimétricas e os resultados obtidos por um modelo deste tipo são menos representativos. No entanto, de acordo com Schlosser *et al.* (1984), citado por Rodríguez (2001), considera-se que para grandes grupos de inclusões em que as condições de contorno tornam-se menos importantes, o modelo de célula de influência pode desempenhar a essência do fenômeno.

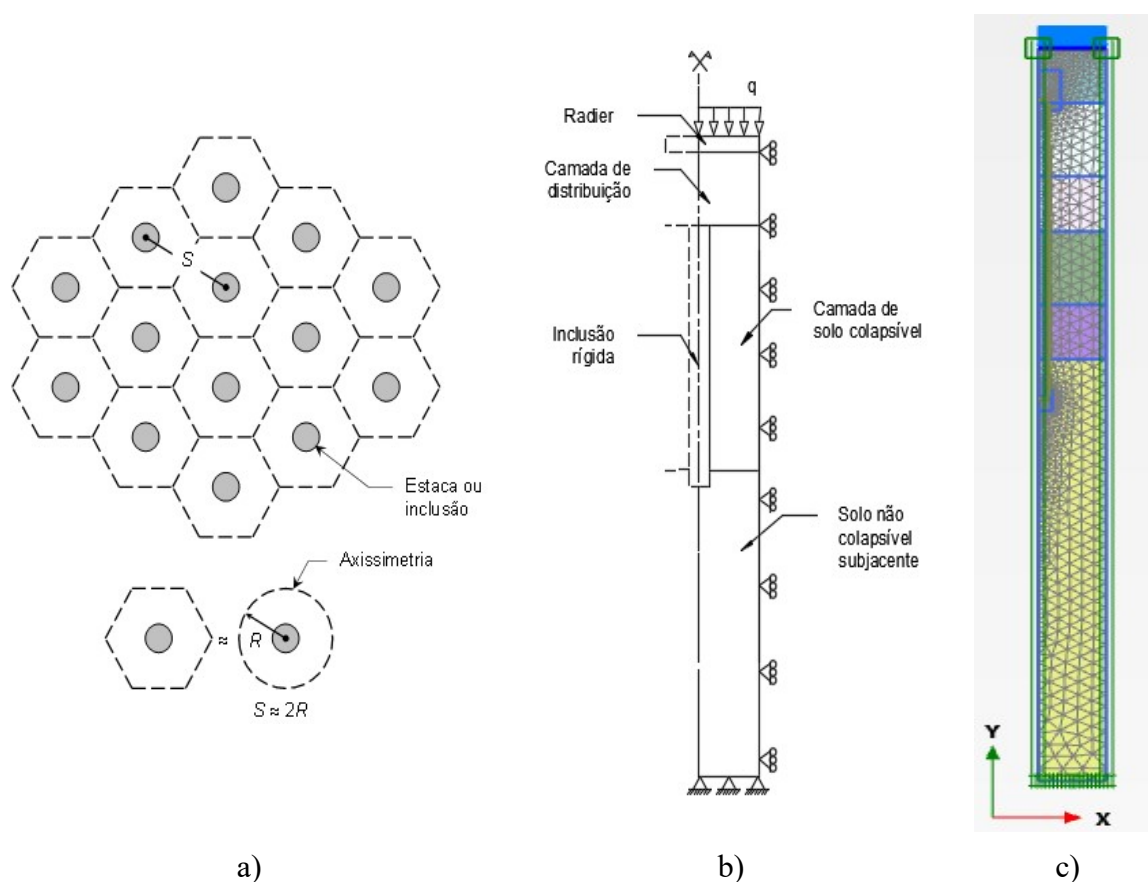


Figura 3.6. a) Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha b) Modelo axissimétrico que representa a célula ou área influente dentro da grelha c) Modelo axissimétrico no Plaxis (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015).

Em todos os casos a serem estudados, a posição da inclusão e o sentido da carga externa (aplicada num radier de concreto sobre a camada de distribuição) são verticais, enquanto que as camadas de solo e de distribuição são horizontais. A linha central do modelo axissimétrico coincide com o eixo da inclusão rígida. O contorno direito foi colocado à metade do espaçamento entre as inclusões. O contorno inferior foi estabelecido na profundidade de 20 m, a partir da qual o $N_{SPT} > 40$ golpes, designando-se o solo como muito compacto de acordo com a NBR 06484/2001. Desta forma o contorno inferior ficou a uma distância de 10,5 m abaixo da ponta da inclusão.

As condições de contorno adotadas no modelo geométrico, tanto para os modelos axissimétricos como para os modelos 3D, foram definidas conforme apresentado na Figura 3.6.b. No plano horizontal inferior restringe-se todas as rotações e movimentos, nos planos verticais restringe-se os movimentos horizontais e liberam-se os verticais. Dessa forma, a fundação e o solo podem apresentar recalques verticais devido à aplicação de carga externa e ao colapso induzido por inundação.

Para definir o diâmetro das inclusões se consultaram algumas referencias:

- 1) De acordo com Briançon (2011), para inclusões não reforçadas de argamassa, rejunte ou concreto e executadas *in situ*, sem depender de uma técnica tipo micropiles, o diâmetro mínimo típico é igual a 250 mm. Inclusões não reforçadas de menor diâmetro só são viáveis após uma análise aprofundada das consequências relacionadas com: esbeltez, defeitos de verticalidade, cargas de flexão parasitárias, riscos de constrição, e dificuldades em controlar a integridade.
- 2) Segundo Guimarães (2002) as estacas escavadas mecanicamente, de grande uso e versatilidade no Distrito Federal, podem atingir 25 m de profundidade e diâmetros que variam de 30 a 110 cm. Na pesquisa deste autor, as estacas ensaiadas tinham diâmetro de 30 cm.
- 3) Silva (2011) analisou, em termos de capacidade de carga e deformabilidade, o comportamento de cinco estacas tipo hélice contínua com diâmetro de 40 cm.

O diâmetro das inclusões rígidas depende da técnica de construção empregada. Para esta dissertação, as inclusões utilizadas no modelo apresentam diâmetro de 30 cm e atingem profundidade de 9,5 m, penetrando 100 cm na camada de solo não colapsível.

Para a camada de distribuição foram consideradas espessuras variando de 0,5 a 2,5 m, seguindo as recomendações de Briançon *et al.* (2011), e levando em conta que camadas com espessura superior a 2,0 m torna-se antieconômica. A espessura do radier foi considerada de 0,20 m.

De acordo com Briançon *et al.* (2011) o espaçamento mínimo entre os eixos das inclusões é de três vezes o diâmetro da mesma, se essa for executada *in situ* sem deslocamento do solo. Para inclusões com capitéis de diâmetro menor que 0,5 m, o espaçamento máximo é de 3,0 m, já para capitéis com diâmetro maior que 0,50 m, o espaçamento máximo é de seis vezes o diâmetro desses.

Neste trabalho, onde foram consideradas inclusões com 30 cm de diâmetro executadas *in situ*, o espaçamento mínimo entre os centros das inclusões seria de 90 cm, porém foi adotado 100 cm.

Espaçamentos menores podem ser adotados se as inclusões são executadas em fases, de forma tal que, para executar uma inclusão o concreto da inclusão adjacente deve estar com certo nível de endurecimento (Briançon et al., 2011).

Em alguns modelos foram incluídos capiteis na cabeça das inclusões. As dimensões consideradas para este elemento foram de 60 cm de diâmetro e 0,20 m de espessura para distribuição de inclusões com espaçamentos de 1,50 m (em planta), e capiteis de 70 cm de diâmetro e 0,20 m de espessura para distribuição com espaçamentos de 2,0 m, como apresentado na Figura 3.7. Essas dimensões estão de acordo com projetos já executados, conforme apresentado por Simon e Scholsser (2006).

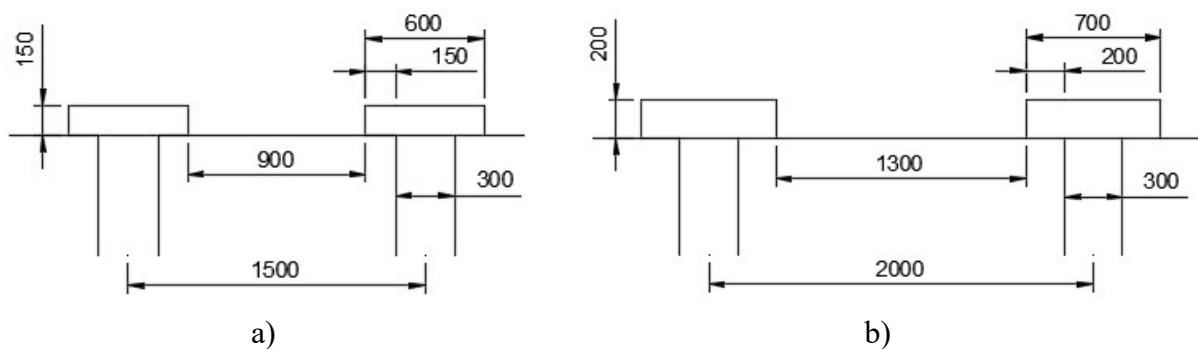


Figura 3.7. Geometria dos capiteis para: a) espaçamentos de 1,5 m, e b) espaçamentos de 2 m.

3.4. Modelos constitutivos empregados

A correta seleção dos parâmetros do modelo constitutivo do solo é essencial para fazer boas previsões em projetos de geotecnia, onde o Método dos Elementos Finitos (MEF) é amplamente utilizado. Assim, para cada material foi adotado um modelo constitutivo e atribuído os parâmetros. No caso das camadas de solo colapsável e não colapsável foram realizadas calibrações segundo os ensaios de laboratório apresentados por Guimarães (2002).

3.4.1. Camadas de solo colapsável e não colapsável.

3.4.1.1. Modelo *Hardening Soil*

Os modelos constitutivos dos solos têm avançado significativamente a partir do modelo básico de solo elástico perfeitamente plástico de Mohr Coulomb. Porém, esse modelo apresenta uma limitação, já que não considera a dependência da rigidez do solo devido à tensão.

Atualmente existem modelos de solo de endurecimento plástico (tal como o *Hardening Soil*) que consideram a relação da rigidez com a tensão, além de apresentar superfície de plastificação que expande devido à deformação plástica.

O modelo *Hardening Soil* representa o comportamento não-linear (mais realista) do solo. Os modelos mais básicos que idealizam o solo como um meio elástico linear ou elástico linear perfeitamente plástico são mais frequentemente utilizados em projetos. Esses modelos apresentam valores de recalques maiores que os reais, levando assim a um aumento do fator de segurança.

Em um modelo hiperbólico elasto-plástico, onde a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, podendo ser expandida devido a ocorrência de deformações plásticas, podem ocorrer dois tipos de endurecimento: o endurecimento devido ao cisalhamento, que é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis ocasionadas por um carregamento primário desviatório, e o endurecimento devido a compressão, que é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis devido a compressão primária em um carregamento edométrico e isotrópico. O modelo *Hardening Soil* é um modelo avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solos, como os solos moles e os rígidos. Quando submetido a carregamento primário desviatório, o solo apresenta um decréscimo na rigidez e ao mesmo tempo apresenta deformações plásticas irreversíveis.

No caso em que o solo é submetido a um carregamento desviatório em um ensaio triaxial drenado, a relação entre a tensão desviatória (q) e a deformação axial (ε_i) pode ser aproximada por uma hipérbole. Apesar do uso da relação hiperbólica, o modelo *Hardening Soil* difere do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) devido aos seguintes fatores: usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação do tipo “cap”.

As características básicas do modelo são as seguintes: rigidez de acordo com o nível de tensões, deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório e a compressão primária, comportamento elástico no descarregamento e recarregamento e critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr Coulomb (c , ϕ and ψ). Em um ensaio triaxial drenado, a relação hiperbólica entre as tensões desviatórias e as deformações tendem a produzir curvas de plastificação que podem ser descritas pela seguinte expressão:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p = \frac{1}{E_i} * \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \text{ para } q < q_f \quad (3.2)$$

onde q_a é o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento e E_i a rigidez inicial. E_i está relacionado com o parâmetro E_{50} (módulo de Young correspondente a uma tensão confinante) pela seguinte equação:

$$E_i = \frac{2 * E_{50}}{2 - R_f} \quad (3.3)$$

O parâmetro E_{50} pode ser obtido a partir da expressão abaixo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} * \left(\frac{c * \cot \varphi - \sigma_3 * \sin \varphi}{c * \cot \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m \quad (3.4)$$

Onde E_{50}^{ref} é o módulo de Young correspondente a uma tensão confinante de referência p^{ref} . No programa Plaxis, o valor de p^{ref} usado foi de 100 kPa. O parâmetro m define a quantidade de dependência das tensões. Brinkegreve & Veermer (1998) sugerem o valor de $m = 1$ para solos moles (argilas) e $m = 0,5$ para areias e siltes.

A máxima tensão desviatória (q_f) e o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento (q_a) são definidas nas seguintes equações:

$$q_f = (c * \cot \varphi - \sigma_3') * \frac{2 * \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.5)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.6)$$

A relação de q_f é derivada do critério de falha de Mohr Coulomb, o qual envolve os parâmetros de resistência c e φ . Quando $q = q_f$, o critério de falha é satisfeito e uma plastificação perfeitamente plástica ocorre como descrito no modelo. A razão entre q_f e q_a é dada pela razão falha ou coeficiente de ruptura R_f , o qual, obviamente, deve ser menor ou igual a 1.

Para trajetórias de tensões de descarregamento e recarregamento, o módulo de rigidez em função do nível de tensões é definido da seguinte forma:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} * \left(\frac{c * \cos \varphi - \sigma_3 * \sin \varphi}{c * \cos \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m \quad (3.7)$$

onde E_{ur}^{ref} é o módulo de Young de referência para descarregamento e recarregamento, correspondente a uma pressão de referência p^{ref} . Na prática usa-se o valor de E_{ur} igual a $3E_{50}$.

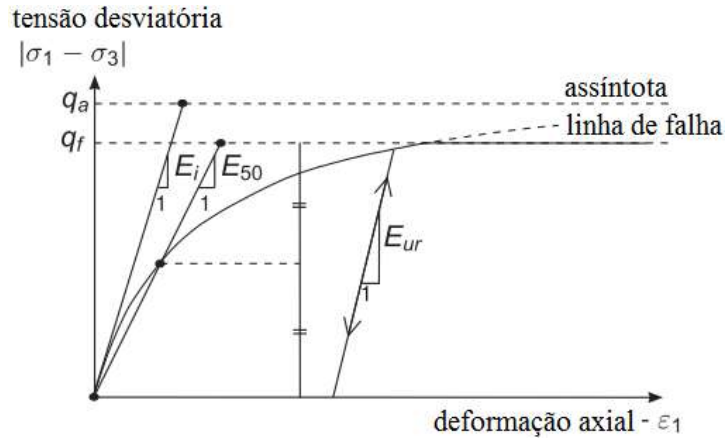


Figura 3.8. Relação hiperbólica de tensão-deformação para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Ao contrário dos modelos baseados na teoria elástica, no modelo Hardening Soil não existe uma relação fixa entre o módulo de rigidez triaxial drenado (E_{50}) e o módulo de rigidez edométrico (E_{ed}) para compressão unidimensional, podendo os dois serem introduzidos independentemente. O valor do módulo edométrico (E_{ed}) pode ser obtido a partir da curva tensão-deformação em um ensaio de adensamento, e a dependência do módulo em relação ao nível de tensões é descrita pela seguinte expressão:

$$E_{ed} = E_{ed}^{ref} \left(\frac{c * \cot \varphi - \sigma_1}{c * \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3.8)$$

onde E_{ed}^{ref} é o módulo de rigidez tangente ou edométrico para uma tensão vertical (σ_1) de referência.

Para fechar a região elástica na direção do eixo p (Figura 3.9), uma segunda função de plastificação do tipo “cap” é introduzida. Sem a função “cap” não é possível formular o modelo com valores de E_{50} e E_{ed} independentes. O módulo de Young controla a superfície de plastificação devido ao cisalhamento e o módulo edométrico, a superfície de plastificação “cap”. A função “cap” foi assim definida:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (3.9)$$

onde:

M= parâmetro auxiliar “cap” indireto do modelo que diz respeito a K_0^{nc}

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1) * \sigma'_2 - \alpha * \sigma'_3 \quad (3.10)$$

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (3.11)$$

$$\alpha = (3 + \sin \varphi)/(3 - \sin \varphi) \quad (3.12)$$

\tilde{q} = medida especial de tensão desviatória

No caso de um ensaio de compressão com $-\sigma'_1 > -\sigma'_2 = -\sigma'_3$, tem-se: $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$. E para um ensaio triaxial de extensão tem-se: $-\sigma'_1 = -\sigma'_2 > -\sigma'_3$ e $\tilde{q} = -\alpha (\sigma'_1 - \sigma'_3)$. O tamanho da superfície “cap” é determinado pela tensão de pré-adensamento p_p . No plano (p', \tilde{q}) a superfície “cap” ($f_c=0$) é parte de uma elipse com centro na origem, como apresentado na Figura 3.9a. A Figura 3.9b retrata a superfície de plastificação para o espaço de tensões principais em solos não coesivos. Ambas figuras apresentam a forma hexagonal clássica do critério de ruptura de Mohr Coulomb.

A relação entre a tensão de pré-adensamento e as deformações volumétricas na superfície “cap” é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\beta}{m + 1} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1} \quad (3.1)$$

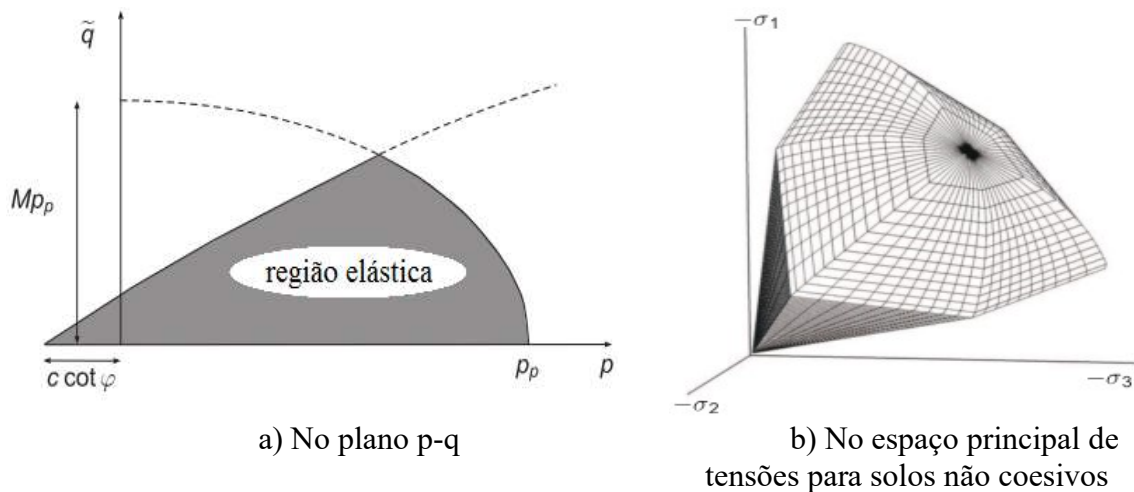


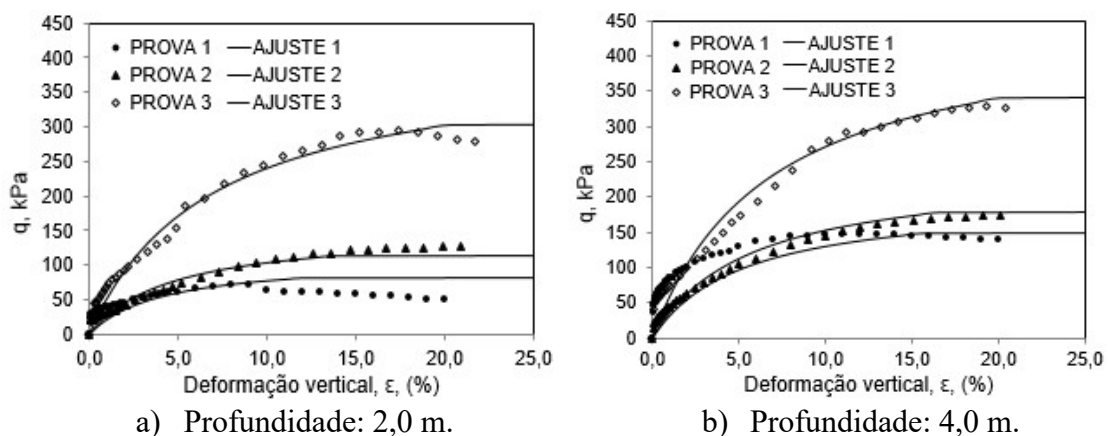
Figura 3.9. Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil no plano p-q (Brinkgreve *et al.*, 2015).

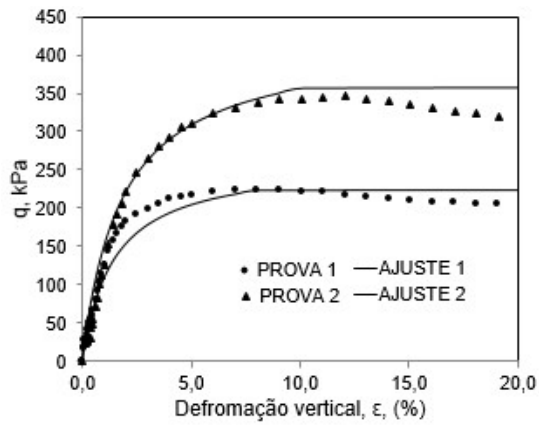
3.4.1.2. Calibração e validação do modelo constitutivo

A fim de auxiliar os engenheiros geotécnicos com a seleção dos parâmetros do modelo constitutivo do solo, têm sido desenvolvidas fórmulas empíricas para derivar os parâmetros do modelo *Hardening Soil*. Além disso tem sido desenvolvido um módulo no Plaxis “*SoilTest*” que permite simular diferentes ensaios de laboratório, tal como o ensaio triaxial e o edométrico. A partir dessa ferramenta, os parâmetros que melhor se ajustam aos ensaios poderão ser encontrados a partir da retroanálise.

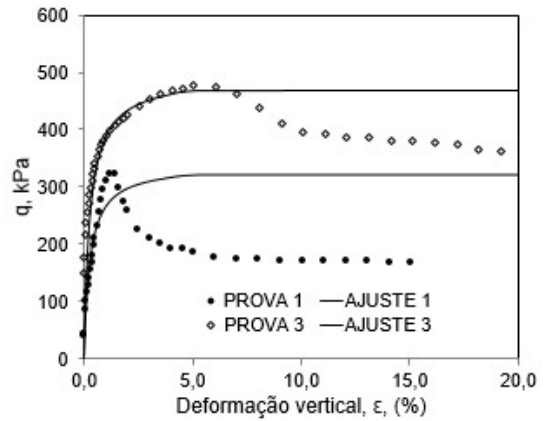
Assumindo-se o modelo constitutivo *Hardening Soil* e tendo como referência os ensaios de compressão triaxial não drenado (em condições de umidade natural e saturada) feitos por Guimarães (2002), foi realizada retroanálise de forma a obter uma primeira aproximação dos parâmetros do solo do CEGUnB.

Na Figura 3.10 foram comparados os valores dos parâmetros do solo encontrados a partir das formulações do modelo *Hardening Soil*, com os resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenado em condições de umidade natural. Os resultados experimentais para as diferentes tensões confinantes foram apresentados por pontos e os resultados numéricos por linhas contínuas. Nas amostras tomadas a 2,0, 4,0 e 6,0 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 49, 98 e 196 kPa respectivamente. Nas amostras extraídas a 8,0 e 10 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 98, 106 e 392 kPa respectivamente.

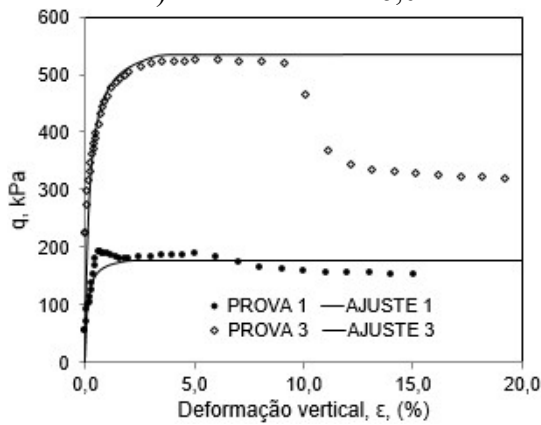




c) Profundidade: 6,0 m.



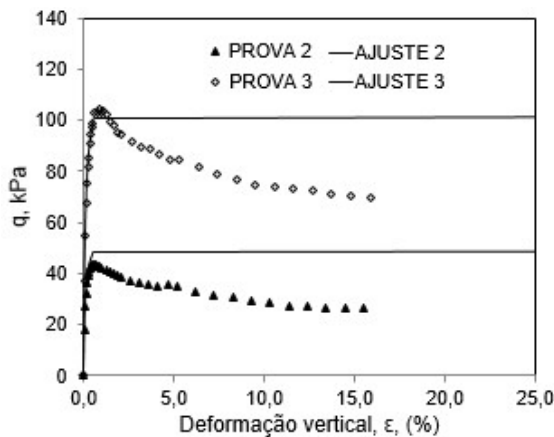
d) Profundidade: 8,0 m.



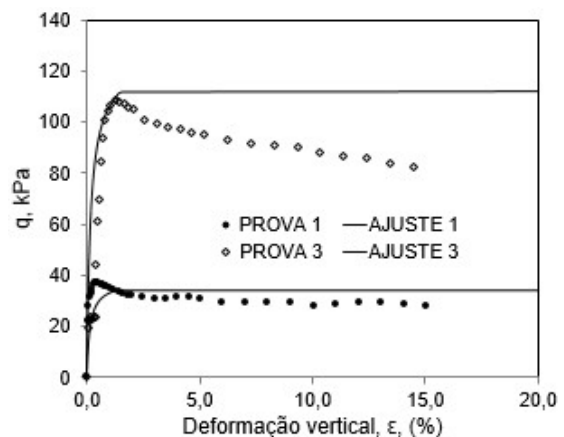
e) Profundidade: 10,0 m.

Figura 3.10. Comparação entre as curvas obtidas pelas formulações do modelo HS e as do ensaio de compressão triaxial não drenado em condições de umidade natural.

Na Figura 3.11 foram comparados os resultados dos parâmetros de resistência encontrados a partir das formulações do modelo *Hardening Soil* com os resultados dos ensaios de compressão triaxial não drenado em condições saturadas.



a) Profundidade: 2,0 m



b) Profundidade: 4,0 m

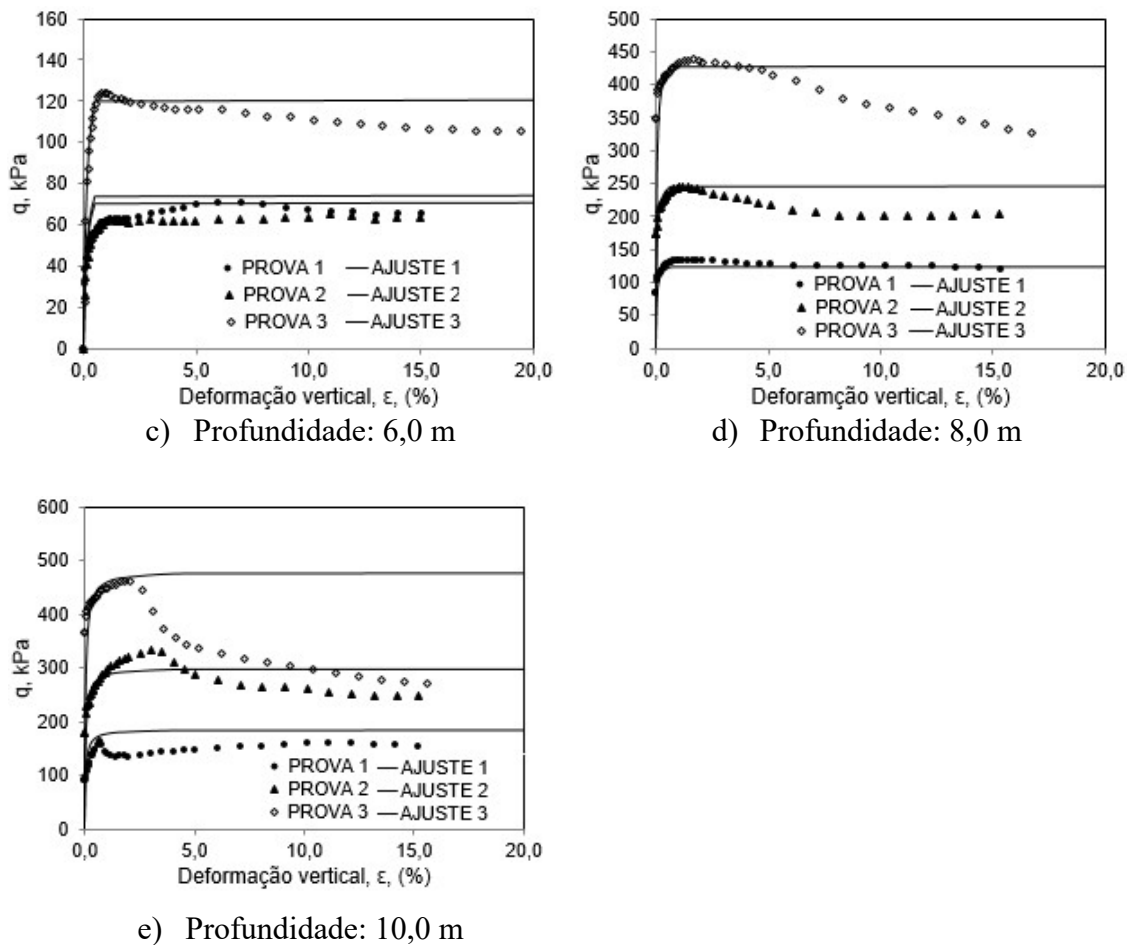


Figura 3.11. Comparação entre as curvas obtidas pelas formulações do modelo HS e as do ensaio de compressão triaxial não drenado na condição saturada.

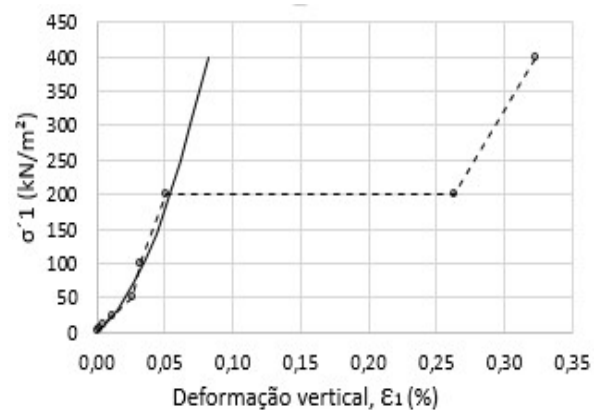
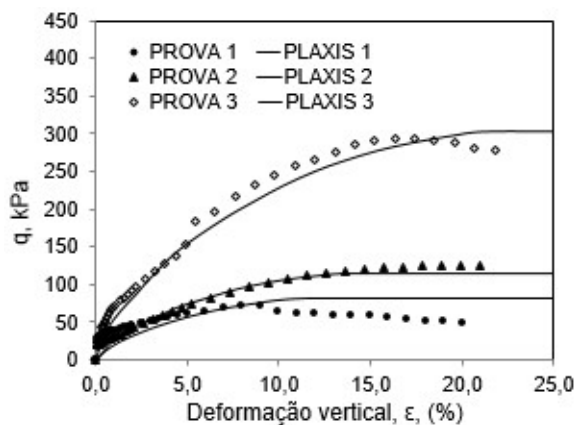
A seguir, foi feita a calibração dos parâmetros de deformação e a validação dos parâmetros de resistência e deformação do modelo HS, usando o módulo “*SoilTest*” do Plaxis 2D para reproduzir, ao mesmo tempo, as curvas dos ensaios triaxiais CU e ensaios de adensamento em condições de umidade natural e saturada e, assim, compará-las com os resultados publicados na dissertação de Guimarães (2002).

Para a profundidade de 1 m, onde não foram realizados ensaios triaxiais, foram considerados os parâmetros de resistência obtidos através desses ensaios realizados a 2 m de profundidade, de forma a contemplar essa profundidade na análise, uma vez que os valores de relação de pré-adensamento (RPA ou OCR) e rigidez observados nos ensaios de adensamento foram elevados, Tabela 2.8 e 2.9.

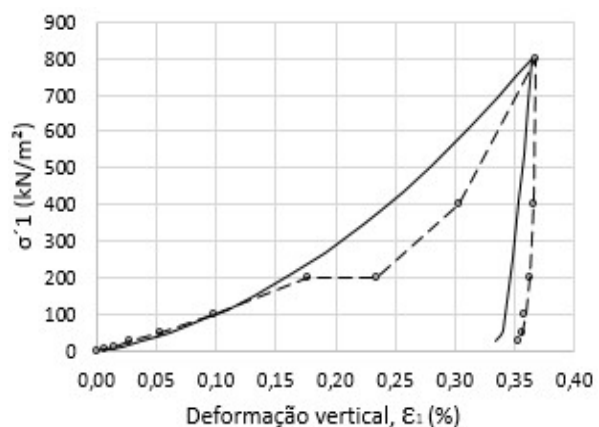
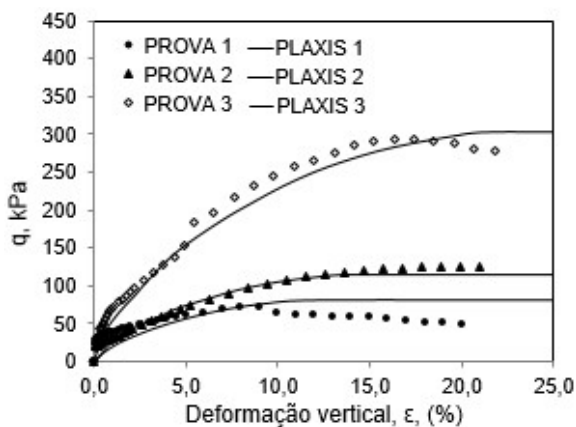
A Figura 3.12 mostra a comparação entre os resultados experimentais e numéricos dos ensaios triaxiais adensados não drenados apresentados à esquerda e os ensaios de adensamento unidimensional à direita, em condições de umidade natural.

À esquerda da Figura 3.12 tem-se o comportamento tensão deformação para diferentes valores de pressão confinante ($\sigma_c = 49, 98$ e 196 kPa nas profundidades de 1 m, 2 m, 4 m e 6 m e de $\sigma_c = 98, 196$ e 392 kPa para as profundidades de 8 m e 10 m). O eixo horizontal representa a deformação axial (ϵ_1) e o eixo vertical a tensão desviadora ($q = |\sigma_1 - \sigma_3|$). Os resultados experimentais foram apresentados por pontos e os numéricos por linhas contínuas. Nas amostras tomadas a 1,0, 2,0, 4,0 e 6,0 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 49, 98 e 196 kPa respectivamente. Nas amostras extraídas a 8,0 e 10 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 98, 106 e 392 kPa respectivamente.

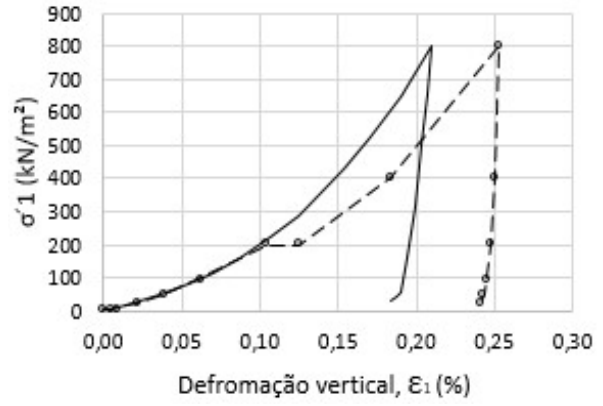
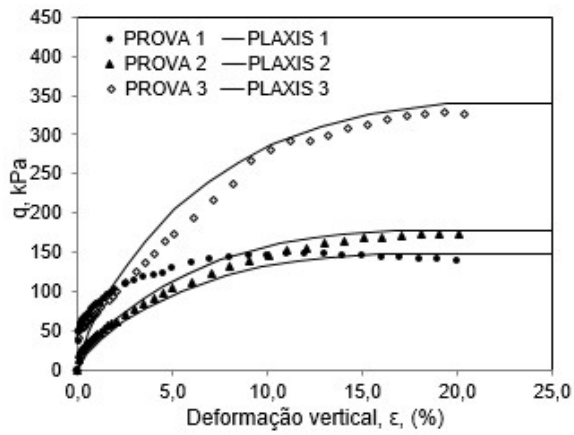
À direita da Figura 3.12 foram apresentados com linha descontínua os resultados experimentais dos ensaios edométricos “simples” realizados em amostras sob condições de umidade natural até atingir o carregamento de 200 kPa, onde então, as amostras foram inundadas. Com linhas contínuas têm-se os resultados numéricos. A calibração foi feita até o carregamento de 200 kPa, pois, dificilmente, o solo será submetido a carregamentos maiores.



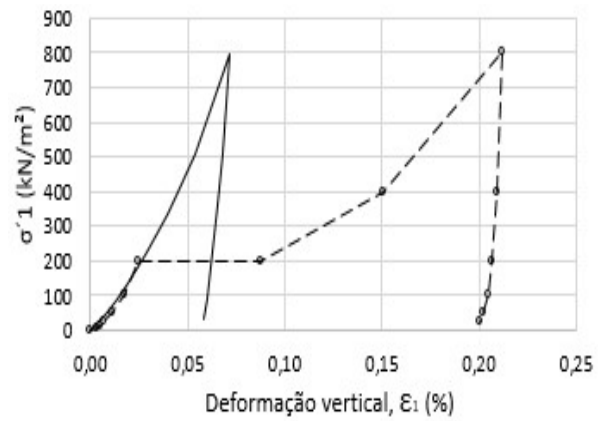
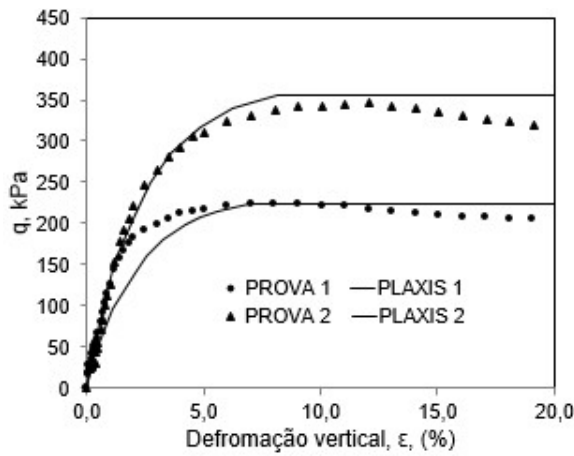
a) Profundidade: 1,0 m



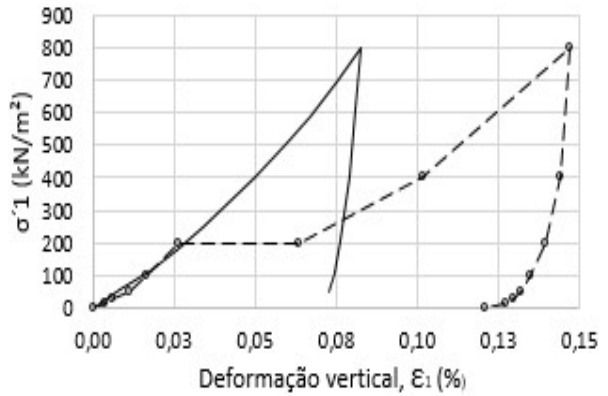
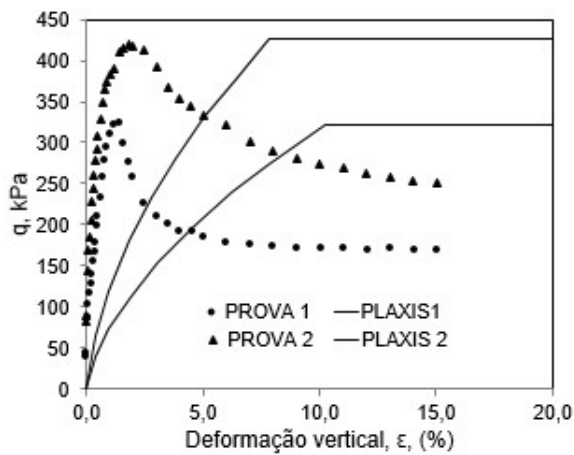
b) Profundidade: 2,0 m



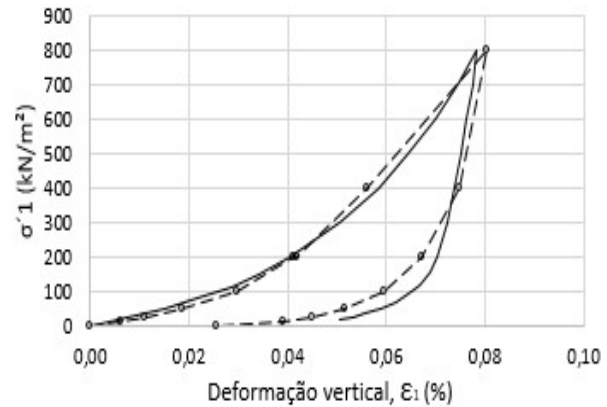
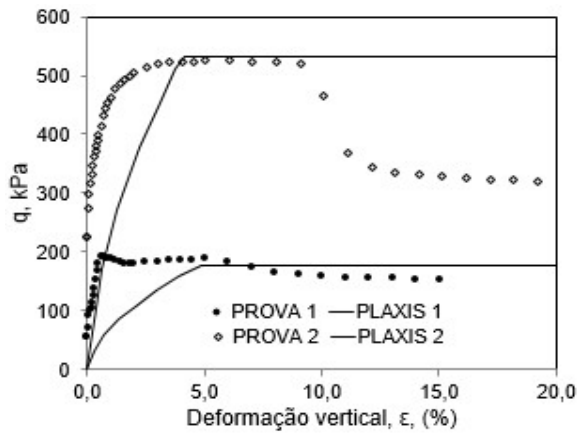
c) Profundidade: 4,0 m



d) Profundidade: 6,0 m



e) Profundidade: 8,0 m

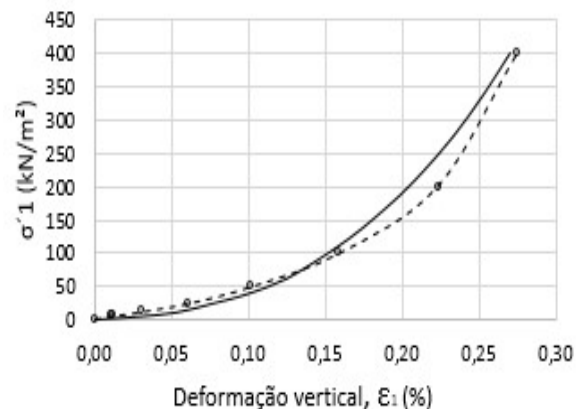
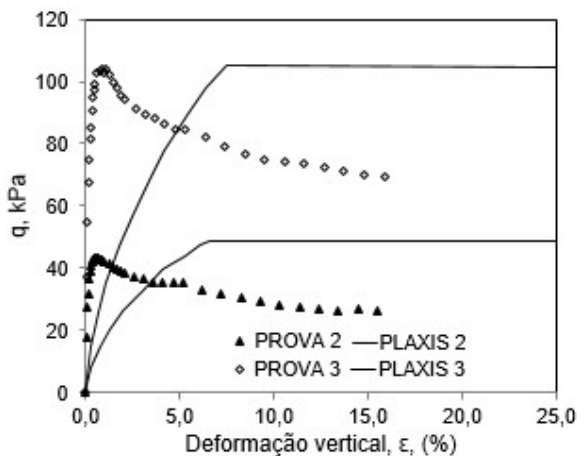


f) Profundidade: 10,0 m

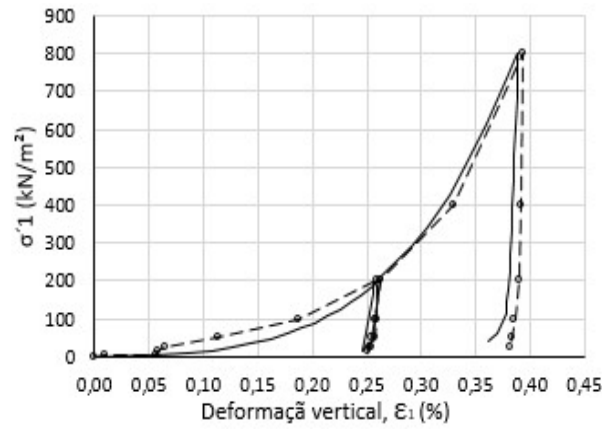
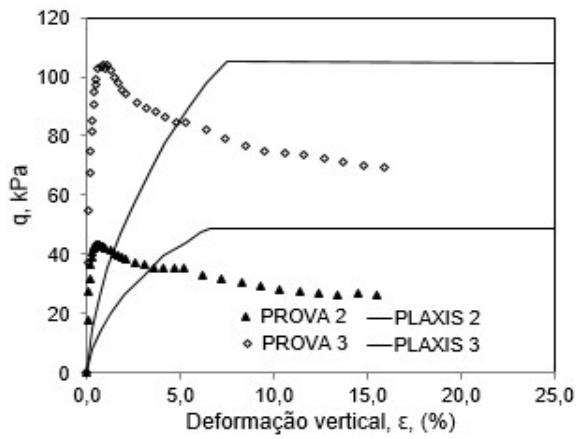
Figura 3.12. Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais dos ensaios triaxiais consolidados não-drenados em condições de umidade natural (esquerda) e de adensamento em condições de umidade natural até 200 kPa (direita) para diferentes profundidades.

Para a obtenção dos parâmetros do solo em condições saturadas foram usados os parâmetros da primeira aproximação e, além disso, foi calibrada a curva edométrica em condições saturadas para obter os módulos E_{ed} e E_{ur} . O parâmetro E_{50} foi obtido por relações empíricas recomendadas pelo software Plaxis, uma vez que não há resultados de ensaios triaxiais adensados e drenados.

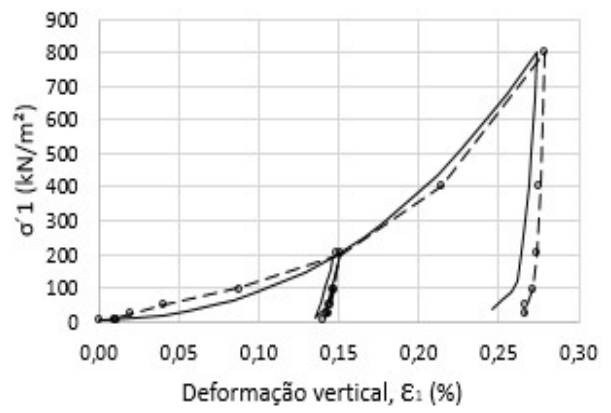
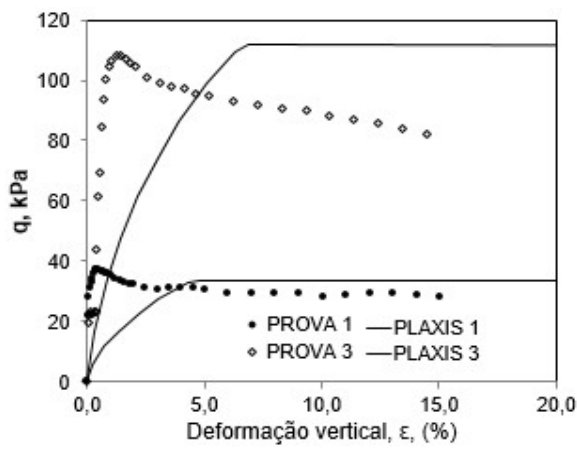
Na Figura 3.13 são representados com linha descontínua os resultados experimentais dos ensaios triaxiais consolidados não drenados em condições saturadas (esquerda) e edométricos saturados (direita), e com linha contínua os resultados numéricos. Nas amostras tomadas a 1,0, 2,0, 4,0 e 6,0 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 49, 98 e 196 kPa respectivamente. Nas amostras extraídas a 8,0 e 10 m de profundidade os resultados da prova 1, 2 e 3 representam os ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de 98, 106 e 392 kPa respectivamente.



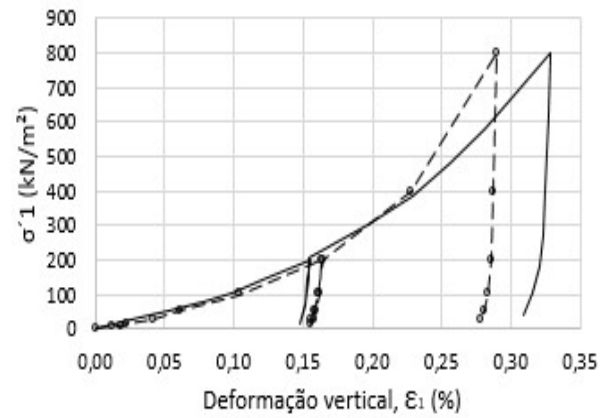
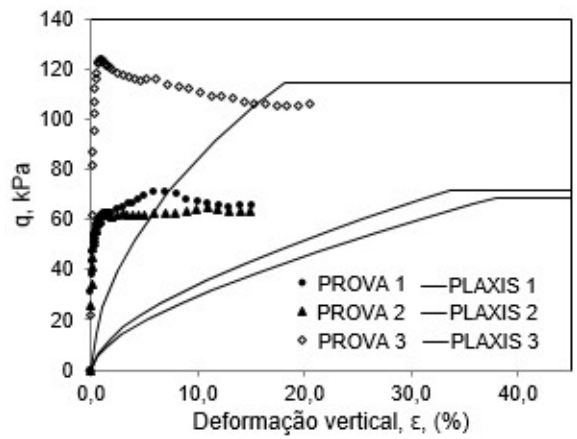
a) Profundidade: 1,0 m



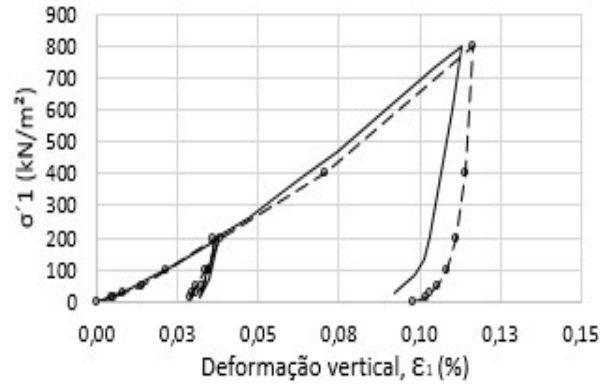
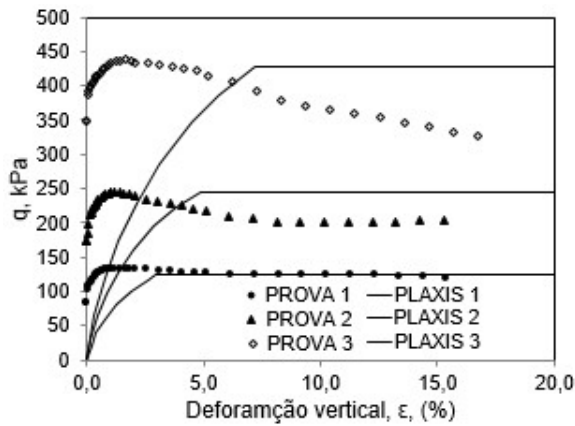
b) Profundidade: 2,0 m



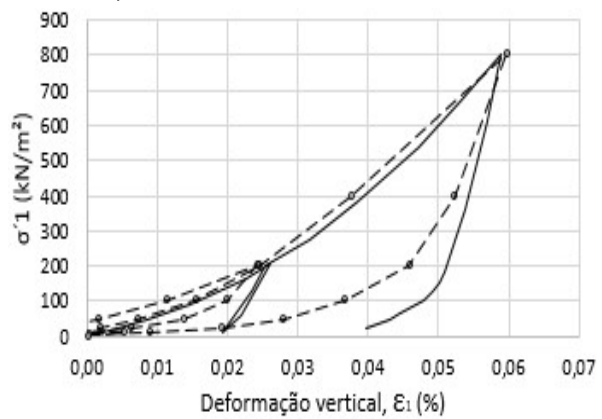
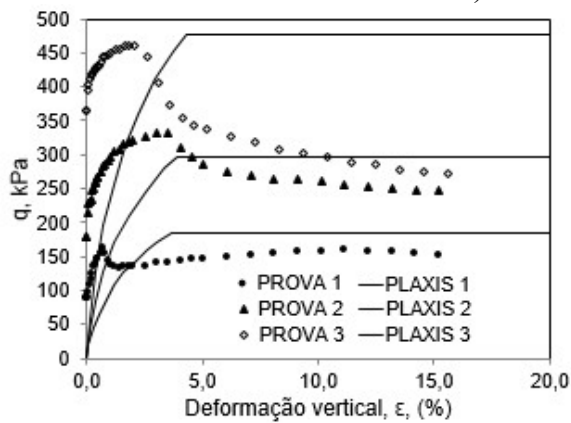
c) Profundidade: 4,0 m



d) Profundidade: 6,0 m



e) Profundidade: 8,0 m



f) Profundidade: 10,0 m

Figura 3.13. Comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais dos ensaios triaxiais consolidados não drenados em condição saturada (esquerda) e de adensamento saturado (direita) a diferentes profundidades.

A diferença da inclinação inicial da curva nos ensaios triaxiais deve-se a que as deformações mostradas nos gráficos de laboratório são para ensaios sob condições não drenadas (CU) e no caso de modelagem foram consideradas condições de ensaio drenadas (CD).

Verifica-se nas Figuras 3.12 a,b,c,d obtidas para solos macroporosos em que apesar da condição não drenada o grande volume de ar presente nos macroporos impede a geração de pressão neutra positiva significativa equivalendo assim ensaios na condição drenada. Já nas Figuras 3.12 e,f obtidas para o solo de transição e saprolítico respectivamente, o desaparecimento da macroporosidade e presença de menor volume de ar conduz a geração de pressão neutra e resultados similares aos obtidos para o solo saturado (Figura 3.13).

3.4.1.3. Propriedades consideradas para a modelagem numérica

Finalmente, os parâmetros do modelo HS para a argila porosa de Brasília no estado natural e saturado são apresentados na Tabela 3.2 e Tabela 3.3, respectivamente. Os parâmetros físicos foram obtidos dos ensaios de adensamento.

Tabela 3.2. Parâmetros do solo na condição de umidade natural.

Parâmetros		Nº de camada					
		1	2	3	4	5	6
Parâmetros físicos	γ_{nat} (kN/m ³)	13,10	12,80	13,90	14,30	16,00	18,18
	e_{init}	1,68	1,71	1,38	1,20	0,96	0,93
Parâmetros de resistência	c' (kPa)	4	4	12	20	75	22
	ϕ' (°)	37	37	36	39	21	23
	ψ	0	0	0	0	0	0
Parâmetros de rigidez	E_{50}^{ref} (kPa)	2800	2420	5000	11300	12000	6000
	E_{oed}^{ref} (kPa)	3000	1007	2000	5100	5700	3050
	E_{ur}^{ref} (kPa)	25000	14000	20000	32000	54000	16000
	m	0,50	0,50	0,70	0,50	0,70	1,00
Parâmetros avançados	v_{ur}	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	p^{ref} (kPa)	50	50	100	50	100	50
	K_o^{nc}	0,398	0,398	0,412	0,370	0,642	0,609
	R_f	0,80	0,90	0,90	0,90	0,50	0,50
	σ_{tensao} (kPa)	0	0	0	0	0	0
	c_{inc} (kPa)	0	0	0	0	0	0

Tabela 3.3. Parâmetros do solo na condição saturada.

Parâmetros		Nº de camada					
		1	2	3	4	5	6
Parâmetros físicos	γ_{sat} (kN/m ³)	16,48	16,41	16,95	17,39	18,78	19,26
	e_{init}	1,70	1,70	1,37	1,20	0,91	0,96
Parâmetros de resistência	c' (kPa)	0	0	1	22	3	20
	ϕ' (°)	26	26	26	17	26	24
	ψ	0	0	0	0	0	0
Parâmetros de rigidez	E_{50}^{ref} (kPa)	2235	2120	2725	2910	8165	10000
	E_{oed}^{ref} (kPa)	960	830	1200	1200	4700	5500
	E_{ur}^{ref} (kPa)	13000	13000	14000	32000	32000	25000
	m	0,65	0,80	0,65	0,92	0,25	0,70
Parâmetros avançados	v_{ur}	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	p^{ref} (kPa)	50	50	50	100	50	50
	K_o^{nc}	0,561	0,561	0,561	0,707	0,561	0,593
	R_f	0,75	0,75	0,75	0,70	0,75	0,75
	σ_{tensao} (kPa)	0	0	0	0	0	0
	c_{inc} (kPa)	0	0	0	0	0	0

3.4.2. Elementos de concreto.

Para a modelagem do radier, as inclusões e os capiteis, todos eles de concreto, foi assumido o modelo constitutivo Linear Elástico, uma vez que a rigidez e a resistência desse

material é consideravelmente maior que a do solo reforçado. Além disso, foi considerado o material não poroso.

3.4.2.1. Modelo Linear-Elástico

Os modelos de materiais para solo e rocha são geralmente expressos como uma relação entre incrementos infinitesimais de tensão efetiva e incrementos infinitesimais de deformação. Esta relação pode ser expressa pela equação 3.14 ou pela equação matricial 3.15:

$$\{\sigma\} = [D^e] * \{\varepsilon\} \quad (3.14)$$

Onde:

$\{\sigma\}$ é o vetor tensão (6x1);

D^e é a matriz tensão deformação elástica (6x6);

$\{\varepsilon\}$ é o vetor deformação (6x1).

O modelo Linear Elástico implementado no Plaxis basea-se na lei de Hooke, onde o material tem comportamento isotrópico, linear e elástico. Neste modelo dois parâmetros são usados, o módulo de Young (E') e o coeficiente de Poisson (ν').

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}'_{xx} \\ \dot{\varepsilon}'_{yy} \\ \dot{\varepsilon}'_{zz} \\ \dot{\gamma}'_{xy} \\ \dot{\gamma}'_{yz} \\ \dot{\gamma}'_{zx} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

O modelo Linear Elástico é usualmente inapropriado para modelar o comportamento não linear do solo, porém pode ser utilizado para simular o comportamento de elementos estruturais de concreto como radier e estacas, onde as propriedades de resistência e rigidezes são maiores do que as do solo. Para essas aplicações o modelo Linear Elástico é selecionado junto com o tipo de drenagem não poroso (non-porous), de maneira que seja eliminada a propressão nestes elementos estruturais.

3.4.3.2. Propriedades consideradas

Nas Tabelas 3.4 e 3.5 foram apresentados para cada elemento de concreto os parâmetros do modelo constitutivo adotado.

Tabela 3.4. Parâmetros do radier e inclusões rígidas.

Parâmetros	Radier	Inclusões
Peso específico compactado, γ_n	24,0 kN/m ³	23,0 kN/m ³
Módulo de elasticidade do concreto, E_c	25044 MPa	17708,75 MPa
Rigidez normal, $E \cdot A$	5,0*10 ⁶ kN/m	-
Rigidez à flexão, $E \cdot I$	1,67*10 ⁴ kN/m ² /m	-
Coefficiente de Poisson, ν	0,20	0,20

Tabela 3.5. Parâmetros dos capiteis.

Parâmetros	Capiteis de 0,20 m	Capiteis de 0,15 m
Peso específico compactado, γ_n	24,0 kN/m ³	24,0 kN/m ³
Módulo de elasticidade do concreto, E_c	25044 MPa	25044 MPa
Rigidez normal, $E \cdot A$	5,0*10 ⁶ kN/m	3,76*10 ⁶ kN/m
Rigidez à flexão, $E \cdot I$	1,67*10 ⁴ kN/m ² /m	7,04*10 ³ kN/m ² /m
Coefficiente de Poisson, ν	0,20	0,20

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o cálculo do módulo de elasticidade do concreto é realizado conforme a equação 3.16. Para tanto foi assumida resistência de 20 MPa para o radier e para os capiteis, e resistência de 10 MPa para as inclusões.

$$E_c = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (3.2)$$

Onde:

E_c = Módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

f_{ck} = Resistencia característica do concreto submetido a compressão simples, em MPa.

α_E = 1,0 para granito e gnaiss.

Conforme proposto pela norma NBR 6118 (ABNT 2014) e por Briançon *et al.* (2011) foi adotado coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,2 para os três elementos.

O radier e os capiteis foram modelados como elementos tipo “plate”, tanto para o caso dos modelos axissimétricos como para os modelos 3D.

3.4.3. Camada de distribuição.

Para a camada de distribuição (solo melhorado) adotou-se o modelo Mohr-Coulomb. A escolha deste modelo deve se a que a rigidez do solo após sua compactação aumenta consideravelmente.

3.4.3.1. Modelo Mohr Coulomb

O modelo Mohr Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, onde assume-se que o material tem comportamento linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Na Figura 3.14 tem-se a relação tensão deformação deste modelo, onde o material apresenta comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante para acréscimo de deformações plásticas.

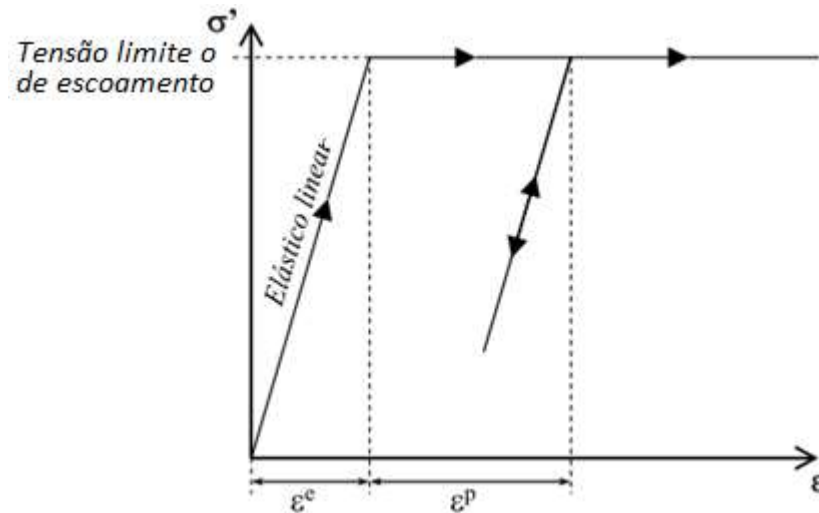


Figura 3.14. Relação tensão-deformação para o modelo Mohr Coulomb (Brinkgreve *et al.*, 2015).

A superfície de plastificação de Mohr Coulomb consiste em seis funções formuladas em termos de tensões principais:

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0 \\
 f_2 &= \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0 \\
 f_3 &= \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0 \\
 f_4 &= \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0 \\
 f_5 &= \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0 \\
 f_6 &= \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c * \cos \varphi \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{3.17}$$

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas funções são o ângulo de atrito ϕ e a coesão c . Assumindo-se a condição $f_i = 0$ (onde f_i é usado para denotar cada função de plastificação individual) junto a essas funções, tem-se a representação de um cone hexagonal no espaço de tensões principais, como apresentado na Figura 3.15.

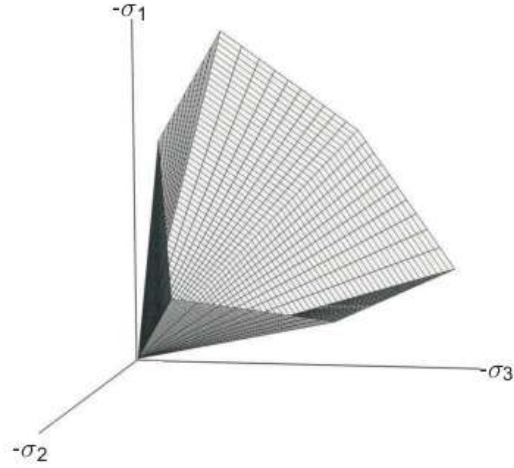


Figura 3.15. Superfície de Mohr Coulomb no espaço de tensões principais ($c = 0$) (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Além das seis funções anteriores, seis funções potenciais plásticas são definidas no modelo, elas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatância ψ . Este parâmetro é requerido para modelar incrementos positivos de deformação volumétrica plástica (dilatância) como é observado em solos densos. As funções de potencial plástico incluindo este parâmetro são apresentadas a seguir:

$$\begin{aligned}
 g_1 &= \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_2 &= \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_3 &= \frac{1}{2}[\sigma'_3 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \\
 g_4 &= \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_5 &= \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_2] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_6 &= \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_1] + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

O modelo linear perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb requer um total de cinco parâmetros conhecidos pelos geotécnicos e obtidos a partir de ensaios simples em amostras de solos. Estes parâmetros são:

E: Modelo de Young (kN/m²)

v: Coeficiente de Poisson

c: Coesão (kN/m²)

ϕ : Ângulo de atrito (°)

ψ : Ângulo de dilatação (°)

Para um estado de tensão dentro da superfície de plastificação, o comportamento é elástico e obedece a lei de Hooke. É por isso que, além dos parâmetros plásticos c, ϕ e ψ , é requerida a introdução dos parâmetros elásticos de Modulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (v).

3.4.3.2. Propriedades consideradas

Os trabalhos realizados por (Otálvaro, 2013) no laboratório de Geotecnia da UnB permitiram a estimativa dos parâmetros do solo melhorado mediante compactação, os quais foram empregados nesta dissertação, sendo apresentados na Tabela 3.6. Echeverría (2006) também obteve parâmetros similares para esse solo compactado.

Tabela 3.6. Parâmetros experimentais da camada de distribuição (solo compactado).

Parâmetros do solo melhorado	
Peso específico compactado, γ_n	18,6 kN/m ³
Módulo de elasticidade do solo, E_{sm}	60 MPa
Coesão drenada do solo melhorado, c_{sm}	80 kPa
Ângulo de atrito, ϕ_{sm}	38°
Coeficiente de Poisson, μ_{sm}	0,25
Índice de vazios, e	0,40

O solo tropical compactado de caráter laterítico e altamente intemperizado foi coletado na região do cerrado brasileiro, na cidade de Brasília.

Para as amostras secas ao ar, o limite de liquidez foi de 40% e o índice de plasticidade de 12%, enquanto que, para as amostras úmidas foi de 42% e 11%, respectivamente.

Segundo os índices de consistência e a distribuição dos tamanhos dos grãos obtida com o uso de defloculante químico, o material foi classificado como ML no Sistema Unificado de

Classificação de Solos (SUCS), coincidindo com a classificação feita por Mota (2003) nos primeiros 8,0 m do solo do Campo Experimental da UnB.

O solo foi compactado com energia Proctor Normal $600 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$. Na modelagem foi considerado que os recalques por colapso do material da camada de distribuição, composta pelo solo colapsável compactado, são nulos.

3.5. Calibração e validação do modelo geotécnico

Para a calibração dos modelos foram realizadas três análises: na primeira foi estudado o tamanho mínimo do modelo para minimizar os efeitos de proximidade das bordas; na segunda, foram estudadas as diferentes possibilidades de elementos finitos para discretização; na terceira, para definir a densidade da malha, foram estudados os tamanhos dos elementos finitos.

Após completadas as primeiras análises de calibração e definido o modelo, validou-se o processo de modelagem por meio da comparação entre os resultados obtidos numericamente e os obtidos em campo através das provas de carga realizadas por Guimarães (2002) e Sales (2000) em estacas e radier isolados no CEGUnB. As características dos ensaios foram apresentadas anteriormente no epígrafe 2.6.6.

A Figura 3.16 apresenta a comparação dos resultados obtidos em campo da prova de carga na estaca N° 1 assente na estratigrafia do CEGUnB adotada (Figura 3.5 e Tabelas 3.2 e 3.3) e os resultados numéricos (modelo axissimétrico elaborado no software Plaxis e submetido as mesmas cargas e condições de campo).

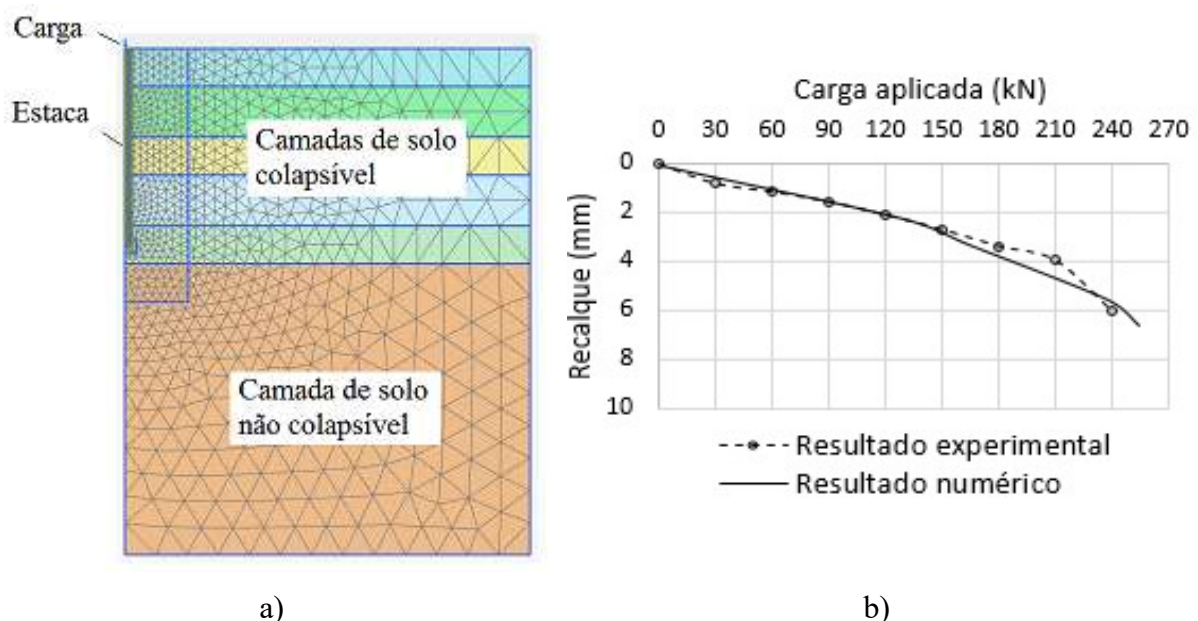


Figura 3.16. Comparação entre o resultado experimental (Guimarães, 2002) e numérico da prova de carga na estaca N° 1 a) Modelo em 2D b) Curva carga-recalque.

Através dos resultados apresentados na Figura 3.16 pode-se afirmar que os parâmetros dos modelos constitutivos obtidos a partir da cali bração dos ensaios de laboratório e o modelo geotécnico assumido estão adequados.

Na Figura 3.17 são apresentados os resultados experimentais (linha descontínua) e os resultados numéricos (linha contínua) da transferência de carga ao longo da estaca N° 1. Pode-se observar que, basicamente, a transferência de carga se dá pelo fuste, sendo a parcela de ponta desprezível. Novamente os resultados numéricos aproximaram-se dos experimentais.

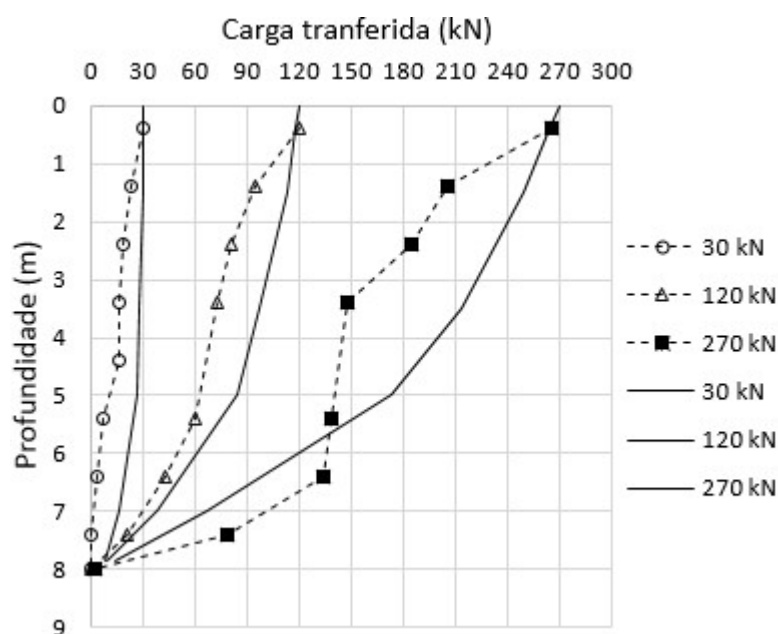
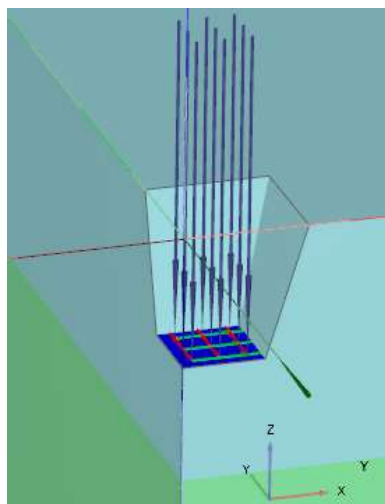
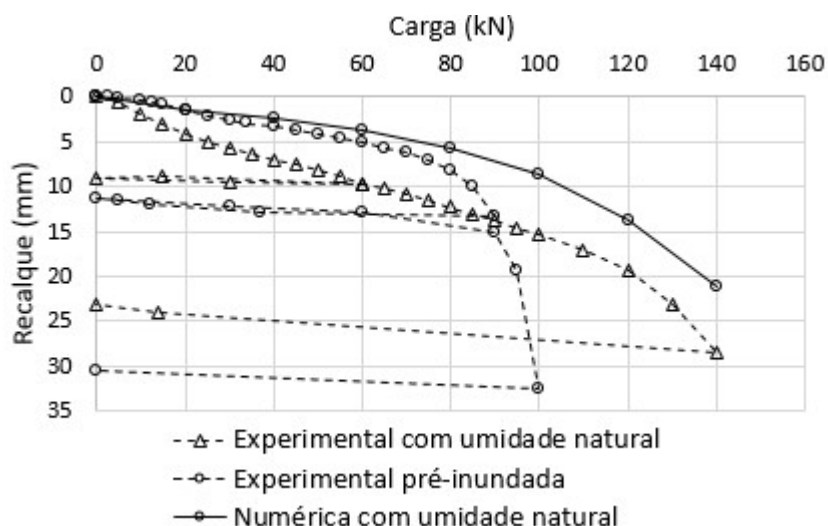


Figura 3.17. Transferência de carga na estaca N°1.

Adicionalmente, foi feita a validação do modelo a partir da modelagem numérica em 3D da prova de carga realizada por Sales (2000) em uma sapata isolada no CEGUnB. As características da prova foram apresentadas anteriormente no epígrafe 2.6.6. Na modelagem foi considerado um quarto da geometria devido à simetria do problema. Os resultados da modelagem considerando as propriedades da estratigrafia com umidade natural são apresentados na Figura 3.18.b com linha contínua.



a)



b)

Figura 3.18. Comparação entre o resultado experimental (Sales, 2000) e numérico da prova de carga em sapata isolada. a) Modelo em 3D b) Curva carga-recalque.

As diferenças entre a curva experimental do ensaio feito na estratigrafia com umidade natural e a numérica podem ter sido ocasionadas pela variabilidade natural do solo, o que é comum em locais com esta pedogênese. Nos resultados dos ensaios realizados por Sales (2000), o autor encontrou o fato inesperado do que no ensaio com o solo pré-inundado o módulo do solo no início do carregamento foi maior do que na prova com o solo na condição de umidade natural. Na curva experimental com umidade natural é provável que tivesse acontecido problema de contato ou adaptação da placa ao solo de suporte até os primeiros 40 kN de carregamento. Essas incertezas são as que fazem com que a curva numérica não coincida de forma mais aproximada com a curva experimental.

Do ponto de vista numérico, para o caso da estaca o comportamento depende do valor médio das propriedades do solo desde a superfície até a profundidade que atinge a ponta do elemento, em vez de a placa que depende apenas das propriedades superficiais do solo, tornando este último caso mais sensível para qualquer variação das propriedades do material.

3.6. Descrição das etapas de análise

3.6.3. Etapas de análise

As etapas de análise dos modelos numéricos foram estabelecidas de acordo com o processo construtivo de fundações com inclusões rígidas. Inicialmente seis etapas (Fase inicial, Fase I, Fase II, Fase III, Fase IV e Fase V) foram definidas (Figura 3.19). A Fase I consiste na escavação do solo natural, onde posteriormente será executada a camada de distribuição. Na

Fase II tem-se a instalação da inclusão rígida. Na Fase III é executada a camada de distribuição. Na Fase IV é construído o radier. Na Fase V é aplicada a carga sobre a fundação.

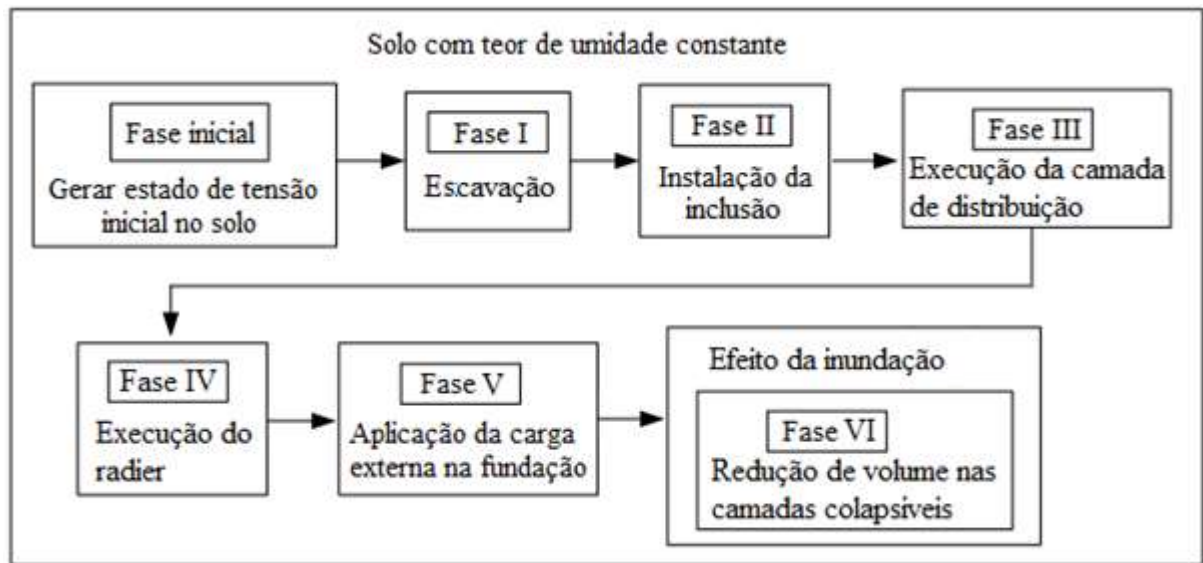


Figura 3.19. Etapas de análise.

3.6.4. Simplificação proposta para a simulação do colapso do solo

A modelagem numérica de um solo colapsável submetido à inundação (colapso do solo devido ao aumento do teor de umidade) é uma tarefa complexa quando comparada com a modelagem desse solo na condição de umidade constante. No primeiro caso é necessário o uso de modelos elasto-plásticos que considerem aspectos do comportamento dos solos colapsáveis, tais como: mudança no teor de umidade (mudança na sucção matricial), aumento da rigidez e da tensão de pré-adensamento com o acréscimo da sucção e diminuição da coesão aparente com a queda da sucção. Estes modelos mais complexos precisam de parâmetros que são de difícil obtenção, sendo necessários testes de laboratório com sucção controlada. Além disso, é preciso um software com modelos constitutivos para solos não saturados que permitam simular o fenômeno do colapso.

Neste trabalho o solo colapsável foi modelado na condição de umidade constante. A fim de incorporar o efeito da inundação, uma fase de cálculo foi adicionada (Fase VI), conforme apresentado na Figura 3.19. A Fase VI consiste em aplicar uma redução de volume vertical (deformação volumétrica vertical ou potencial de colapso, em %) nas camadas de solo colapsável até a profundidade de 3,5 m. Essa redução foi definida para cada modelo em função da tensão transmitida pela camada de distribuição ao solo colapsável.

A magnitude da redução de volume vertical foi obtida através da plotagem, em um mesmo gráfico, das trajetórias dos ensaios de adensamento realizados por Guimarães (2002) em condição de umidade natural e saturada, conforme Figura 3.20.

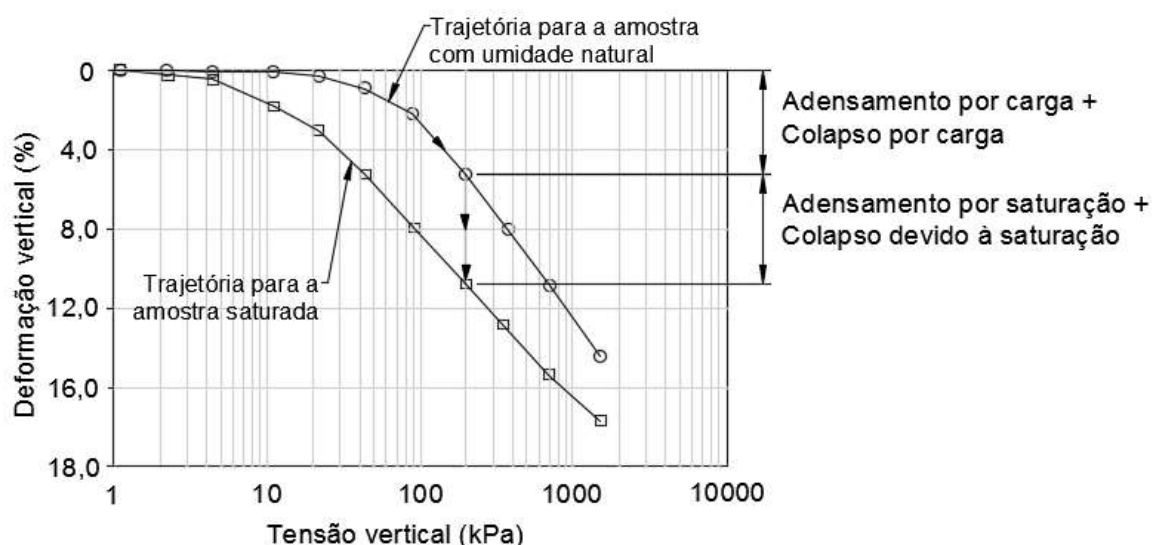


Figura 3.20. Ensaio de adensamento duplo e definição da trajetória seguida com o solo colapsado a 200 kPa.

Os resultados da redução de volume ou potencial de colapso nas duas primeiras camadas de solo colapsável (ε_{yy} (%)), em função da carga atuante no ensaio de adensamento, foram apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Valores da redução de volume ε_{yy} ou potencial de colapso nas camadas de solo colapsável em função da tensão σ_{yy} no ensaio de adensamento.

Nº de camada	Profundidade da camada (m)	σ_{yy} (kN/m ²)							
		5	10	20	40	60	80	100	120
		ε_{yy} (%)							
1,0	0 ~ 1,5	1,0	2,5	4,0	7,0	9,0	11,5	13,0	14,0
2,0	1,5 ~ 3,5	1,0	1,5	4,0	6,0	7,0	8,0	9,0	9,0

Para as análises com inclusões rígidas apresentadas adiante no epígrafe 4.3, estimou-se a magnitude do acréscimo das tensões na camada de solo colapsável e com este valor foi calculada (Tabela 3.7) e incorporada no modelo a redução vertical de volume gerada pelo colapso do solo. Os resultados são apresentados no Apêndice A.

4. MODELAGEM PARAMÉTRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS

4.1. Casos analisados

De forma a avaliar os recalques em estruturas sem inclusões rígidas, primeiramente, mediante modelos 2D com deformação plana, foram analisadas fundações do tipo radier isolado com diferentes larguras. Essas análises foram feitas considerando a estratigrafia apresentada anteriormente em duas situações: uma com o solo na umidade natural e a outra com os primeiros 3,5 m de solo saturado. Posteriormente, foram feitas análises paramétricas com as fundações com inclusões rígidas usando modelos axissimétricos e considerando as mesmas situações de estratigrafia expostas anteriormente, bem como outra na qual foi considerada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de profundidade. Um resumo das análises realizadas na fundação com radier e a fundação com inclusões rígidas são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2 respectivamente.

Tabela 4.1. Análises realizadas na fundação com radier.

Tipos de estratigrafia	Largura do radier (m)						
	5	10	20	40	60	80	100
Com umidade natural	x	x	x	x	x	x	x
Com os primeiros 3,5 m saturados	x	x	x	x	x	x	x

*Em cada modelo foram obtidos resultados para tensões de 5, 10, 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa.

Tabela 4.2. Análises realizadas na fundação com inclusões rígidas.

S (m)	H _{CD} (m)	Estratigrafia com umidade natural		Estratigrafia com umidade de saturação		Estratigrafia com redução de volume	
		Sem Cap.	Com Cap.	Sem Cap.	Com Cap.	Sem Cap.	Com Cap.
1,0	0,5	x		x		x	
	1,0	x		x		x	
	1,5	x		x		x	
	2,0	x		x		x	
	2,5	x		x		x	
1,5	0,5	x	x	x	x	x	x
	1,0	x	x	x	x	x	x
	1,5	x	x	x	x	x	x
	2,0	x	x	x	x	x	x
	2,5	x		x		x	
2,0	0,5	x	x	x	x	x	x
	1,0	x	x	x	x	x	x
	1,5	x	x	x	x	x	x
	2,0	x	x	x	x	x	x
	2,5	x		x		x	
2,5	0,5	x	x	x	x	x	x
	1,0	x	x	x	x	x	x
	1,5	x	x	x	x	x	x
	2,0	x	x	x	x	x	x
	2,5	x		x		x	
3,0	0,5	x		x		x	
	1,0	x		x		x	
	1,5	x		x		x	
	2,0	x		x		x	
	2,5	x		x		x	

*Em cada modelo foram obtidos resultados para tensões de 10, 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa.

4.2. Modelagem da fundação com radier isolado

Primeiramente, foram analisados casos de fundações do tipo radier isolado com diferentes larguras, sem reforço e assente na estratigrafia do CEGUnB conforme descrita anteriormente (Figura 4.1). Para tanto, foram consideradas duas situações: solo com umidade natural e solo na condição saturada nos primeiros 3,5 m (camada de solo colapsável). Em ambos os casos foram previstos carregamentos de 5, 10, 20, 40, 60, 80 e 120 kN/m². Os resultados são apresentados na Tabela 4.3.

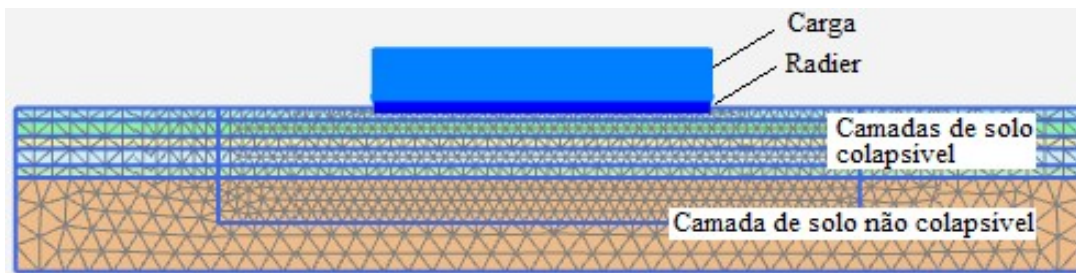


Figura 4.1. Modelo em 2D da fundação com radier.

Tabela 4.3. Recalques obtidos para as condições de umidade natural e saturada.

Condições de umidade	Largura do radier (m)	q_0 (kN/m ²)						
		5	10	20	40	60	80	120
Natural	5	0,6	1,3	3,1	9,5	15,9	22,2	34,4
Saturada		1,9	5,4	11,7	23,5	35,8	48,5	-
Natural	10	1,0	2,0	4,7	12,6	20,3	27,7	41,8
Saturada		2,4	6,3	13,0	26,1	38,5	50,1	73,9
Natural	20	1,3	2,7	6,3	15,7	24,5	32,8	48,2
Saturada		2,9	7,2	14,5	28,8	40,9	52,0	71,9
Natural	40	1,5	3,1	6,9	16,8	25,8	34,2	49,7
Saturada		3,1	7,5	15,2	29,9	41,9	52,6	71,6
Natural	60	1,6	3,2	7,6	16,9	25,8	34,1	49,2
Saturada		3,1	7,6	15,3	29,9	41,8	52,8	71,1
Natural	80	1,6	3,2	7,2	16,9	25,8	33,9	48,9
Saturada		3,1	7,6	15,3	29,9	41,5	52,0	71,1
Natural	100	1,6	3,2	7,2	16,9	25,8	34,0	49,0
Saturada		3,1	7,6	15,3	29,6	41,4	52,2	71,0

Nas Figuras 4.2 e 4.3 têm-se os gráficos de largura do radier vs recalque obtidos para as condições de solo em umidade natural e saturada nos primeiros 3,5 m (camada de solo colapsível), respectivamente.

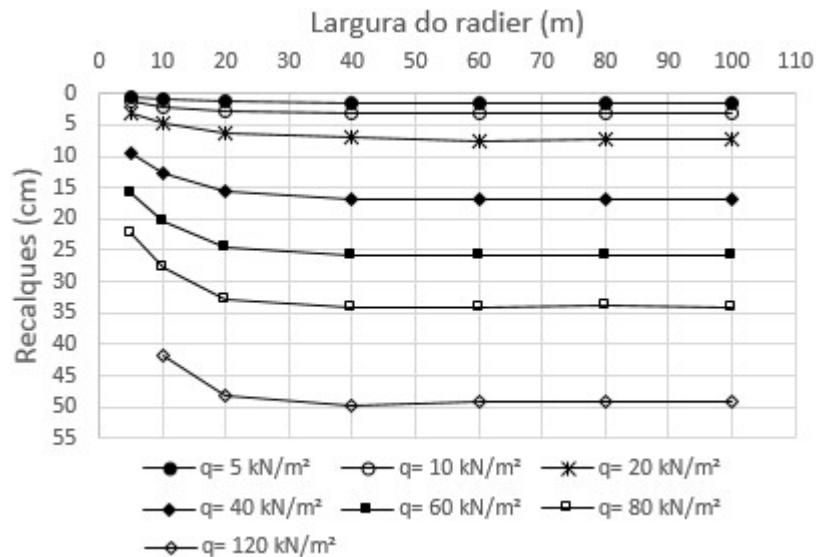


Figura 4.2. Recalques para diferentes larguras do radier assente na estratigrafia com teor de umidade natural.

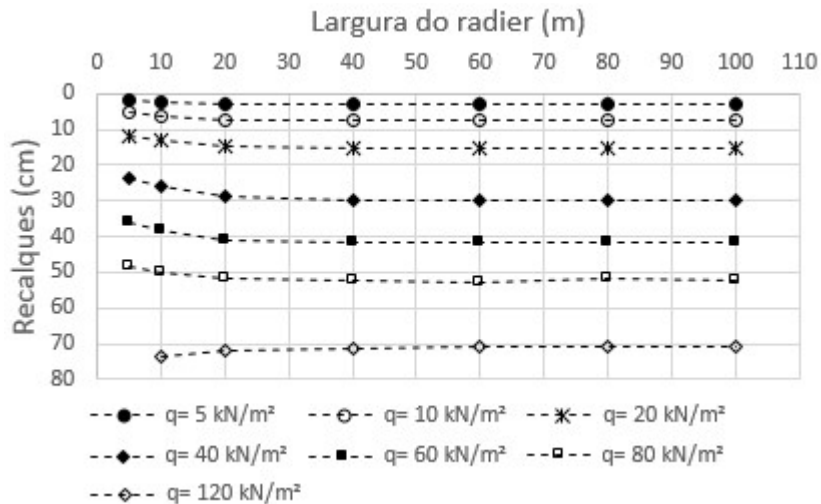


Figura 4.3. Recalques para diferentes larguras do radier assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m de solo na condição saturada.

Através das Figuras 4.2 e 4.3 pode-se observar que a largura do radier impacta nos valores dos recalques obtidos, porém para larguras superiores a 40 m esta variação torna-se praticamente imperceptível para as duas situações analisadas, tornando-se um problema bidimensional. Para larguras menores de 40 m aumentam os pontos de plastificação no solo da fundação, sendo que para o caso com largura de 5,0 m e carga de 120 kPa ocorreu a falha por capacidade de carga.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 são apresentados os gráficos de carga vs recalque para os modelos de radier isolado com diferentes larguras. Através desses, pode-se observar, também, que larguras superiores a 40 m não impactam significativamente nos valores dos recalques.

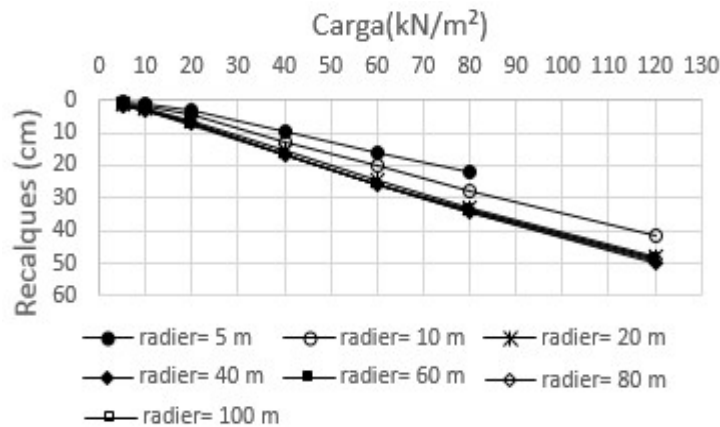


Figura 4.4. Variação dos recalques devido a aplicação das cargas em radier com diferentes larguras e assentes na estratigrafia com teor de umidade natural.

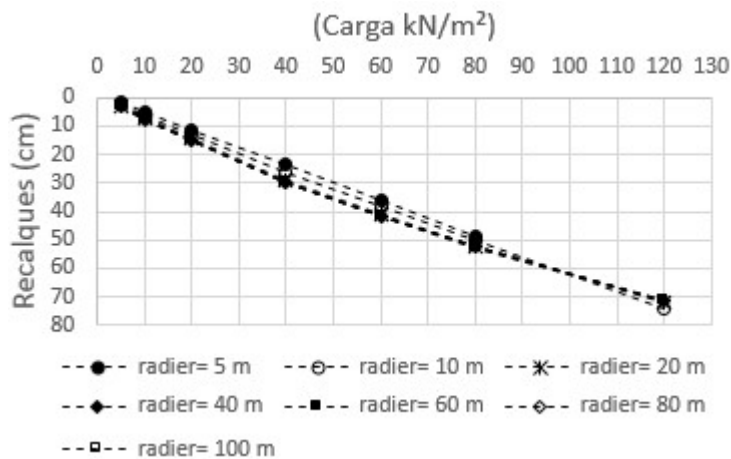


Figura 4.5. Variação dos recalques devido a aplicação das cargas em radier com diferentes larguras e assentes na estratigrafia com os primeiros 3,5 m de solo na condição saturada.

4.3. Modelagem da fundação com inclusões rígidas

A análise paramétrica teve como objetivo avaliar a interação entre os diferentes elementos que compõem as fundações com inclusões rígidas. Para facilitar o processo da modelagem foram empregados modelos axissimétricos.

A análise de sensibilidade foi feita para o projeto de fundação com inclusões rígidas assentes na estratigrafia com umidade natural, na estratigrafia com os primeiros 3,5 m na condição saturada e quando aplicada uma redução de volume vertical simulando o colapso. Foi levada em consideração a influência das quatro variáveis definidas a seguir:

1. Espaçamento entre inclusões: 1; 1,5; 2; 2,5; e 3 m.
2. Comprimento das inclusões: apoiadas a 9,5 m de profundidade.

3. Espessura da camada de distribuição: 0,5; 1; 1,5; 2; e 2,5 m.
4. Espessura do radier: radier flexível de 0,2 m.

As propriedades da camada de distribuição e dos elementos de concreto foram as mesmas para todos os modelos.

Adicionalmente, foram feitos modelos com capitéis para avaliar a influência destes elementos no desempenho da fundação. As análises foram realizadas para espaçamentos de 1; 1,5; e 2 m e altura de camada de distribuição de 1; 1,5; e 2 m.

Embora os modelos axissimétricos não representam a realidade nos casos de pequenos grupos de inclusões, onde as condições da borda tornam-se de maior importância, esses modelos conseguem simular a essência do fenômeno para o caso de grandes grupos de inclusões centrais, além de garantir uma análise paramétrica de forma rápida. Também é importante destacar que os valores dos recalques obtidos na modelagem são superiores aos recalques que realmente ocorrem na estratigrafia do CEGUnB, isso se deve ao fato dos parâmetros do solo correspondente à profundidade de 10 m terem sido assumidos até 20 m, uma vez que não foram realizados ensaios a profundidades maiores que 10 m.

4.3.1. Eficiência no controle do recalque

Nos modelos elaborados, a eficiência da fundação com inclusões rígidas no controle do recalque superficial foi determinada a partir da fórmula do fator de redução do recalque no nível da superfície do radier (FRR), conforme apresentado na equação 4.1.

$$FRR = 1 - \frac{\delta_s^+}{\delta^*} \quad (4.1)$$

Onde:

FRR: fator de redução do recalque (se FRR=1 o recalque foi reduzido na sua totalidade e a eficiência do sistema de inclusões é a máxima, se FRR = 0 o recalque não experimentou nenhuma redução e a eficiência do sistema é nula).

δ_s^+ : recalque do solo reforçado com inclusões rígidas, obtido na superfície do radier.

δ^* : recalque do solo sem reforço (SR), obtido na superfície do radier.

Na Tabela 4.4 são apresentados os recalques (δ) e o valor de FRR da fundação reforçada com inclusões rígidas considerando o caso da fundação assente sobre a estratigrafia com umidade natural. As análises foram feitas para vários espaçamentos entre inclusões (S), espessura de camada de distribuição (H_{CD}) e nível de carregamento (q_0).

Tabela 4.4. Resultados dos recalques (δ) e o valor de FRR, para fundação assente na estratigrafia em condições de umidade natural.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)											
		10		20		40		60		80		120	
		δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR
SR	SR	2,7	0,00	5,3	0,00	11,5	0,00	19,0	0,00	26,5	0,00	40,2	0,00
1,0	0,5	2,3	0,15	3,2	0,40	5,4	0,53	7,6	0,60	9,5	0,64	13,3	0,67
	1,0	2,6	0,04	3,2	0,40	5,4	0,53	7,6	0,60	9,7	0,63	13,4	0,67
	1,5	2,7	0,00	3,3	0,38	5,4	0,53	7,6	0,60	9,8	0,63	13,5	0,66
	2,0	3,1	-	3,5	0,34	5,7	0,50	7,9	0,58	10,1	0,62	13,9	0,65
	2,5	3,4	-	3,6	0,32	5,9	0,49	8,2	0,57	10,3	0,61	14,2	0,65
1,5	0,5	1,9	0,30	3,1	0,42	5,4	0,53	7,8	0,59	10,2	0,62	14,8	0,63
	1,0	2,3	0,15	3,4	0,36	5,7	0,50	7,9	0,58	10,4	0,61	15,1	0,62
	1,5	2,6	0,04	3,7	0,30	6,0	0,48	8,3	0,56	10,6	0,60	15,5	0,61
	2,0	2,9	-	4,1	0,23	6,4	0,44	8,6	0,55	10,9	0,59	15,7	0,61
	2,5	3,3	-	4,4	0,17	6,7	0,42	8,9	0,53	11,3	0,57	16,2	0,60
2,0	0,5	1,8	0,33	3,1	0,42	5,8	0,50	8,6	0,55	11,5	0,57	17,2	0,57
	1,0	2,2	0,19	3,4	0,36	6,1	0,47	9,0	0,53	12,0	0,55	18,1	0,55
	1,5	2,5	0,07	3,8	0,28	6,4	0,44	9,4	0,51	12,5	0,53	18,7	0,53
	2,0	2,9	-	4,2	0,21	6,8	0,41	9,8	0,48	12,8	0,52	18,9	0,53
	2,5	3,3	-	4,6	0,13	7,2	0,37	10,3	0,46	13,3	0,50	19,4	0,52
2,5	0,5	1,8	0,33	3,2	0,40	6,4	0,44	9,7	0,49	13,0	0,51	20,1	0,50
	1,0	2,2	0,19	3,5	0,34	6,9	0,40	10,3	0,46	13,7	0,48	21,6	0,46
	1,5	2,6	0,04	3,9	0,26	7,3	0,37	10,7	0,44	14,3	0,46	22,3	0,45
	2,0	3,0	-	4,4	0,17	7,8	0,32	11,2	0,41	14,8	0,44	22,5	0,44
	2,5	3,5	-	4,8	0,09	8,3	0,28	11,7	0,38	15,4	0,42	22,7	0,44
3,0	0,5	1,9	0,30	3,6	0,32	7,2	0,37	10,7	0,44	14,6	0,45	23,3	0,42
	1,0	2,3	0,15	4,0	0,25	7,7	0,33	11,4	0,40	15,8	0,40	25,1	0,38
	1,5	2,7	0,00	4,4	0,17	8,2	0,29	12,0	0,37	16,5	0,38	26,0	0,35
	2,0	3,1	-	5,0	0,06	8,7	0,24	12,6	0,34	17,0	0,36	26,6	0,34
	2,5	3,6	-	5,5	-	9,2	0,20	13,1	0,31	17,4	0,34	-	-

Na Tabela 4.5 são apresentados os recalques (δ) e o valor de FRR da fundação reforçada com inclusões rígidas considerando o caso de fundação assente sobre a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. As análises foram feitas para vários espaçamentos entre inclusões (S), espessura de camada de distribuição (H_{CD}) e nível de carregamento (q₀).

Tabela 4.5. Resultados dos recalques (δ) e o valor de FRR, para fundação assente na estratigrafia em condições saturadas.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)											
		10		20		40		60		80		120	
		δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR
SR	SR	4,2	0,00	10,6	0,00	23,4	0,00	33,7	0,00	42,5	0,00	57,4	0,00
1,0	0,5	2,3	0,45	3,2	0,70	5,4	0,77	7,6	0,77	9,6	0,77	13,3	0,77

	1,0	2,6	0,38	3,2	0,70	5,4	0,77	7,6	0,77	9,8	0,77	13,4	0,77
	1,5	2,8	0,33	3,3	0,69	5,4	0,77	7,6	0,77	9,8	0,77	13,5	0,76
	2,0	3,2	0,24	3,5	0,67	5,7	0,76	7,9	0,77	10,1	0,76	13,9	0,76
	2,5	3,5	0,17	3,6	0,66	5,9	0,75	8,2	0,76	10,3	0,76	14,2	0,75
1,5	0,5	1,9	0,55	3,1	0,71	5,4	0,77	7,8	0,77	10,3	0,76	15,1	0,74
	1,0	2,2	0,48	3,4	0,68	5,7	0,76	7,9	0,77	10,4	0,76	15,5	0,73
	1,5	2,6	0,38	3,7	0,65	6,0	0,74	8,3	0,75	10,6	0,75	15,6	0,73
	2,0	2,9	0,31	4,1	0,61	6,4	0,73	8,6	0,74	10,8	0,75	15,9	0,72
	2,5	3,2	0,24	4,4	0,58	6,7	0,71	8,9	0,74	11,2	0,74	16,4	0,71
2,0	0,5	1,8	0,57	3,1	0,71	5,9	0,75	8,9	0,74	12,1	0,72	18,4	0,68
	1,0	2,2	0,48	3,4	0,68	6,0	0,74	9,3	0,72	12,7	0,70	19,7	0,66
	1,5	2,5	0,40	3,8	0,64	6,3	0,73	9,6	0,72	13,1	0,69	20,0	0,65
	2,0	2,9	0,31	4,2	0,60	6,7	0,71	9,9	0,71	13,3	0,69	20,2	0,65
	2,5	3,3	0,21	4,6	0,57	7,1	0,70	10,2	0,70	13,8	0,68	20,4	0,64
2,5	0,5	1,8	0,57	3,3	0,69	6,7	0,71	10,5	0,69	14,5	0,66	23,0	0,60
	1,0	2,2	0,48	3,5	0,67	7,2	0,69	11,3	0,66	15,7	0,63	24,7	0,57
	1,5	2,6	0,38	3,9	0,63	7,5	0,68	11,8	0,65	16,1	0,62	24,9	0,57
	2,0	3,0	0,29	4,4	0,58	8,0	0,66	12,1	0,64	16,2	0,62	-	-
	2,5	3,5	0,17	4,5	0,58	8,5	0,64	12,4	0,63	16,3	0,62	-	-
3,0	0,5	1,8	0,57	3,7	0,65	7,9	0,66	12,4	0,63	17,4	0,59	28,9	0,50
	1,0	2,3	0,45	4,0	0,62	8,6	0,63	13,7	0,59	19,1	0,55	29,7	0,48
	1,5	2,7	0,36	4,4	0,58	9,3	0,60	14,3	0,58	19,8	0,53	30,1	0,48
	2,0	3,1	0,26	5,0	0,53	9,5	0,59	14,5	0,57	20,2	0,52	-	-
	2,5	3,6	0,14	5,5	0,48	10,0	0,57	14,8	0,56	20,6	0,52	-	-

Na Figura 4.6 têm-se os gráficos de recalque vs carga sobre o radier obtidos a partir dos resultados apresentados nas Tabelas 4.4 e 4.5, para espessura da camada de distribuição de 1,5 m. Em linhas contínuas estão apresentados os resultados para a estratigrafia com umidade natural (nat) e, em linhas tracejadas, com os primeiros 3,5 m saturados (sat). Pode-se observar que para espaçamentos de 1,0 m e 1,5 m entre inclusões, os recalques na superfície coincidem para as duas condições de estratigrafia até o carregamento máximo de 120 kPa. Para espaçamentos de 2,0 m, os recalques superficiais começam a diferir para cargas superiores a 60 kPa.

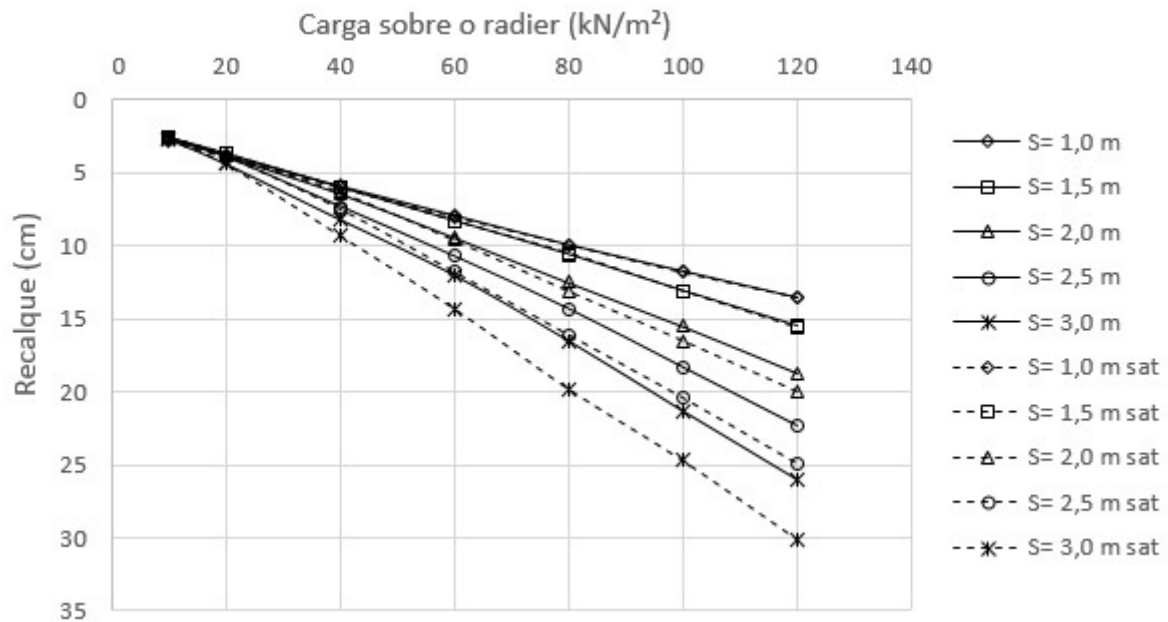


Figura 4.6. Gráfico da variação do recalque em relação a carga para uma altura de camada de distribuição de 1,5 m.

Na Figura 4.7 são apresentadas as eficiências na redução do recalque da fundação reforçada com inclusões rígidas assente na estratigrafia com umidade natural e com os primeiros 3,5 m saturados respectivamente.

Pode-se observar que as fundações com inclusões rígidas são mais eficientes quando o solo a reforçar é menos rígido. Para o caso dos modelos com espessura de camada de distribuição de 1,5 m e assentes na estratigrafia com umidade natural, a eficiência no controle do recalque foi superior a 50 % para espaçamento menor ou igual a 2,0 m entre inclusões (Figura 4.7 a). Já para o caso dos modelos com espessura de camada de distribuição de 1,5 m e assentes na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, a eficiência no controle de recalque foi superior a 65 % para espaçamento menor ou igual a 2,0 m (Figura 4.7 b).

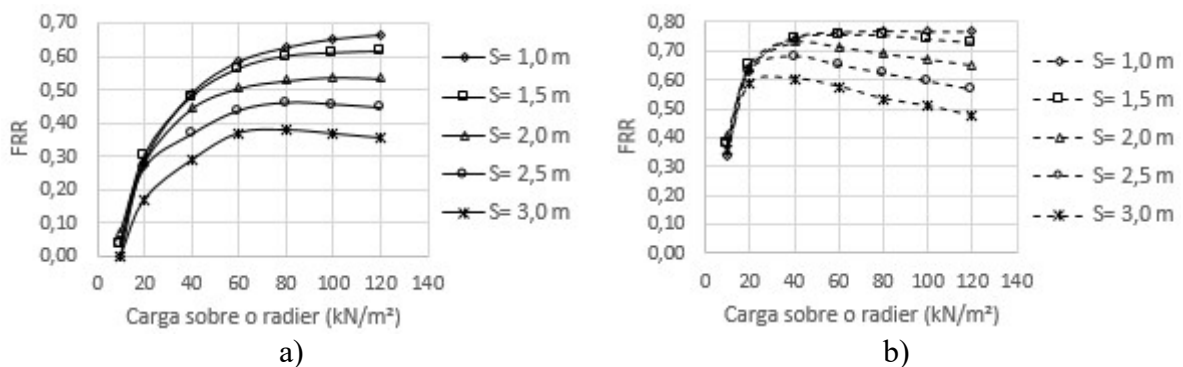


Figura 4.7. Gráfico de eficiência no controle de recalque para os modelos com 1,5 m de espessura de camada de distribuição e diferentes espaçamentos entre inclusões e níveis de carga. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Nos modelos anteriores foi aplicada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível para simular a redução de volume por colapso. Os recalques obtidos na superfície do radier são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Recalques δ (cm) após aplicada a redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)					
		20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	3,1	5,3	7,6	9,6	11,6	13,6
	1,0	3,2	5,4	7,7	9,7	11,7	13,7
	1,5	3,3	5,5	7,7	9,8	11,8	13,8
	2,0	3,5	5,8	8,0	10,1	12,2	14,2
1,5	0,5	3,2	5,8	8,3	11,0	13,6	16,2
	1,0	3,3	6,1	8,8	11,5	14,3	17,1
	1,5	3,6	6,4	9,2	11,9	14,8	17,6
	2,0	4,0	6,8	9,6	12,5	15,4	18,1
2,0	0,5	3,6	6,8	10,2	13,6	17,1	20,7
	1,0	4,2	7,8	11,8	15,9	20,1	24,4
	1,5	5,0	9,0	13,3	17,1	22,0	26,5
	2,0	5,6	9,7	13,8	18,7	23,5	28,3
2,5	0,5	4,6	8,8	13,9	19,8	23,1	25,9
	1,0	5,9	11,3	17,9	22,6	26,2	29,2
	1,5	7,4	13,7	21,3	24,8	27,7	31,3
	2,0	9,2	15,8	20,2	24,6	29,2	33,7

Na Figura 4.8 tem-se os recalques obtidos nos modelos de fundação com inclusões rígidas (com 1,5 m de espessura de camada de distribuição) assente na estratigrafia com umidade natural (nat), bem como com os primeiros 3,5 m de solo saturados (sat) e, também, considerando redução de volume (ϵ_{yy}) nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

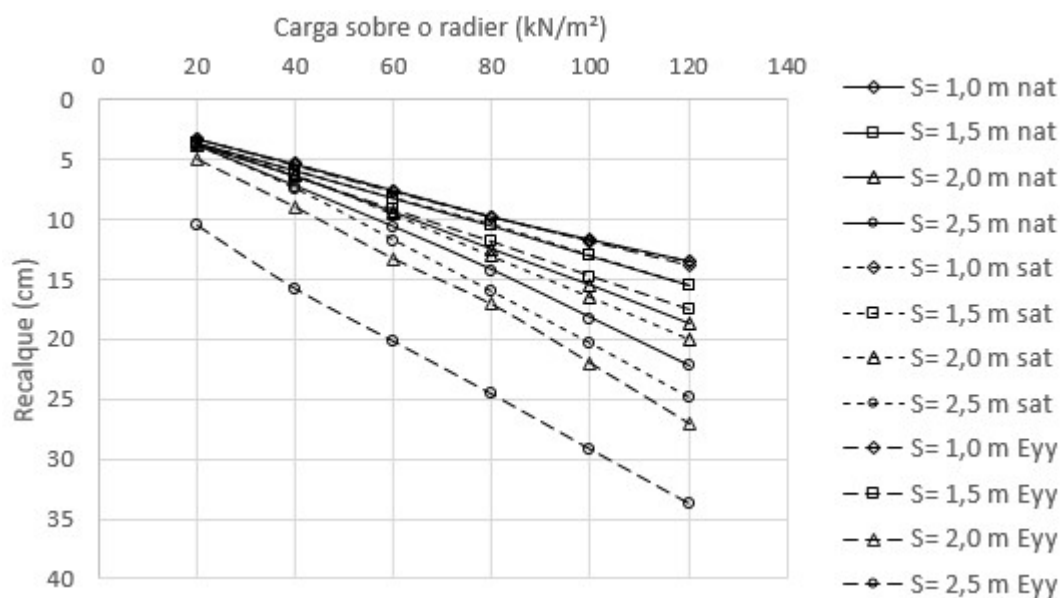


Figura 4.8. Gráfico de variação do recalque com a carga para vários espaçamentos entre inclusões e espessura da camada de distribuição de 1,5 m.

Na Figura 4.9 tem-se os recalque obtidos nos modelos de fundação com inclusões rígidas (com 2,0 m de espessura de camada de distribuição) assente na estratigrafia com umidade natural (nat), bem como com os primeiros 3,5 m de solo saturados (sat) e, também, considerando redução de volume (ϵ_{yy}) nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

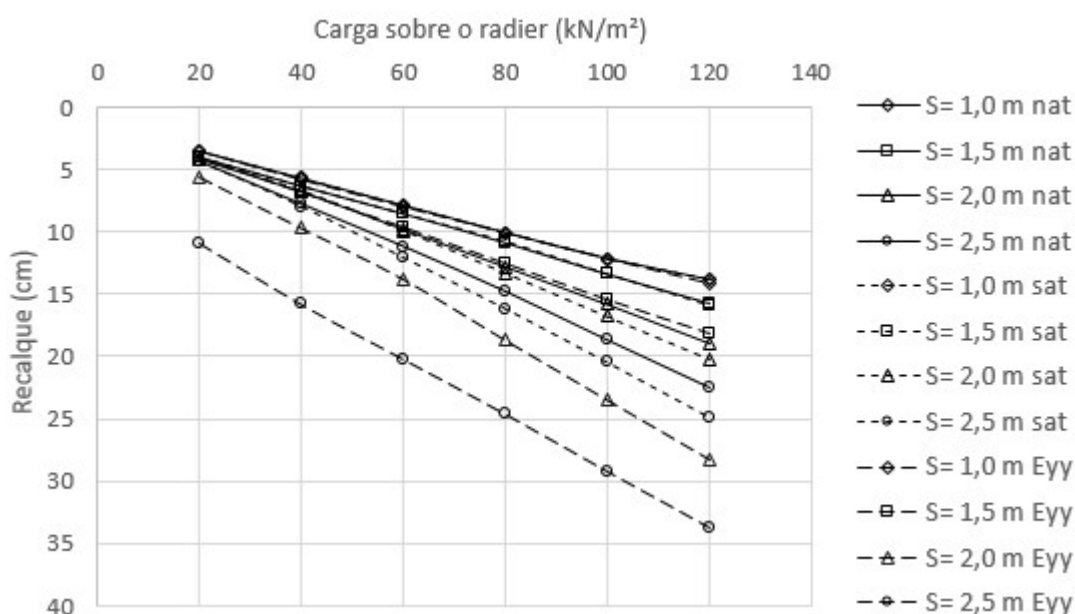


Figura 4.9. Gráfico de variação do recalque com a carga para vários espaçamentos entre inclusões e espessura da camada de distribuição de 2,0 m.

A partir das Figuras 4.8 e 4.9, pode-se observar que não há alterações nos recalques, mesmo quando considerada redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, para espaçamento de até 1,0 m entre inclusões. Para espaçamentos maiores que 1,0 m, quando aplicada a redução de volume vertical, parte da carga que era suportada pelo solo colapsível é transferida para a cabeça das inclusões, ocasionando a penetração deste elemento na camada de distribuição, o que provoca maiores recalques na superfície. Para espaçamentos de 1,5 m, os recalques no topo da fundação, quando aplicada a redução de volume, foram de 3,0 cm para um carregamento de 120 kPa.

Na Figura 4.10 é apresentada a variação dos deslocamentos verticais ao longo da profundidade para os modelos axissimétricos de fundação com espessura da camada de distribuição de 1,5 m, carga no topo de 120 kPa e diferentes valores de espaçamentos de inclusões, após aplicada redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível. Pode-se observar que, conforme apresentado anteriormente para espaçamento entre inclusões

de 1,0 m os recalques na camada de distribuição e superfície da fundação coincidem com os recalques na parte superior da inclusão rígida, embora seja aplicada uma redução de volume na camada de solo colapsível N°2.

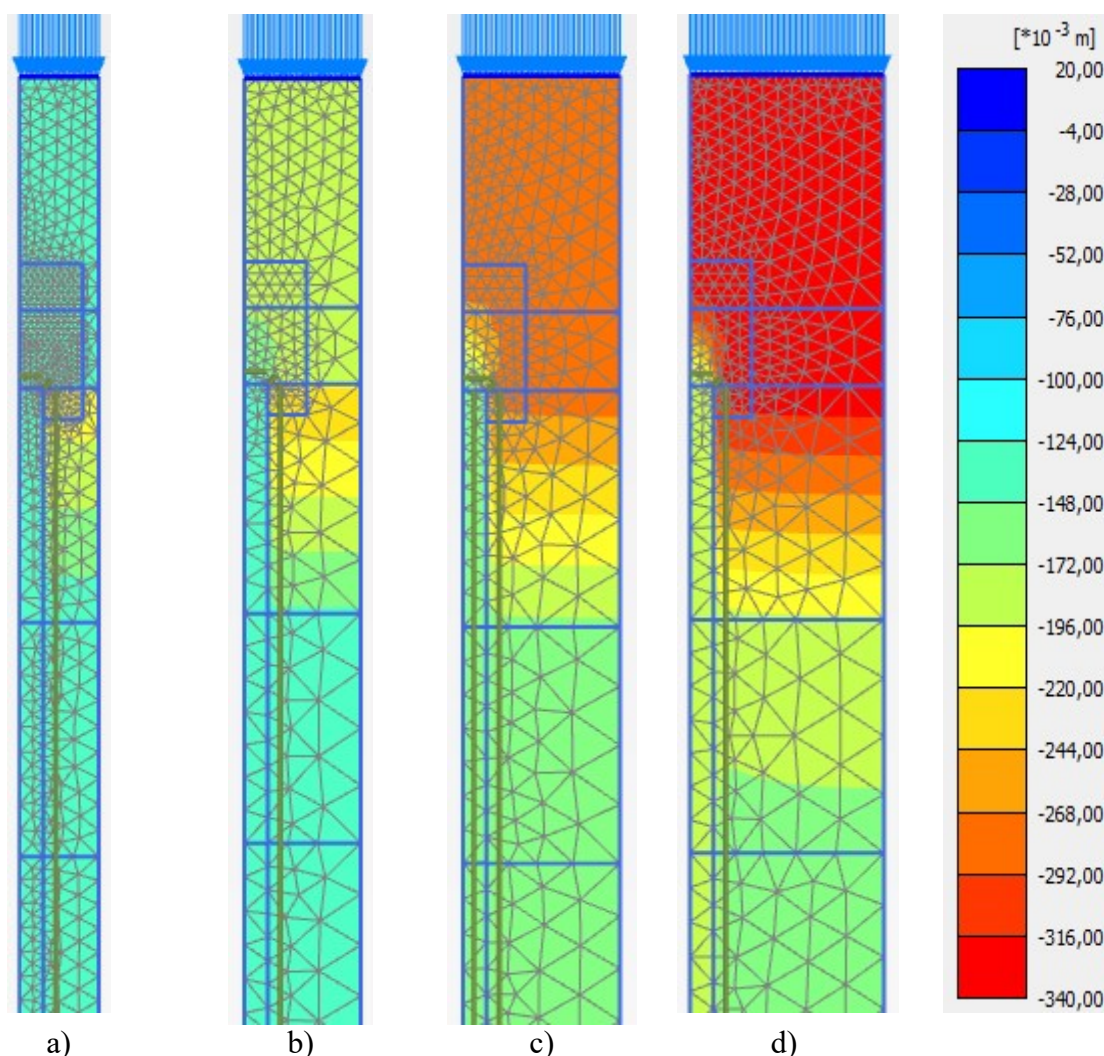


Figura 4.10. Variação dos deslocamentos verticais da fundação com espessura de camada de distribuição de 1,5 m e carga no topo de 120 kPa, quando aplicada uma redução de volume vertical. a) Espaçamento de 1,0 m. b) Espaçamento de 1,5 m. c) Espaçamento de 2,0 m. d) Espaçamento de 2,5 m.

Uma vez comprovado que para o espaçamento de 1,0 m entre inclusões os recalques no topo da fundação não variam quando aplicada redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível e que, nessas mesmas condições, para espaçamentos maiores que 1,0 m tem-se o aumento dos recalques na superfície, foram colocados capitéis no topo das inclusões dos modelos axissimétricos com espaçamento de 1,5, 2,0 e 2,5 m, para determinar os recalques dessas fundações quando assentes na estratigrafia com umidade natural e quando aplicada redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

Na Tabela 4.7 são apresentados os resultados dos recalques e da eficiência da fundação para o caso dos modelos axissimétricos com capiteis no topo da inclusão rígida, para espaçamentos de 1,5, 2,0 e 2,5 m e espessura de camada de distribuição de 1,0, 1,5 e 2,0 m assente na estratigrafia com umidade natural. Os recalques nos modelos com capiteis são menores que no caso dos modelos sem capitéis, portanto a eficiência na redução dos recalques também aumenta.

Tabela 4.7. Recalques e fator de redução de recalques em fundações com inclusões rígidas com capitéis, assentes na estratigrafia com umidade natural.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)											
		20		40		60		80		100		120	
		δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR	δ (cm)	FRR
SR	SR	5,3	0,00	11,5	0,00	19,0	0,00	26,5	0,00	33,6	0,00	40,2	0,00
1,5	1,0	2,9	0,45	5,3	0,54	7,6	0,60	9,9	0,63	12,1	0,64	14,3	0,64
	1,5	3,1	0,42	5,4	0,53	7,8	0,59	10,0	0,62	12,3	0,63	14,4	0,64
	2,0	3,3	0,38	5,6	0,51	8,0	0,58	10,3	0,61	12,5	0,63	14,7	0,63
2,0	1,0	3,0	0,43	5,6	0,51	8,2	0,57	10,7	0,60	13,2	0,61	15,8	0,61
	1,5	3,2	0,40	5,8	0,50	8,4	0,56	11,0	0,58	13,4	0,60	15,9	0,60
	2,0	3,5	0,34	6,1	0,47	8,7	0,54	11,3	0,57	13,8	0,59	16,2	0,60
2,5	1,0	3,2	0,40	6,1	0,47	8,9	0,53	11,8	0,55	14,9	0,56	18,0	0,55
	1,5	3,5	0,34	6,3	0,45	9,2	0,52	12,2	0,54	15,3	0,54	18,4	0,54
	2,0	3,8	0,28	6,7	0,42	9,6	0,49	12,6	0,52	15,7	0,53	18,8	0,53

Na Tabela 4.8 tem-se os recalques superficiais nos modelos axissimétricos com capitéis no topo das inclusões rígidas, uma vez aplicada a redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

Tabela 4.8. Recalques da fundação com inclusões rígidas com capiteis, quando aplicada uma redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)					
		20	40	60	80	100	120
		δ (cm)	δ (cm)	δ (cm)	δ (cm)	δ (cm)	δ (cm)
SR	SR	4,2	10,6	23,4	33,7	42,5	57,4
1,5	1,0	3,0	5,4	7,7	10,0	10,0	12,3
	1,5	3,1	5,5	7,9	10,3	10,2	12,4
	2,0	3,3	5,7	8,1	9,9	10,4	12,7
2,0	1,0	3,1	5,7	8,4	11,1	13,8	17,4
	1,5	3,5	6,0	8,7	11,4	14,2	17,6
	2,0	3,6	6,3	9,1	12,0	15,3	18,4
2,5	1,0	3,5	6,7	10,9	16,9	23,0	27,6
	1,5	3,8	7,5	14,2	20,1	25,9	28,2
	2,0	4,5	9,5	17,1	21,1	26,2	28,6

Na Figura 4.11 são representados os gráficos de recalques vs carga sobre o radier para os modelos de fundações com inclusões rígidas com capitéis, camada de distribuição com espessura de 1,5 m e espaçamentos de 1,5 m e 2,0 m, assentes na estratigrafia com umidade natural, bem como considerando uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível. Com a finalidade de avaliar o desempenho dos capitéis foram colocados nesse mesmo gráfico os resultados dos modelos das inclusões rígidas sem capitéis e com as demais características expostas acima.

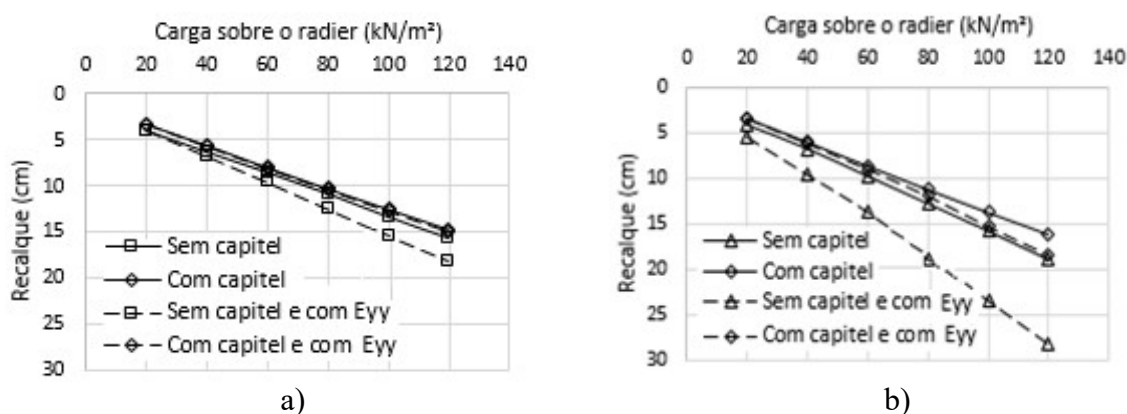


Figura 4.11. Gráfico de recalque das fundações com inclusões rígidas com e sem capitéis, para modelos com uma espessura de camada de distribuição de 1,5 m e espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) 2,0 m.

Pela Figura 4.11 pode-se observar que os recalques nos modelos com capitéis no topo das inclusões foram menores do que nos modelos com inclusões sem capitéis, para ambas as condições de estratigrafia.

Nos modelos com capitéis no topo das inclusões e espaçamento de 1,5 m, o colapso nos primeiros 3,5 m não provocou recalques superficiais adicionais significativos, como pode ser observado na Figura 4.11 a). Para o carregamento de 20 kPa, os recalques superficiais não variaram com a aplicação da redução de volume, enquanto que, para cargas de 40 e 60 kPa, a redução de volume produziu um aumento de recalque de 1 mm. Já para cargas de 80, 100 e 120 kPa, o aumento foi de 2 mm.

Conforme apresentado na Figura 4.11 b), nos modelos com capitéis no topo das inclusões e espaçamento de 2,0 m, a redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível provocou um aumento significativo nos recalques a partir de um carregamento de 60 kPa. Para carga de 20 e 40 kPa, os recalques aumentaram em 2 mm quando aplicada a redução de volume,

enquanto que, para 60 kPa o aumento foi de 3 mm. Já para cargas de 80, 100 e 120 kPa, o aumento foi de 4, 8 e 17 mm respectivamente.

Os capitéis, por serem elementos de pequenas dimensões (necessitam de pouco material) e ser de fácil execução, não oneram significativamente as fundações com inclusões rígida e contribuem com a redução dos recalques oriundos da penetração da inclusão na camada de distribuição.

A Figura 4.12 apresenta os perfis de recalque no eixo das inclusões rígidas para o caso da fundação sem capitel e com capitel, assentes na estratigrafia com umidade natural. Ambos os modelos apresentam espessura da camada de distribuição de 1,5 m e estão submetidos a uma carga superficial sobre o radier de 100 kPa.

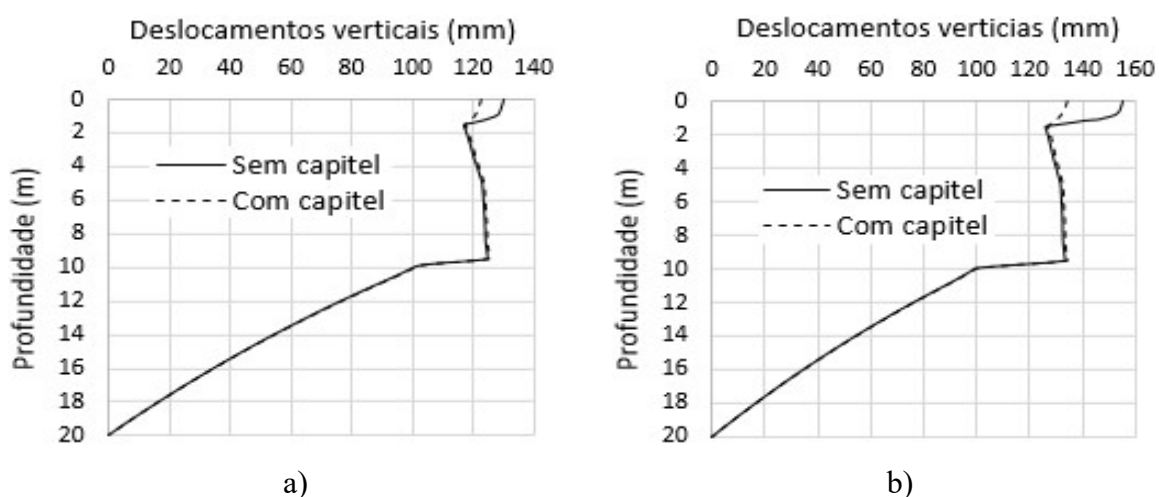


Figura 4.12. Perfis de deslocamentos verticais no eixo das inclusões rígidas sem e com capitéis, assentes na estratigrafia com umidade natural e com espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) 2,0 m.

Como pode ser observado na Figura 4.12, quando foram colocados capitéis no topo das inclusões, os recalques foram reduzidos, uma vez que o capitel evita que a cabeça da inclusão penetre na camada de distribuição, diminuindo os recalques devido a esse fenômeno.

Na Figura 4.13 é apresentado a malha deformada no contato entre a cabeça da inclusão e a camada de distribuição para os casos sem e com capitel, para um espaçamento entre inclusões de 1,5 m, espessura da camada de 1,5 m e carga de 100 kPa. Pode-se observar uma diminuição de recalques de 14,7 cm para 12,3 cm quando colocado capitel no topo da inclusão.

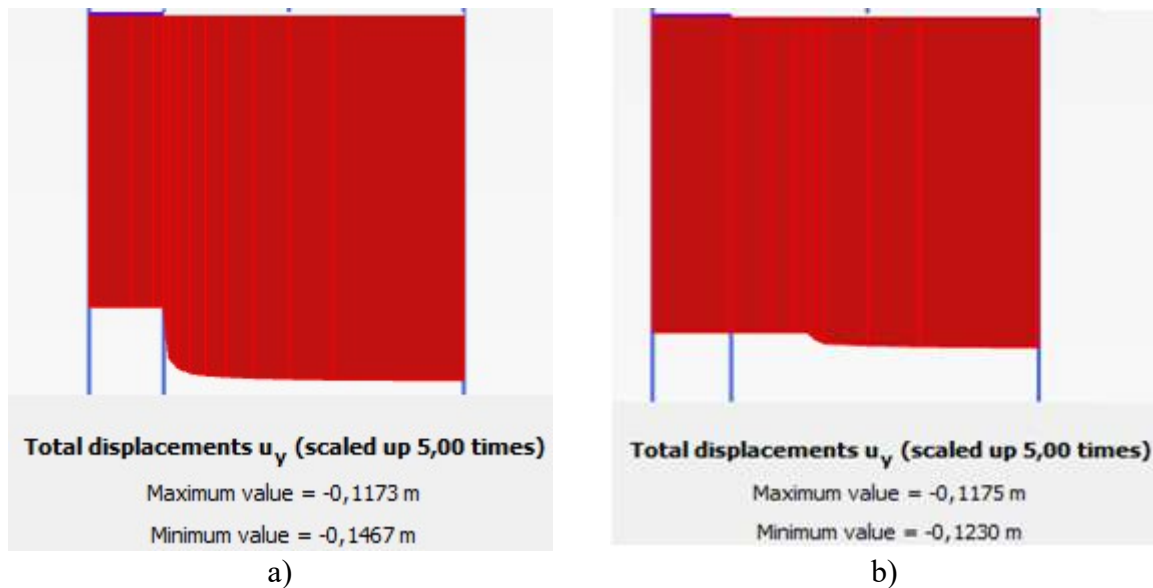


Figura 4.13. Malha deformada no contato entre a cabeça da inclusão e a camada de distribuição para espaçamento entre inclusões de 1,5 m, espessura da camada de distribuição de 1,5 m e carregamento de 100 kPa a) Sem capitel b) Com capitel.

A Figura 4.14 apresenta os perfis de deslocamento vertical no eixo da inclusão rígida para o caso das fundações sem capitel e com capitel, na estratigrafia com umidade natural e com a aplicação da redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível. Ambos os modelos apresentam espessura da camada de distribuição de 1,5 m e estão submetidos a uma carga superficial sobre o radier de 100 kPa.

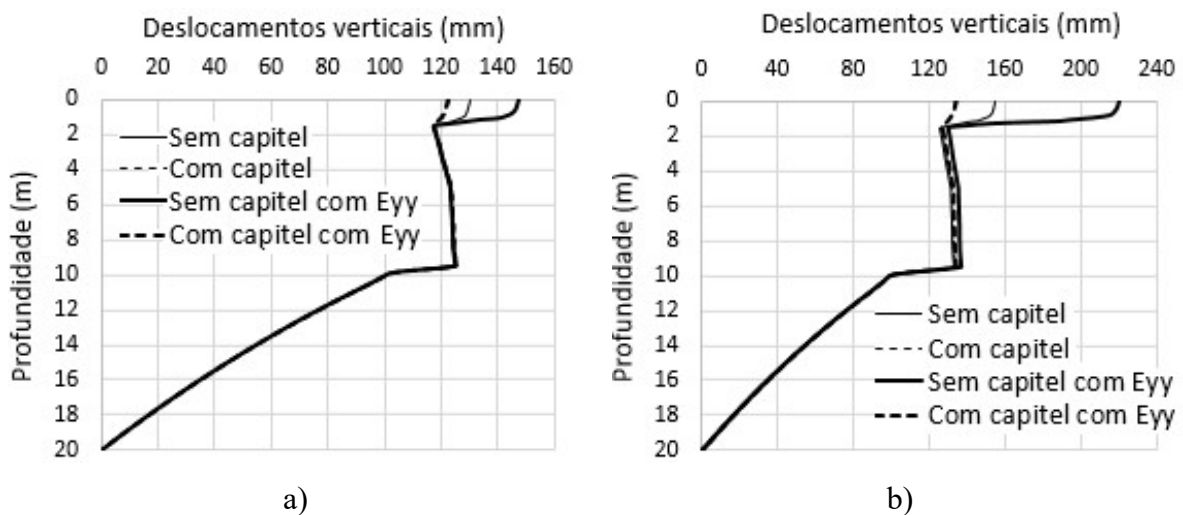


Figura 4.14. Perfis de deslocamento vertical no eixo da inclusão para o caso sem capitel e com capitel, na estratigrafia com umidade natural e com redução de volume, para espaçamento entre inclusões de: a) 1,5 m b) de 2,0 m.

Pela Figura 4.14 a, pode-se observar que o uso de capitéis nas fundações com espaçamento de 1,5 m entre inclusões, faz com que, uma vez aplicada a redução de volume, os recalques na superfície continuem sendo os mesmos.

Na Figura 4.14 b, pode-se observar que para espaçamento de 2, 0 m entre inclusões, o uso de capitéis diminuiu os recalques na superfície quando comparados com os modelos sem estes elementos. Além disso, fez com que não houvessem alterações quando aplicado redução de volume nos primeiros 3,5 m.

4.3.2. Eficiência na redução das tensões sobre o solo colapsível

A fundação com inclusões rígidas contribui para diminuir as tensões transmitidas ao solo natural, isto se deve ao fato de se produzir na camada de distribuição uma distribuição de tensões onde as maiores tensões são transferidas para as inclusões rígidas.

A eficiência na redução das tensões sobre o solo colapsível nos modelos elaborados foi determinada a partir da fórmula do fator de redução da tensão no topo do solo de fundação (FRT), apresentada na equação 4.2.

$$FRT = 1 - \frac{q_s^+}{q^*} \quad (4.2)$$

Onde:

FRT: Fator de redução da tensão no topo do solo de fundação (se FRT = 1 se tem uma redução total da tensão e o colapso é nulo, se FRT = 0 a carga é transmitida integralmente ao solo de fundação e o colapso atinge o valor máximo).

q_s^+ : Tensão na superfície do solo de fundação reforçado com inclusões rígidas.

q^* : Tensão na superfície do solo de fundação sem reforço com inclusões rígidas (considerando apenas a camada de distribuição).

Na Tabela 4.9 são apresentadas as tensões que chegam ao solo colapsível (q) e a eficiência na redução das tensões (FRT). Ambas as fundações foram consideradas assentes sobre estratigrafia com umidade natural. As análises foram feitas para vários espaçamentos entre inclusões (S), altura de camada de distribuição (H_{CD}) e nível de carregamento (q_0).

Na Tabela 4.9 são apresentadas as tensões que chegam ao solo colapsível (q) e a eficiência na redução das tensões (FRT). Ambas as fundações foram consideradas assentes sobre estratigrafia com umidade natural. As análises foram feitas para vários espaçamentos entre inclusões (S), altura de camada de distribuição (H_{CD}) e nível de carregamento (q).

Tabela 4.9. Nível de redução das tensões sobre o solo colapsível, para estratigrafia com umidade natural.

H _{CD} (m)	S (m)	q ₀ (kN/m ²)											
		10		20		40		60		80		120	
		q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT
0,5*	-	16,6	0,00	26,6	0,00	46,6	0,00	66,5	0,00	86,8	0,00	127	0,00
0,5	1,0	6,6	0,60	10,2	0,62	18,0	0,61	26,2	0,61	34,4	0,60	42,2	0,60
	1,5	8,9	0,46	13,3	0,50	22,5	0,52	31,5	0,53	38,6	0,56	45,9	0,57
	2,0	10,7	0,36	15,6	0,41	25,2	0,46	33,1	0,50	40,0	0,54	47,2	0,56
	2,5	12,3	0,26	18,0	0,32	27,0	0,42	35,8	0,46	45,1	0,48	51,8	0,51
	3,0	13,8	0,17	19,1	0,28	29,5	0,37	40,3	0,39	49,3	0,43	56,8	0,47
1,0*	-	23,1	0,00	33,1	0,00	53,1	0,00	73,1	0,00	93,1	0,00	133	0,00
1,0	1,0	9,8	0,58	13,6	0,59	21,5	0,60	29,3	0,60	37,0	0,60	44,6	0,61
	1,5	12,1	0,48	16,7	0,50	26,4	0,50	36,0	0,51	46,0	0,51	55,3	0,51
	2,0	14,1	0,39	19,6	0,41	30,6	0,42	40,1	0,45	49,1	0,47	56,6	0,50
	2,5	16,5	0,29	22,8	0,31	33,5	0,37	44,2	0,40	53,1	0,43	60,3	0,47
	3,0	18,8	0,19	24,8	0,25	36,6	0,31	48,7	0,33	56,8	0,39	65,6	0,42
1,5*	-	29,7	0,00	39,7	0,00	59,6	0,00	79,7	0,00	99,6	0,00	140	0,00
1,5	1,0	10,0	0,66	13,0	0,67	19,4	0,67	25,8	0,68	32,4	0,67	38,7	0,68
	1,5	14,0	0,53	18,3	0,54	27,2	0,54	36,1	0,55	45,7	0,54	53,3	0,55
	2,0	18,3	0,38	23,8	0,40	35,0	0,41	44,6	0,44	53,3	0,46	58,4	0,51
	2,5	21,1	0,29	27,7	0,30	38,6	0,35	49,5	0,38	57,7	0,42	64,9	0,46
	3,0	24,5	0,18	30,7	0,23	43,1	0,28	54,7	0,31	63,3	0,36	73,1	0,39
2,0*	-	36,1	0,00	46,1	0,00	66,0	0,00	86,1	0,00	106	0,00	126	0,00
2,0	1,0	13,0	0,64	16,2	0,65	22,8	0,65	29,3	0,66	35,9	0,66	42,6	0,66
	1,5	17,9	0,50	22,3	0,52	31,3	0,53	40,9	0,52	50,6	0,52	58,4	0,54
	2,0	23,2	0,36	28,9	0,37	40,5	0,39	49,8	0,42	58,5	0,45	63,7	0,49
	2,5	28,3	0,22	35,1	0,24	45,8	0,31	57,0	0,34	64,8	0,39	72,6	0,42
	3,0	31,8	0,12	37,9	0,18	50,3	0,24	62,1	0,28	71,6	0,32	82,1	0,35
2,5*	-	42,5	0,00	52,5	0,00	72,4	0,00	92,5	0,00	112	0,00	133	0,00
2,5	1,0	16,2	0,62	19,6	0,63	26,4	0,64	33,2	0,64	39,9	0,65	46,8	0,65
	1,5	21,8	0,49	26,4	0,50	35,9	0,50	46,0	0,50	54,8	0,51	62,5	0,53
	2,0	29,2	0,31	35,5	0,32	46,7	0,35	55,7	0,40	64,7	0,42	70,6	0,47
	2,5	35,3	0,17	41,5	0,21	52,1	0,28	63,3	0,32	72,3	0,36	80,7	0,39
	3,0	39,0	0,08	44,9	0,14	57,3	0,21	69,7	0,25	80,3	0,29	91,7	0,31

* - Sem inclusões

Na Tabela 4.10 são apresentadas as tensões que chegam ao solo colapsível (q) e a eficiência na redução das tensões (FRT). Ambas as fundações foram consideradas assentes sobre estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. As análises foram feitas para vários espaçamentos entre inclusões (S), altura de camada de distribuição (H_{CD}) e nível de carregamento (q₀).

Tabela 4.10. Nível de redução das tensões sobre o solo colapsível, para estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

H _{CD} (m)	S (m)	q ₀ (kN/m ²)											
		10		20		40		60		80		120	
		q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT	q (kPa)	FRT
0,5*	-	16,6	0,00	26,6	0,00	46,6	0,00	66,5	0,00	86,8	0,00	127	0,00
0,5	1,0	2,4	0,86	3,7	0,86	6,7	0,86	10,3	0,85	14,0	0,84	18,3	0,83
	1,5	4,1	0,75	6,4	0,76	11,9	0,74	18,4	0,72	22,4	0,74	23,4	0,78
	2,0	6,1	0,63	9,8	0,63	17,3	0,63	22,0	0,67	23,4	0,73	25,4	0,76
	2,5	8,9	0,46	13,3	0,50	18,9	0,59	22,6	0,66	25,4	0,71	29,4	0,72
	3,0	11,0	0,34	15,7	0,41	20,6	0,56	24,7	0,63	29,5	0,66	36,2	0,66
1,0*	-	23,1	0,00	33,1	0,00	53,1	0,00	73,1	0,00	93,1	0,00	113	0,00
1,0	1,0	3,4	0,85	4,7	0,86	8,1	0,85	11,8	0,84	15,7	0,83	20,0	0,82
	1,5	6,1	0,74	9,2	0,72	15,4	0,71	22,3	0,69	28,4	0,69	30,0	0,73
	2,0	9,4	0,59	13,3	0,60	22,4	0,58	26,8	0,63	30,5	0,67	33,2	0,71
	2,5	12,7	0,45	18,2	0,45	24,8	0,53	30,0	0,59	34,5	0,63	40,4	0,64
	3,0	15,9	0,31	21,4	0,35	27,0	0,49	33,2	0,55	40,6	0,56	49,5	0,56
1,5*	-	29,8	0,00	39,6	0,00	59,7	0,00	79,6	0,00	99,8	0,00	120	0,00
1,5	1,0	3,4	0,89	4,5	0,89	7,6	0,87	11,1	0,86	14,9	0,85	19,1	0,84
	1,5	7,9	0,73	11,0	0,72	17,4	0,71	25,5	0,68	28,6	0,71	31,6	0,74
	2,0	12,8	0,57	17,4	0,56	26,6	0,55	30,9	0,61	34,5	0,65	38,3	0,68
	2,5	17,6	0,41	23,9	0,40	30,2	0,49	35,3	0,56	41,6	0,58	48,9	0,59
	3,0	21,5	0,28	26,9	0,32	33,3	0,44	40,8	0,49	50,6	0,49	59,2	0,51
2,0*	-	36,2	0,00	46,0	0,00	66,1	0,00	86,2	0,00	106	0,00	126	0,00
2,0	1,0	4,5	0,88	5,9	0,87	9,4	0,86	13,5	0,84	17,8	0,83	22,6	0,82
	1,5	10,4	0,71	13,7	0,70	21,2	0,68	29,5	0,66	34,5	0,68	38,1	0,70
	2,0	18,3	0,49	24,1	0,48	33,3	0,50	37,9	0,56	42,2	0,60	47,1	0,63
	2,5	23,9	0,34	30,4	0,34	36,9	0,44	42,7	0,50	49,6	0,53	57,4	0,55
	3,0	28,9	0,20	34,0	0,26	40,9	0,38	50,2	0,42	59,6	0,44	70,9	0,44
2,5*	-	42,6	0,00	52,4	0,00	72,5	0,00	92,6	0,00	112	0,00	132	0,00
2,5	1,0	5,8	0,86	7,5	0,86	11,3	0,84	15,7	0,83	20,3	0,82	25,3	0,81
	1,5	15,0	0,65	18,8	0,64	27,1	0,63	36,4	0,61	41,3	0,63	45,2	0,66
	2,0	23,1	0,46	28,9	0,45	39,2	0,46	44,1	0,52	48,9	0,57	54,4	0,59
	2,5	30,9	0,27	37,8	0,28	44,3	0,39	51,2	0,45	59,3	0,47	68,1	0,49
	3,0	36,8	0,14	41,3	0,21	49,6	0,32	60,1	0,35	71,3	0,37	83,2	0,37

* - Sem inclusões

Na Figura 4.15 tem-se as variações das tensões no solo colapsível com o aumento da carga, diferentes espaçamentos entre inclusões e variações na estratigrafia, para fundações com camada de distribuição de 1,5 m. Como pode ser observado, as maiores tensões no solo colapsível ocorreram para os modelos assentes em solo com umidade natural, sendo que, quanto menor a rigidez do solo, mais tensões foram suportadas pelas inclusões.

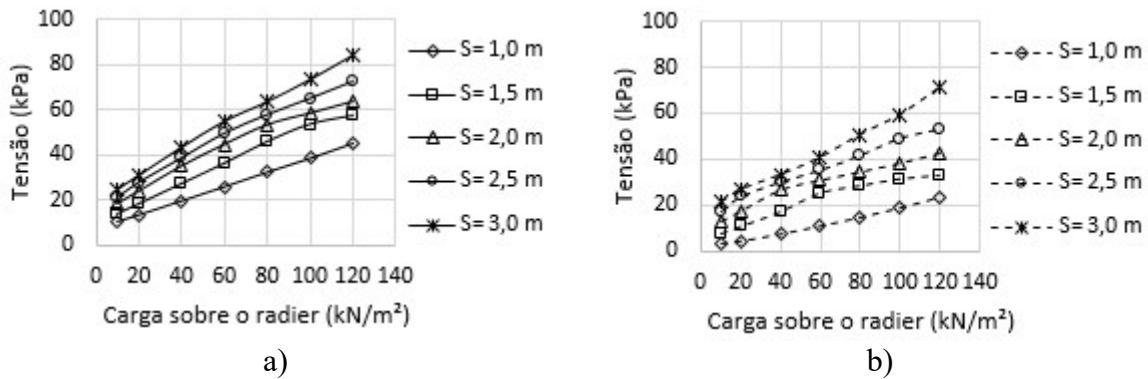


Figura 4.15. Gráfico de variação das tensões no solo colapsível com o aumento da carga para espessura de camada de distribuição de 1,5 m e estratigrafia com: a) Umidade natural b) Primeiros 3,5 m saturados.

Na Figura 4.16 são apresentados os resultados da eficiência da redução das tensões no solo colapsível quando usadas fundações com inclusões rígidas com espessura de camada de distribuição de 1,5 m. Os maiores valores de eficiência são obtidos no caso da estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, como apresentado na Figura 4.17 b, onde para espaçamento menores que 1,5 m a eficiência foi superior a 70 %. Já para o caso da estratigrafia com umidade natural e espaçamentos menores ou iguais a 1,5 m a eficiência foi superior a 50 %.

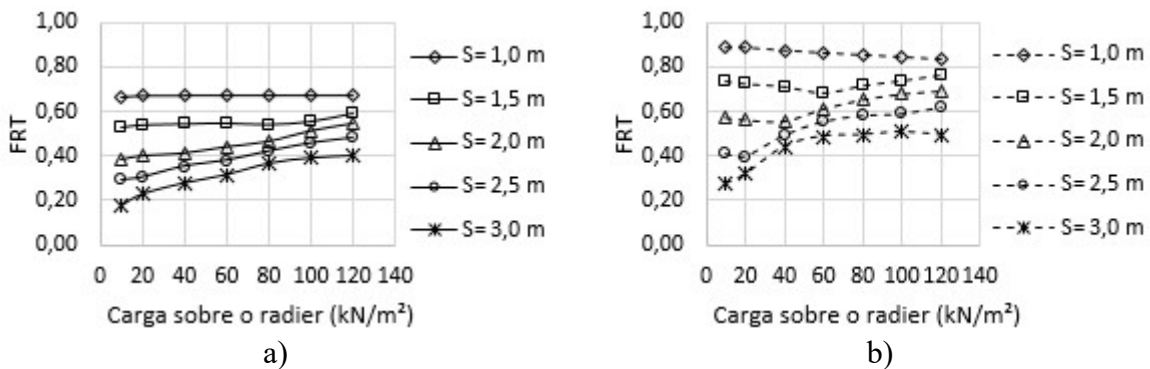


Figura 4.16. Gráfico de eficiência da redução das tensões no solo colapsível para diferentes cargas sobre o radier e espessura da camada de distribuição de 1,5 m a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

4.3.3. Análise das tensões induzidas pela cabeça da inclusão no radier

Quando a camada de distribuição tem espessura pequena, o topo das inclusões rígidas transmitem tensões ao radier. Na medida em que a espessura dessa camada aumenta, tem-se a diminuição das tensões que chegam a este elemento. Assim, para uma determinada espessura, essas tensões são reduzidas significativamente. O espaçamento entre as inclusões é outra variável que tem influência nesse fenômeno. Para uma camada de distribuição com espessura constante, na medida em que aumenta-se o espaçamento, maior é a tensão transmitida a esse elemento.

Na Tabela 4.11 tem-se as máximas tensões induzidas pelo topo das inclusões no radier. Foram considerados vários valores de espaçamento entre inclusões (S), diferentes espessuras de camada de distribuição (H_{CD}) e carregamento superficial (q_0) de até 120 kPa. Os modelos foram feitos em estratigrafia com umidade natural.

Tabela 4.11. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão, para a condição de umidade natural.

S (m)	H_{CD} (m)	q_0 (kN/m ²)						
		10	20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	6,2	12,0	23,9	37,8	56,3	78,0	105,2
	1,0	0,2	0,4	0,9	1,5	2,3	3,2	4,3
	1,5	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2
	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,5	17,3	35,1	81,0	150,8	212,5	321,6	405,1
	1,0	1,9	3,9	8,9	15,0	18,7	20,9	26,6
	1,5	0,3	0,5	1,1	1,7	1,9	2,1	2,6
	2,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	0,5	32,1	71,7	203,2	353,7	486,4	622,1	764,3
	1,0	5,5	12,0	25,9	32,4	53,0	63,5	79,8
	1,5	1,2	2,4	4,3	5,3	7,0	10,2	12,3
	2,0	0,2	0,4	0,6	1,0	1,2	1,4	1,6
	2,5	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
2,5	0,5	51,0	139,5	416,5	610,9	746,1	984,8	1312,0
	1,0	9,9	21,4	35,7	63,7	74,2	108,9	155,6
	1,5	2,5	4,5	7,4	12,5	17,2	21,6	19,1
	2,0	0,4	0,8	2,0	2,4	3,4	3,3	3,1
	2,5	0,1	0,2	0,4	0,5	0,8	0,9	1,0
3,0	0,5	73,8	267,6	476,7	670,9	936,0	1215,0	1769,0
	1,0	13,9	30,9	63,5	97,4	178,2	278,8	390,7
	1,5	3,3	6,2	14,0	17,6	19,4	21,1	27,1
	2,0	0,7	1,6	3,5	5,2	5,1	5,5	6,0
	2,5	0,2	0,5	1,0	1,4	1,8	2,0	1,7

Na Tabela 4.12 tem-se as máximas tensões induzidas pelo topo das inclusões no radier. Os modelos foram feitos em estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. Foram considerados vários valores de espaçamento entre inclusões (S), diferentes espessuras de camada de distribuição (H_{CD}) e carregamento superficial (q_0) de até 120 kPa.

Na Figura 4.17 têm-se os gráficos de tensão vs espessura da camada de distribuição obtidos a partir dos resultados apresentados na Tabela 4.9 e 4.10, para o carregamento de 120 kPa. Na Figura pode-se observar que a espessura da camada de distribuição, para que não existam tensões no radier advindas do puncionamento das inclusões, é de aproximadamente

1,50 m para espaçamentos de até 3,0 m entre inclusões, tanto para estratigrafia com umidade natural, como para os primeiros 3,5 m saturados.

Tabela 4.12. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão, para a condição saturada.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)						
		10	20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	7,4	15,0	31,9	58,4	93,6	119,7	134,9
	1,0	0,3	0,6	1,3	2,3	3,5	4,7	5,4
	1,5	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,5	25,0	52,8	145,1	174,8	246,2	579,4	699,0
	1,0	2,8	6,2	14,7	22,1	25,0	29,5	38,2
	1,5	0,4	0,8	1,7	2,1	2,3	2,8	4,4
	2,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	0,5	50,2	136,5	227,8	729,3	893,0	880,9	981,0
	1,0	8,6	20,0	32,9	42,1	69,2	128,0	138,0
	1,5	1,8	3,0	4,3	6,2	9,0	12,4	17,5
	2,0	0,2	0,4	0,6	1,3	1,6	2,6	2,8
	2,5	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
2,5	0,5	109,5	337,6	431,5	770,5	1130,0	1363,0	1585,0
	1,0	15,7	28,5	56,4	90,6	177,2	168,9	252,4
	1,5	2,6	4,1	10,1	16,3	24,0	34,2	32,4
	2,0	0,4	0,7	2,1	2,6	3,5	3,0	3,2
	2,5	0,1	0,2	0,5	0,5	0,7	0,8	0,9
3,0	0,5	133,0	265,4	771,4	1040,0	1475,0	1659,0	2058,0
	1,0	18,2	34,5	107,3	335,1	434,6	426,5	400,8
	1,5	2,5	7,1	16,1	19,3	24,4	30,7	32,7
	2,0	0,6	1,5	3,9	5,7	6,3	5,8	3,7
	2,5	0,2	0,6	1,3	1,4	1,8	1,5	0,7

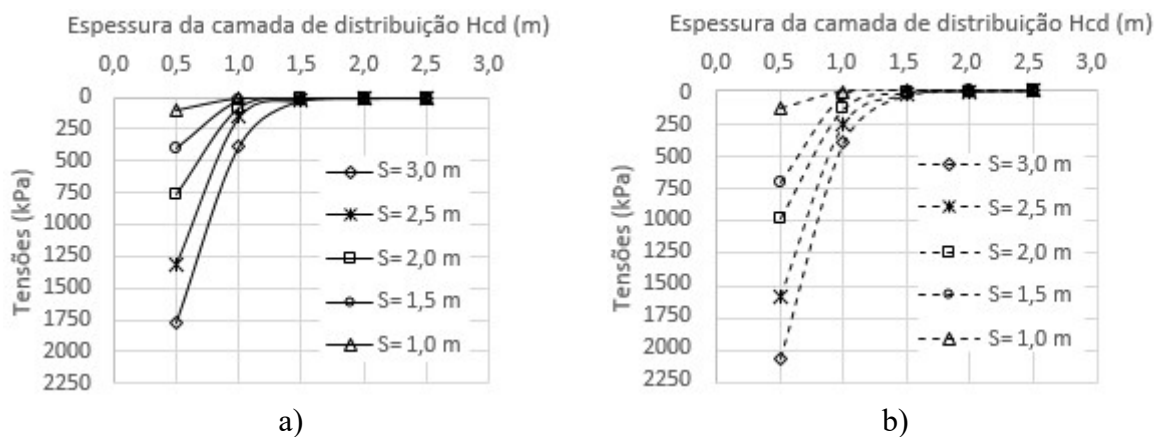


Figura 4.17. Tensões máximas no radier induzidas pela cabeça da inclusão para uma carga superficial de 120 kPa, em função dos espaçamentos entre inclusões e espessuras de camada de distribuição, para: a) condição de umidade natural b) condição saturada.

Da Figura anterior pode-se concluir que, para uma determinada espessura de camada de distribuição, à medida que aumentam-se os espaçamentos entre inclusões, aumenta-se o bulbo de tensões no topo da inclusão rígida o qual atinge o radier. Da mesma forma, para um espaçamento fixo entre inclusões, à medida que aumenta-se a espessura da camada de distribuição, diminui-se as tensões que chegam no radier devido ao punção do topo da inclusão.

Nos modelos com estratigrafia com umidade natural foram aplicadas redução de volume nos primeiros 3,5 m da camada de solo colapsível visando obter as tensões máximas no radier induzidas pela cabeça da inclusão. Na Tabela 4.13 são apresentadas os resultados obtidos para diferentes espaçamentos entre inclusões, espessuras da camada de distribuição e carregamentos.

Tabela 4.13. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão após aplicada a redução de volume.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)					
		20	40	60	80	100	120
1,0	0,5	25,3	49,6	89,1	131,7	164,0	192,5
	1,0	1,1	2,2	4,1	6,7	8,3	10,7
	1,5	0,1	0,1	0,2	0,3	0,3	0,3
	2,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0
	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,5	129,0	169,3	354,0	526,4	675,0	857,0
	1,0	16,1	25,5	35,5	53,6	60,9	84,8
	1,5	2,1	2,7	4,2	5,2	5,6	6,2
	2,0	0,2	0,4	0,4	0,6	0,6	0,7
	2,5	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2
2,0	0,5	269,3	524,5	727,0	891,3	1092,0	1594,0
	1,0	41,3	90,0	139,3	163,0	163,0	191,9
	1,5	9,7	13,6	21,2	29,7	35,8	43,5
	2,0	1,7	2,6	3,8	5,0	5,0	5,6
	2,5	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1,3
2,5	0,5	508,7	1069,0	1562,0	2768,0	2945,0	3204,0
	1,0	111,4	194,4	244,1	270,3	318,9	338,5
	1,5	25,3	38,2	55,1	63,6	71,8	84,1
	2,0	5,8	6,1	7,6	8,0	10,9	13,0
	2,5	1,6	1,6	1,8	2,0	2,3	2,5

Na Figura 4.18 são apresentadas as tensões que chegam ao radier para o espaçamento de 1,0 m entre inclusões, diferentes espessuras de camada de distribuição e carregamentos de 60 kPa e 100 kPa. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural, a descontinua com os primeiros 3,5 m de solo colapsível saturados e os pontos, a condição de umidade natural, porém com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m.

Pode-se concluir que para espaçamentos de 1,0 m, a espessura da camada de distribuição para que não sejam transmitidas tensões da cabeça da inclusão ao radier é de 1,0 m.

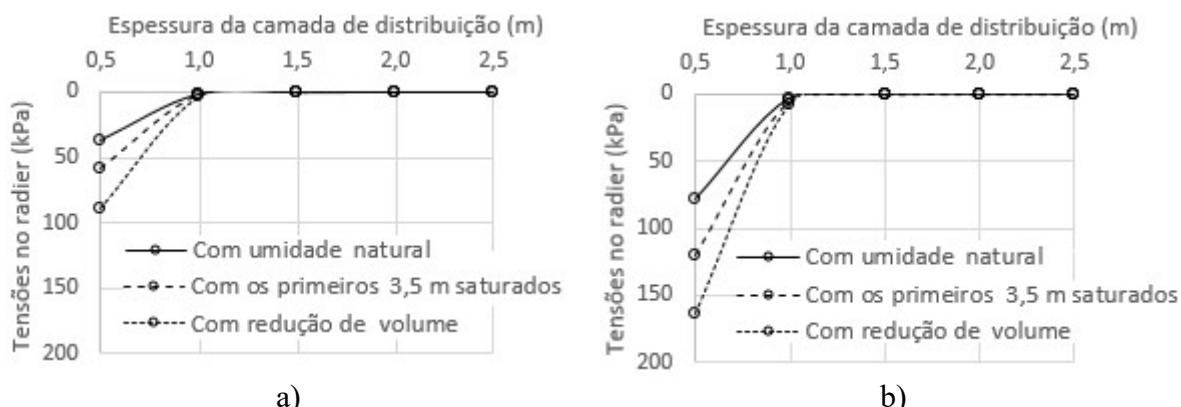


Figura 4.18. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 1,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa b) 100 kPa.

Na Figura 4.19 são apresentadas as tensões que chegam ao radier para um espaçamento de 1,5 m entre inclusões diferentes espessuras de camada de distribuição e carregamentos de 60 kPa e 100 kPa. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural, a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo colapsível saturados e os pontos, a condição de umidade natural, porém com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m. Pode-se concluir que para espaçamentos de 1,5 m, a espessura da camada de distribuição para que não sejam transmitidas tensões da cabeça da inclusão ao radier é de 1,60 m.

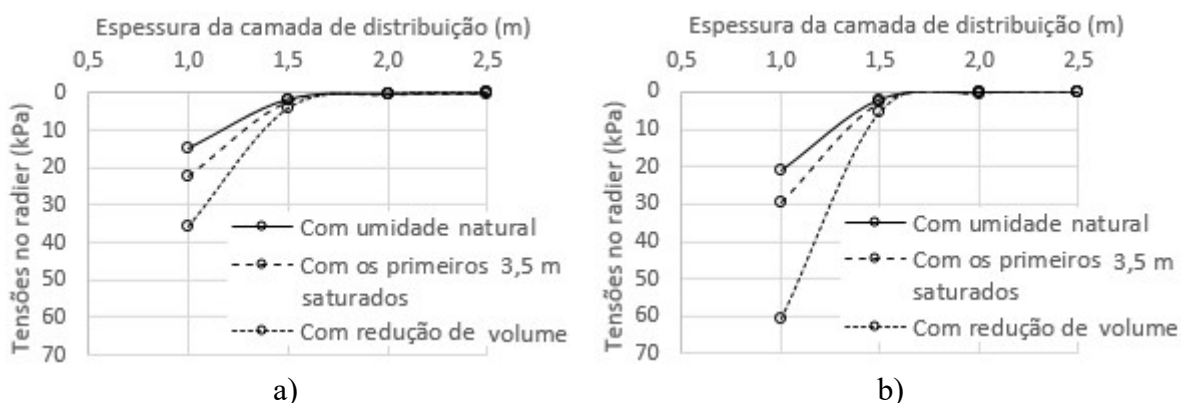


Figura 4.19. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

Na Figura 4.20 são apresentados as tensões que chegam ao radier para um espaçamento de 2,0 m entre inclusões diferentes espessuras de camada de distribuição e carregamentos de 60 kPa e 100 kPa. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de

umidade natural, a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo colapsível saturados e os pontos, a condição de umidade natural, porém com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m. Pode-se concluir que para espaçamentos de 2,0 m, a espessura da camada de distribuição para que não sejam transmitidas tensões da cabeça da inclusão ao radier é de 2,0 m.

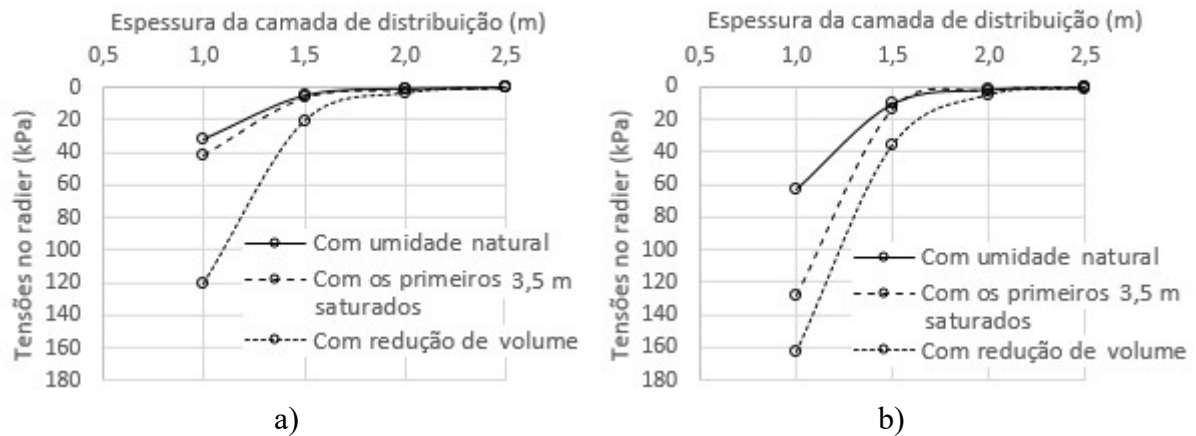


Figura 4.20. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

Desta forma, para a modelagem em 3D da fundação com inclusões rígidas com espaçamento de seis vezes o diâmetro da inclusão, ou seja 1,8 m, foi fixado o valor da espessura da camada de distribuição de 1,5 m.

Na Figura 4.21 são apresentadas as distribuições de tensões nas cabeças das inclusões rígidas para as diferentes condições de estratigrafia expostas anteriormente. Nos modelos foram considerados espaçamento de 2,0 m entre inclusões, espessura de camada de distribuição de 1,5 m e carregamento de 60 kPa. Na estratigrafia com umidade natural tem-se o menor bulbo de tensões. Com os primeiros 3,5 m saturados o bulbo de tensões aumenta. Já na condição de umidade natural e aplicação da redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, tem-se o maior bulbo de tensões.

Na Tabela 4.14 e 4.15 são apresentados, para estratigrafia com condições de umidade natural e com os primeiros 3,5 m saturados, os valores da tensão máxima no radier induzida pela cabeça da inclusão rígida quando colocado capitel no topo deste elemento.

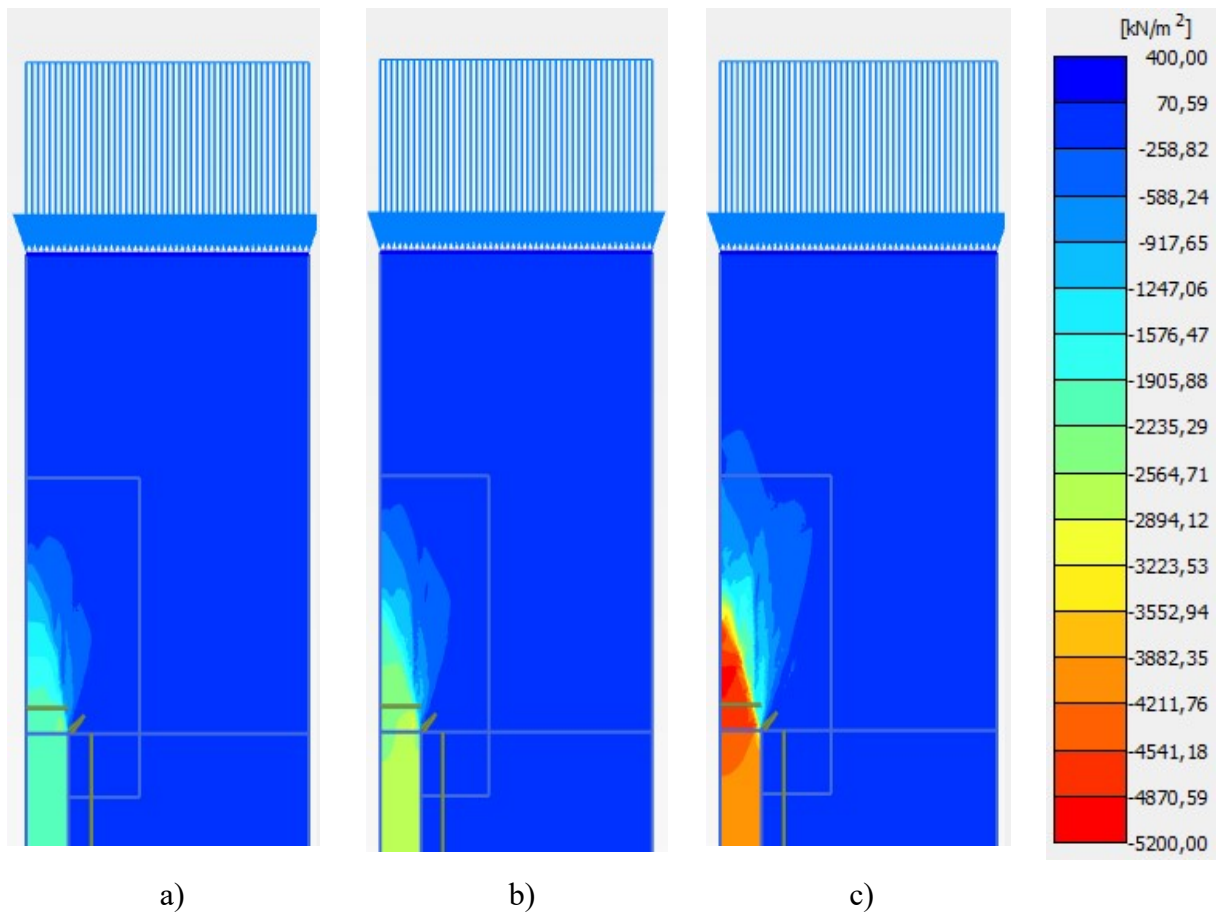


Figura 4.21. Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,5 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação, e c) com redução de volume.

Tabela 4.14. Tensão máxima no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão com capitel, para condições de umidade natural.

S (m)	H_{CD} (m)	q_0 (kN/m ²)					
		20	40	60	80	100	120
1,5	0,5	26,6	53,3	82,3	117,3	158,6	201,5
	1,0	3,3	6,7	10,7	15,7	22,4	29,9
	1,5	0,4	0,8	1,3	1,9	2,7	3,6
	2,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4
2,0	0,5	47,5	97,4	165,4	225,5	302,5	388,6
	1,0	10,4	22,2	37,3	57,0	81,3	149,6
	1,5	2,2	4,7	7,9	12,0	17,6	24,6
	2,0	0,4	0,9	1,6	2,4	3,2	4,1
2,5	0,5	77,9	171,2	304,4	442,2	570,5	718,0
	1,0	21,6	49,0	91,1	151,0	204,9	233,7
	1,5	6,2	13,9	24,2	41,1	57,8	66,3
	2,0	1,7	3,7	6,1	9,1	12,1	13,8

Tabela 4.15. Tensões máximas no radier (MPa) induzidas pela cabeça da inclusão com capitel, para a estratigrafia com redução de volume.

S (m)	H _{CD} (m)	q ₀ (kN/m ²)					
		20	40	60	80	100	120
1,5	0,5	49,0	85,1	130,0	187,2	248,4	310,3
	1,0	6,9	11,7	19,1	29,8	43,9	56,4
	1,5	0,8	1,4	2,3	3,7	5,2	6,9
	2,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8
2,0	0,5	92,5	164,4	272,1	352,5	469,0	608,1
	1,0	23,5	44,1	79,6	126,7	172,5	407,8
	1,5	5,6	11,5	21,8	31,4	45,6	59,1
	2,0	1,1	2,4	4,0	6,0	7,8	9,7
2,5	0,5	175,3	305,5	526,4	752,5	972,0	1174,0
	1,0	63,0	151,1	238,2	284,6	442,0	596,9
	1,5	21,5	50,9	81,4	90,4	95,0	101,2
	2,0	7,6	14,0	19,1	20,3	21,0	23,3

Na Figura 4.22 são apresentadas as variações das tensões máximas no radier em função da espessura da camada de distribuição para os modelos sem e com a presença de capitéis. Foram consideradas estratigrafias com umidade natural e com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, espaçamento de 1,5 m entre inclusões e carregamento de 60 e 100 kPa. Pode ser observado como as maiores tensões sob o radier acontecem para o caso sem capitel no topo da inclusão, tanto na estratigrafia com umidade natural como quando aplicada uma redução de volume. Para uma camada de distribuição de 1,5 m as tensões são reduzidas a valores de 5 kPa.

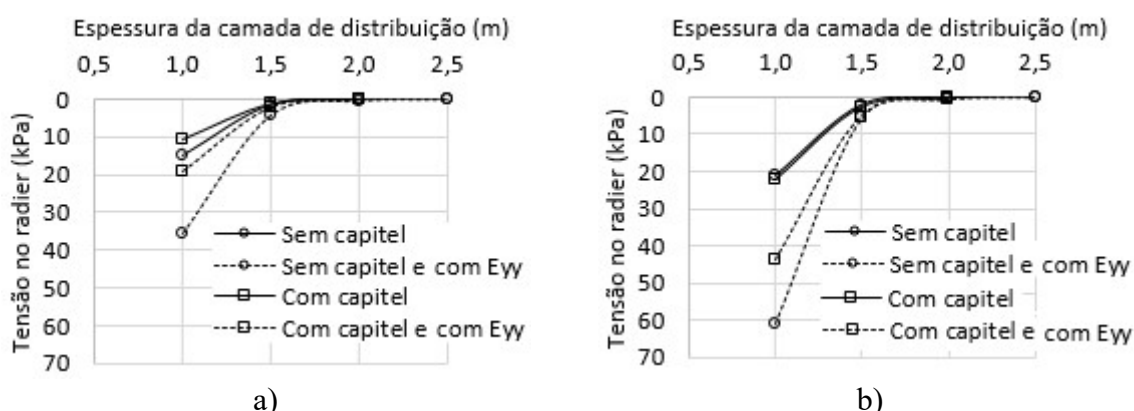


Figura 4.22. Gráfico de tensões no radier para modelos com e sem capitéis, espaçamento de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura para a camada de distribuição, para uma carga superficial de: a) 60 kPa b) 100 kPa.

Na Figura 4.23 são apresentadas as variações das tensões máximas no radier em função da espessura da camada de distribuição para os modelos sem e com a presença de capitéis. Foram consideradas estratigrafias com umidade natural e com redução de volume vertical nos

primeiros 3,5 m de solo colapsível, espaçamento de 2,0 m entre inclusões e carregamento de 60 e 100 kPa. Pode ser observado como as maiores tensões sob o radier, para carga superficial de 60 kPa, acontecem para o caso sem capitel no topo da inclusão. Para a carga de 100 kPa, uma vez aplicada a redução de volume as tensões máximas sob o radier são praticamente iguais para o caso sem capitel e com capitel. Para uma camada de distribuição de 1,5 m as tensões são reduzidas a valores de 25 kPa no caso com uma carga superficial de 60 kPa e valores de 50 kPa no caso com uma carga superficial de 100 kPa.

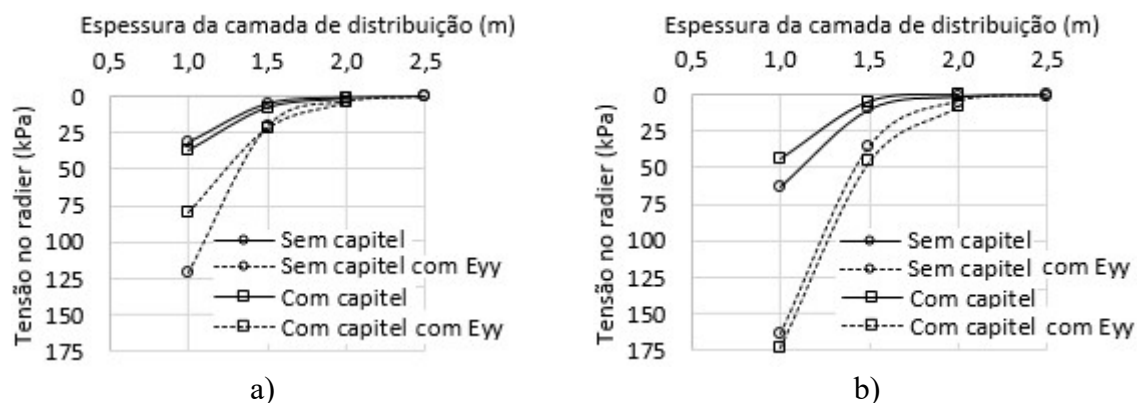


Figura 4.23. Gráfico de tensões no radier para espaçamentos entre inclusões de 2,0 m, para diferentes valores da espessura da camada de distribuição, com e sem capitel, e com cargas superficiais de a) 60 kPa e b) 100 kPa.

As tensões induzidas pela cabeça da inclusão podem atingir o radier gerando tensões que se propagam como indicado na Figura 4.24. Pode-se observar que a distribuição de tensões apresenta valor máximo na parte do radier localizada acima da cabeça da inclusão e valor mínimo na metade do espaçamento entre os reforços.

Na Figura 4.25 são apresentadas as distribuições de tensões sob o radier para os modelos com espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessuras de 1,0 m e 1,5 m para a camada de distribuição. Com linhas contínuas são representadas as distribuições de tensões considerando a estratigrafia em condições de umidade natural e com linhas descontínuas os casos com redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

Na Figura 4.26 são apresentadas as distribuições de tensões sob o radier para os modelos com espaçamento de 2,0 m entre inclusões e espessuras de 1,0 m e 1,5 m para a camada de distribuição. Com linhas contínuas são representadas as distribuições de tensões considerando a estratigrafia em condições de umidade natural e com linhas descontínuas os casos com redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

Nas Figuras 4.25 e 4.26 pode ser observado como as tensões sob o radier aumentam quando aplicada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m, sendo elas menores para camadas de distribuição com maiores espessuras.

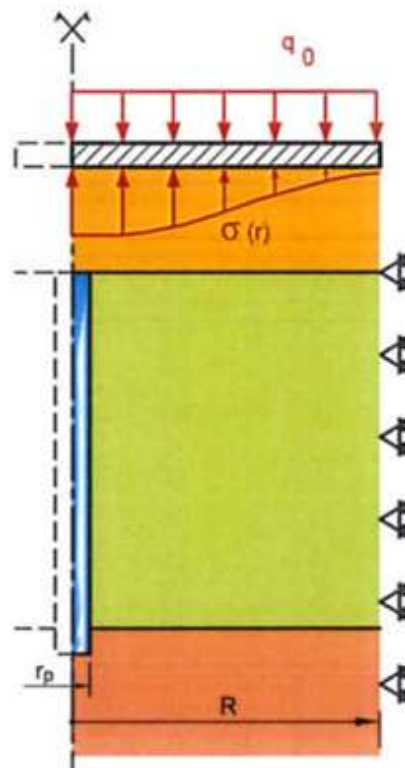


Figura 4.24. Distribuição de tensões sob o radier (Briançon *et al.*, 2011)

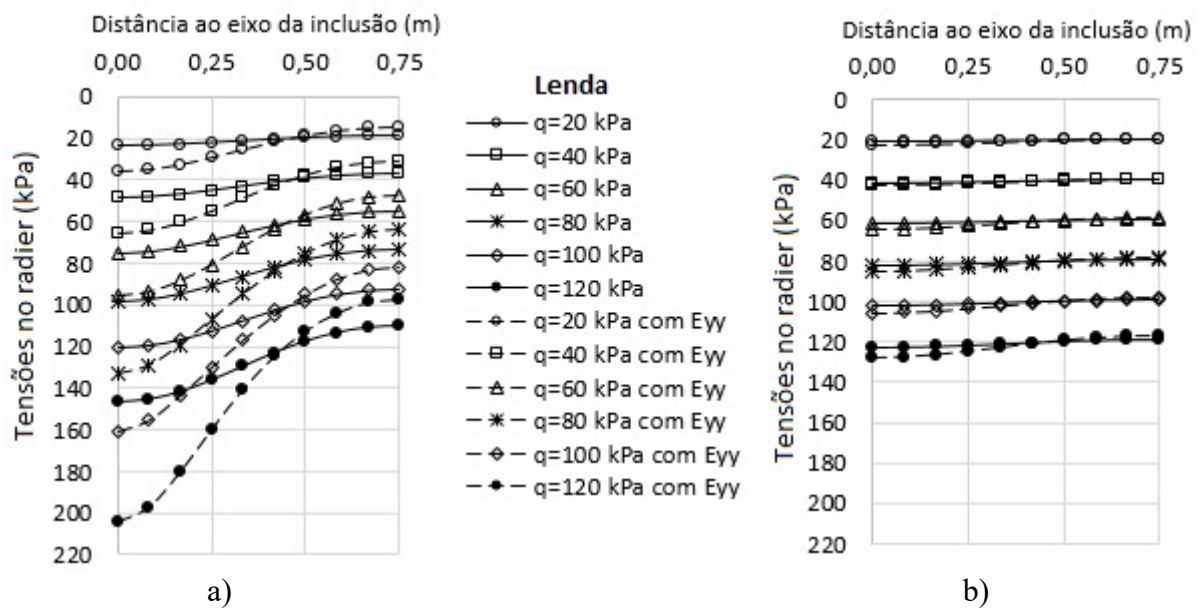


Figura 4.25. Distribuição de tensões sob o radier para espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.

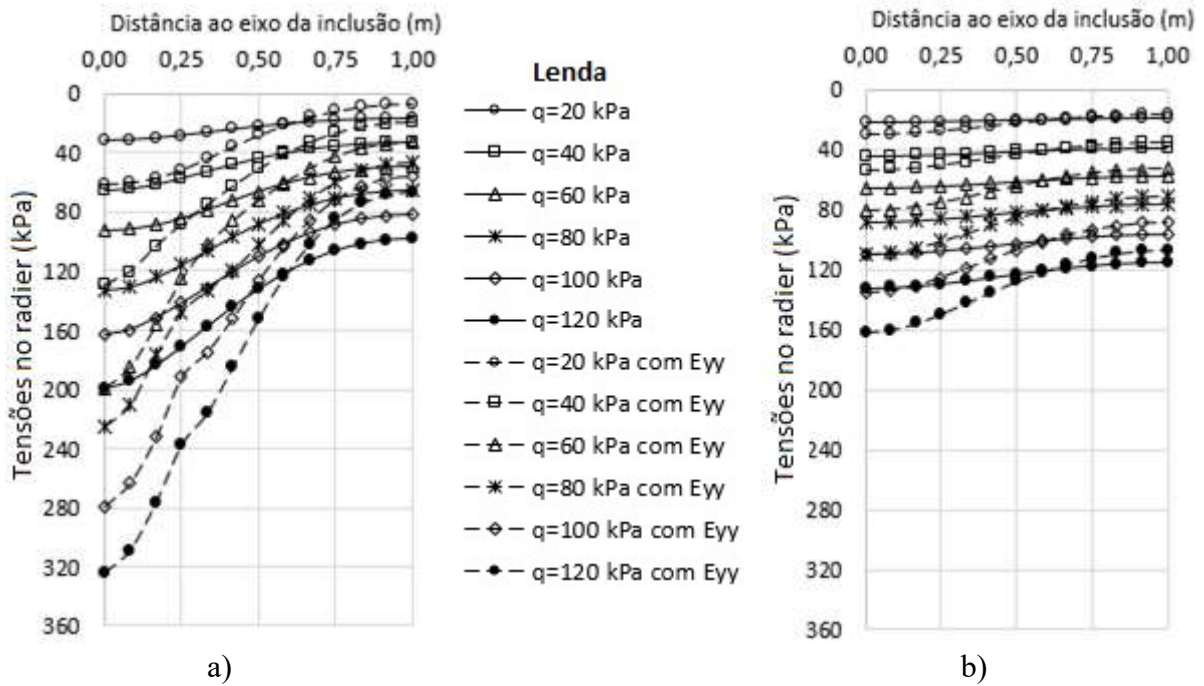


Figura 4.26. Distribuição de tensões sob o radier para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.

4.3.4. Análise da transferência de carga ao longo das inclusões

À medida que aumenta o espaçamento entre as inclusões rígidas, para uma mesma espessura de camada de distribuição e carga constante, aumenta a carga que chega na cabeça da inclusão e, conseqüentemente, a distribuição da carga ao longo deste elemento, como apresentado na Figura 4.27.

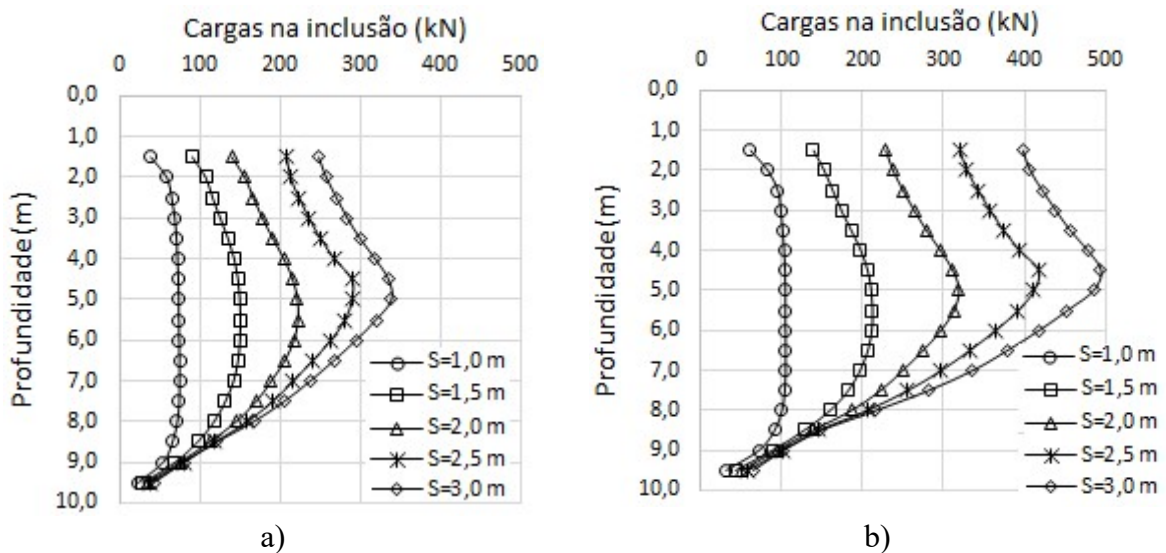


Figura 4.27. Transferência de carga ao longo das inclusões para vários espaçamentos e espessura da camada de distribuição de 1,5 m. a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.

Nos gráficos de transferência de carga ao longo da inclusão, pode-se observar o desenvolvimento de atrito negativo na parte superior do reforço e de atrito positivo na parte inferior, como apresentado anteriormente na Figura 2.34. Além disso, a linha neutra não apresentou variações significativas na sua posição com a variação do espaçamento entre inclusões ($z \approx 5,0$ m para carga de 60 kPa e $z \approx 4,5$ m para carga de 100 kPa).

Na Figura 4.28 tem-se a transferência de carga ao longo das inclusões para um espaçamento fixo de 1,5 m entre reforços e diferentes espessuras de camada de distribuição. Pode ser observado um aumento da carga no topo da inclusão.

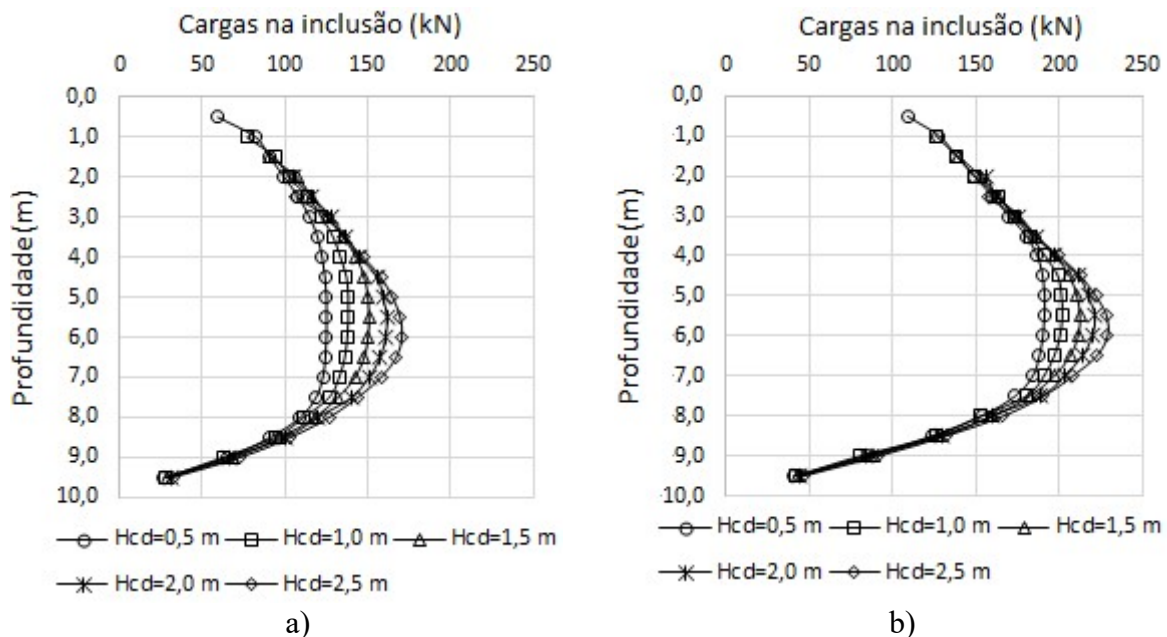
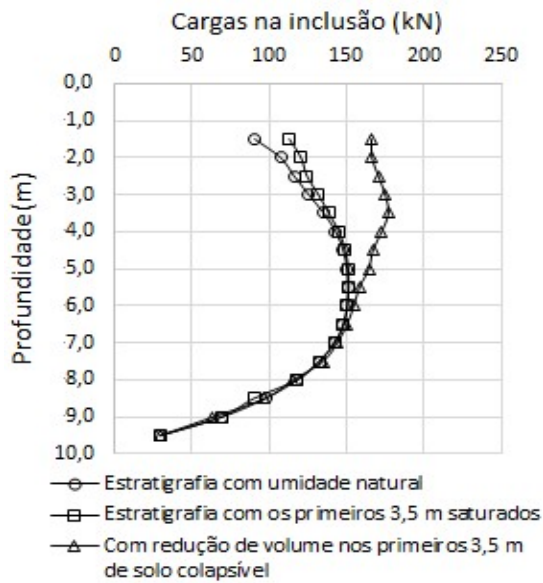


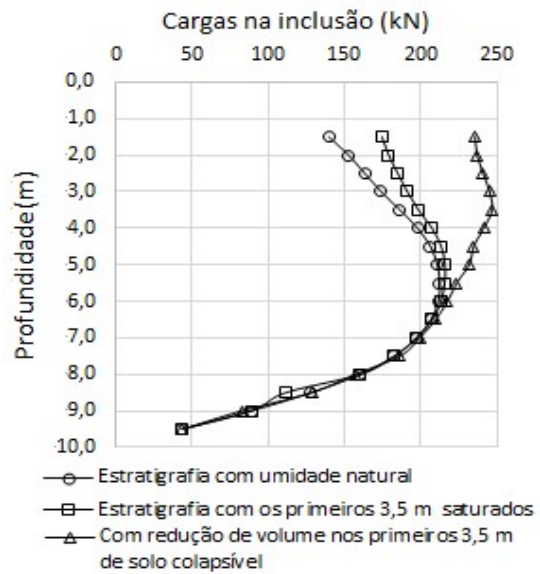
Figura 4.28. Transferência de carga ao longo das inclusões para espaçamento de 1,5 m entre reforços e diferentes espessuras de camada de distribuição. a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.

Na Figura 4.29 são apresentadas análises de transferência de carga ao longo da inclusão rígida para diferentes condições de estratigrafia. Para tanto, foi considerado espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessura de camada de distribuição, também, de 1,5 m.

Na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, ocorre aumento das tensões no topo da inclusão rígida quando comparado com a estratigrafia com umidade natural. Quando aplicada a redução de volume, as tensões são ainda maiores no topo e na parte superior da inclusão. Esse aumento ocorre, pois, parte da carga suportada pela camada de solo colapsível é transferida ao topo do reforço. Na profundidade 6,5 m, as cargas na inclusão coincidem para os três casos de estratigrafia.



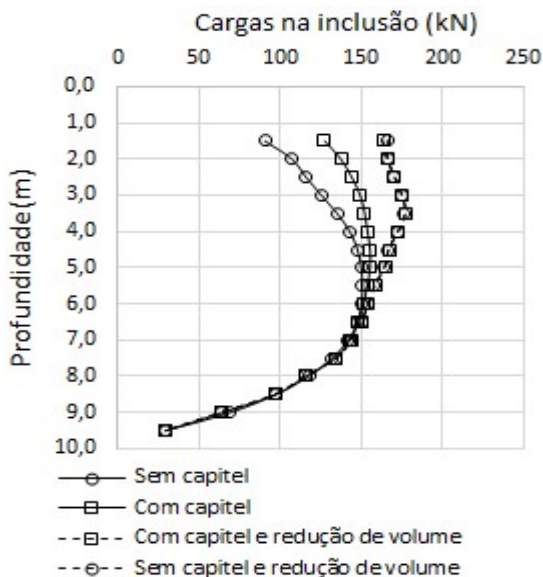
a)



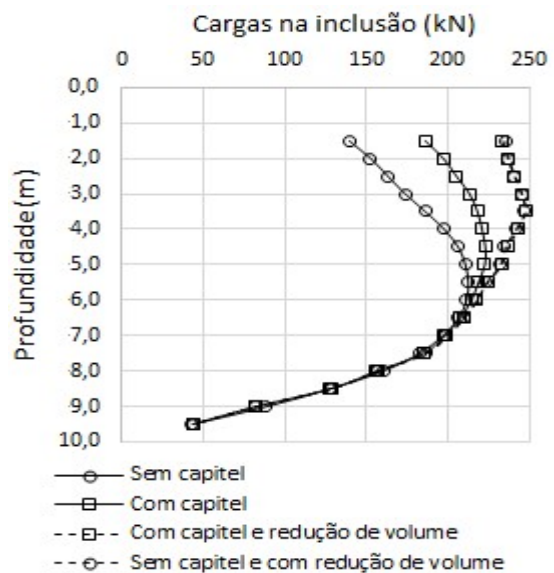
b)

Figura 4.29. Transferência de carga ao longo das inclusões rígidas para modelos com espaçamento de 1,5 m entre os reforços e espessura de camada de distribuição de 1,5 m a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.

Na Figura 4.30 pode-se observar o aumento das cargas na parte superior da inclusão quando colocado capitel no topo deste elemento, porém, a partir de 6,5 m de profundidade as cargas coincidem ao longo do reforço. Quando aplicada redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, a carga no topo e na parte superior da inclusão aumenta. A transferência de carga ao longo do reforço é a mesma para inclusões com e sem capitel.



a)



b)

Figura 4.30. Transferência de carga ao longo das inclusões rígidas para modelos com espaçamento de 1,5 m entre os reforços e espessura de camada de distribuição de 1,5 m a) Carga de 60 kPa b) Carga de 100 kPa.

5. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo tem-se a apresentação da modelagem tridimensional baseada em um projeto real localizado no Setor Meireles, na cidade de Santa Maria, no Distrito Federal, conforme apresentado por Castillo (2013). O lote 401, escolhido para o estudo, tem área total de 26.125,45 m² e contempla três tipos de blocos residenciais com fundação do tipo grupo de estacas e estacas isoladas, sendo o bloco tipo II o empregado nos estudos de Castillo (2013) e, também, nas análises desta dissertação. O objetivo foi avaliar o desempenho da fundação com inclusões rígidas e compará-la com outros tipos de fundações: fundação com radier e fundação com radier estaqueado. Dessa forma, foi utilizada na modelagem a estratigrafia do CEGUnB proposta anteriormente.

5.1. Características do Bloco tipo II

Os blocos do tipo II são constituídos por quatro pavimentos (térreo + três pavimentos), com duas habitações de dois quartos por andar, conforme apresentado na planta arquitetônica na Figura 5.1 e no corte longitudinal da Figura 5.2.

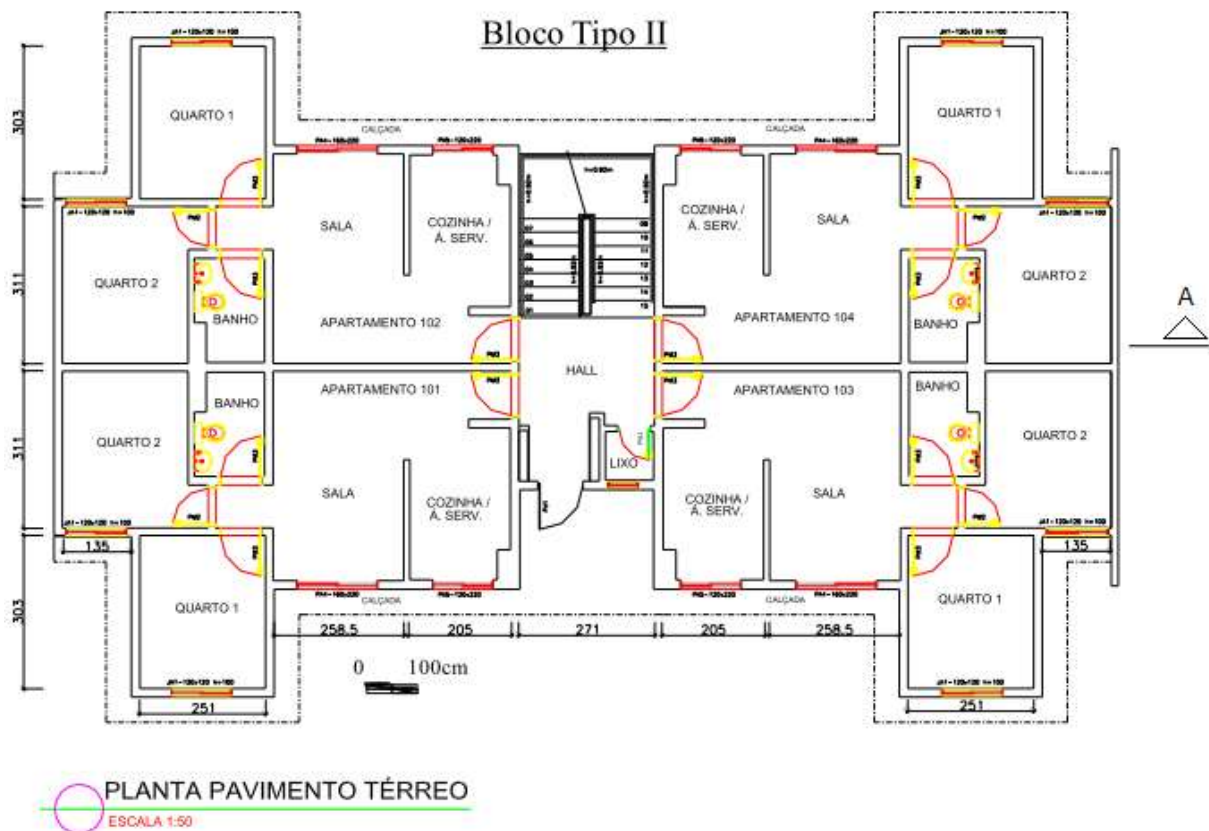


Figura 5.1. Planta arquitetônica do Bloco tipo II (Castillo, 2013).

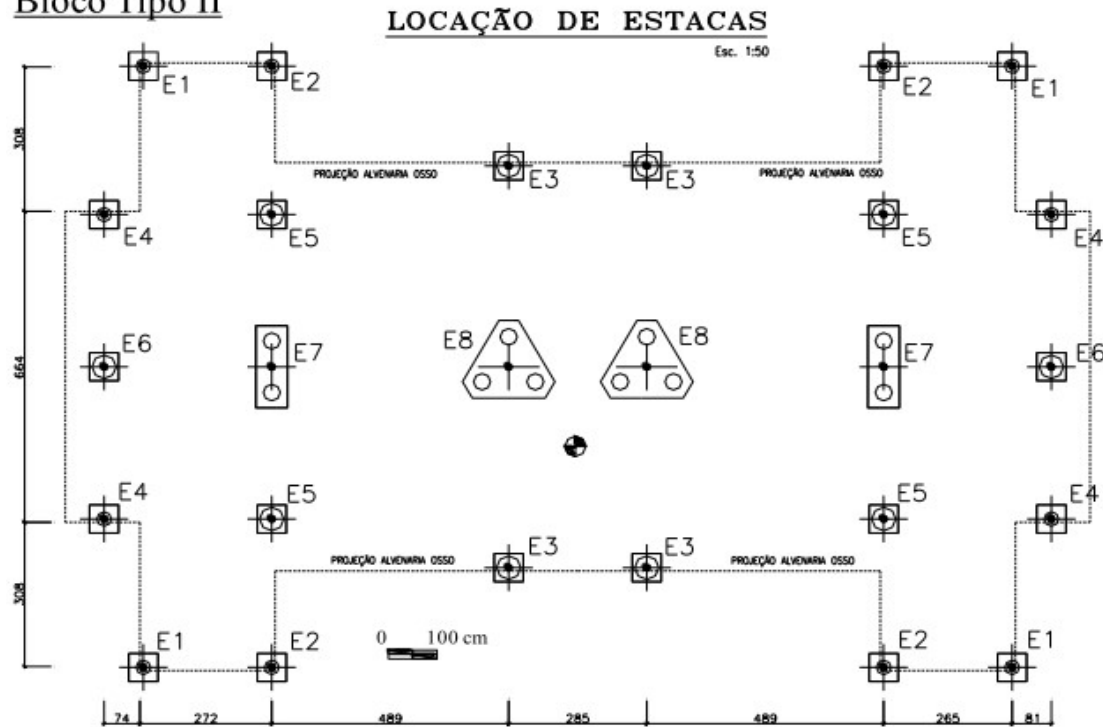
Bloco Tipo II



Figura 5.2. Corte longitudinal A-A do Bloco tipo II (Castillo, 2013).

De forma a auxiliar no entendimento das fundações convencionais que foram executadas, e para, posteriormente, ser comparada com as distribuições adotadas nas fundações do tipo radier estaqueado e fundação com inclusões rígidas, tem-se na Figura 5.3 a locação das estacas do projeto executado para o bloco tipo II. Ainda nessa Figura são apresentadas as cargas atuantes em cada estaca, sendo que, a soma dessas constitui a carga total da superestrutura.

Bloco Tipo II



DETALHE DAS ESTACAS				
ESTACA	Nro	CARGA ATUANTE (kN)	DIAMETRO (cm.)	COMPRIMENTO (m.)
E1	4	140	30,0	12,00
E2	4	150	30,0	13,00
E3	4	470	50,0	17,00
E4	4	280	35,0	15,00
E5	4	470	50,0	17,00
E6	2	400	50,0	16,00
E7	4	580	2x35,0	16,00
E8	6	880	3x35,0	17,00
TOTAL	32			

- 1) Volume Concreto:
- Estacas: 61,80 m³
- Blocos: 11,60 m³
- Cintos: 0,97 m³
- Pisos: 20,20 m³
- VT= 94,57 m³
- 2) Volume de Excavações:
- Ve= 107,86 m³

NOTAS GERAIS	
1 - MEDIDAS EM cm.	
2 - CONCRETO PISOS:	f _{ck} = 15,0 MPa.
3 - CONCRETO CINTOS:	f _{ck} = 15,0 MPa.
4 - CONCRETO BLOCO:	f _{ck} = 25,0 MPa.
5 - CONCRETO ESTACAS:	f _{ck} = 15,0 MPa.
	Tipo Estaca
	coluna
	Ensaio SPT
	Escala 1:50

Figura 5.3. Planta de localização das estacas para o Bloco tipo II (Castillo, 2013).

5.2. Fundação com radier

Na modelagem da fundação com radier, afim de simplificação e devido a simetria do problema, foi considerada a quarta parte da planta do projeto.

As dimensões do modelo 3D são de 36 m no eixo x e de 32 m no eixo y, com seis camadas de solo até a profundidade de 20 m. Essas dimensões foram definidas de forma a evitar os efeitos ocasionados pelos contornos. Para alcançar resultados mais precisos foi introduzido um volume de solo interno com dimensões de 14 m no eixo x, 10 m no eixo y e 12 m de profundidade, o qual foi refinado. A geometria do modelo e a malha empregada é mostrada na Figuras 5.4.

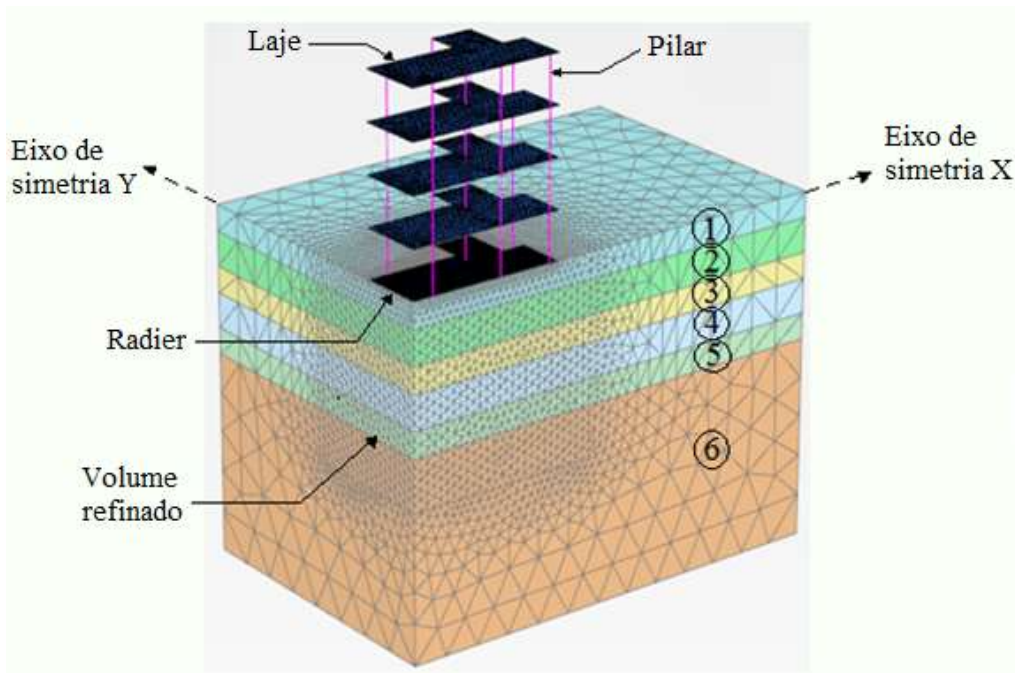


Figura 5.4. Modelo 3D da fundação com radier.

5.2.1. Capacidade de carga

Com os parâmetros do solo apresentados na Tabela 3.3 para a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, foi calculada a capacidade de carga da fundação com radier a partir da equação 5.1 sugerida por Meyerhof (1963), excluindo da equação os fatores que consideram a profundidade de desplante da fundação e a inclinação da carga, uma vez que o radier encontra-se no nível do solo e a carga é vertical.

$$q_u = \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma * F_{\gamma s} + c * N_c * F_{cs} + q_c * N_q * F_{qs} \quad (5.1)$$

Onde:

q_u : Capacidade de carga

B: largura da fundação

γ : peso específico do solo

$F_{\gamma s}$, F_{cs} , F_{qs} : fatores de forma

N_γ , N_c , N_q : fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito

c: coesão do solo

q_c : tensão efetiva na profundidade de desplante da fundação, $\gamma * D_f$

$$q_u = \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma * F_{\gamma s} + c * N_c * F_{cs} + q_c * N_q * F_{qs}$$

$$q_u = \frac{1}{2} * B * \gamma * [2 * (N_q + 1) * \tan \varphi] * \left(1 - 0,4 * \frac{B}{L}\right)$$

$$q_u = \frac{1}{2} * B * \gamma * \left[2 * \left(\left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2 * e^{\pi * \tan \varphi} + 1\right) * \tan \varphi\right] * \left(1 - 0,4 * \frac{B}{L}\right)$$

$$q_u = \frac{1}{2} * 8,72 * 13,10 * 12,54 * 0,835$$

$$q_u = 598.05 \frac{kN}{m^2}$$

De acordo com o projeto, a tensão atuante na estrutura (Q_{act}) é de 66,65 kN/m². Sendo assim, o fator de segurança (FS) da fundação é igual a 9,0, tendo sido calculado a partir da equação 5.2. O valor do FS, necessariamente, deve ser superior a 3,0, conforme a NBR 6122: Projeto e execução de fundações.

$$FS = \frac{q_u}{Q_{act}} \quad (5.2)$$

$$FS = 9,0$$

Desta forma, a fundação com radier atende a verificação da capacidade de carga.

5.2.2. Recalque total

Segundo a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) os deslocamentos admissíveis máximos suportados pela estrutura, sem prejuízo dos estados limites de utilização, devem atender as prescrições da NBR 8681 (ABNT, 2003). Estes deslocamentos, tanto em termos absolutos (recalques totais) quanto em termos relativos (recalques diferenciais), devem ser estabelecidos pelo projetista envolvido de acordo com a importância da obra. Diversos autores propõem valores referenciais de controle, os quais são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Valores de recalque máximo admissíveis.

Autores	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
Eurocódigo 7	<50
Eurocódigo 1 (1993)	50
Teixeira & Godoy (1998)	90
Burland <i>et al.</i> (1977)	65-100
Bowles (1977)	64
Terzaghi & Peck (1967)	50
Skempton & macDonald (1956)	90

Na dissertação, o valor adotado para recalque admissível foi de 50 mm.

Na fundação com radier isolado o recalque total foi de 127,8 mm, considerando estratigrafia com umidade natural (Figura 5.5), e de 318 mm com os primeiros 3,5 m saturados (Figura 5.6). O recalque calculado por Ayala (2013) foi de 81,8 mm para o solo com umidade natural.

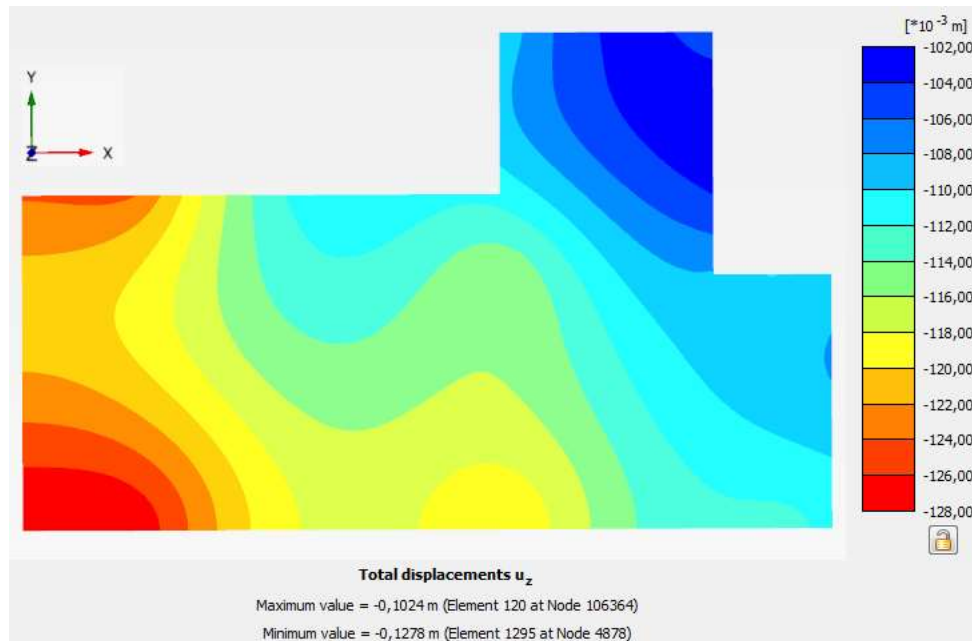


Figura 5.5. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier, assente na estratigrafia com umidade natural.

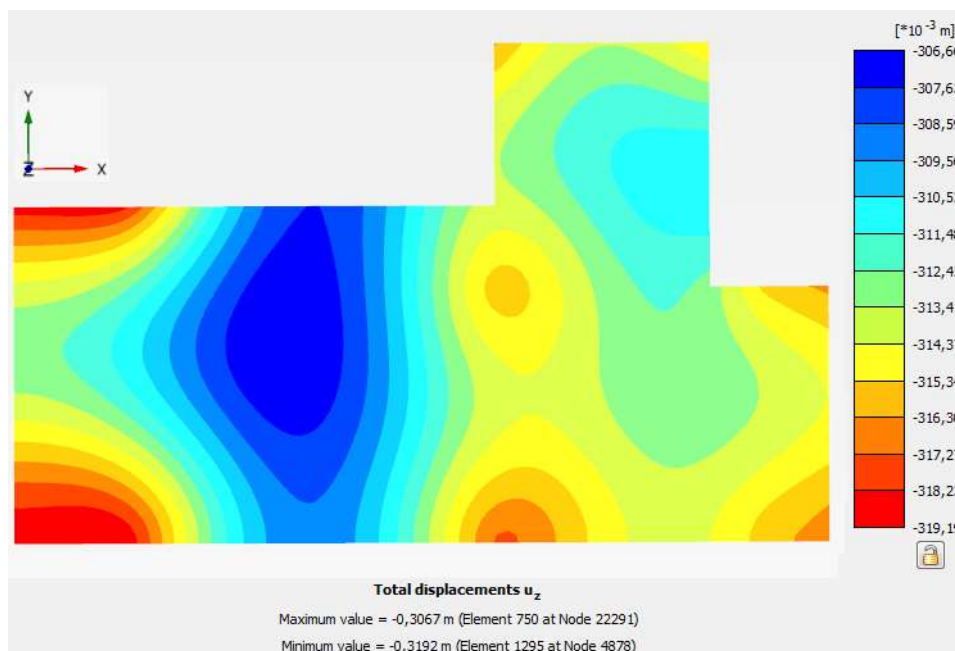


Figura 5.6. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier, assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

A fundação com radier não atende ao critério de recalque máximo admissível, sendo necessário o uso de fundações profundas para minimizar os recalques totais na superfície

5.2.3. Distorção angular

Para o controle da distorção angular foi adotado o valor limite de 1/500, de acordo com Bjerrum (1963). Na Tabela 5.2 são apresentados outros valores admissíveis de distorção angular propostos por esse autor. O valor de 1/500 também foi adotado por Castillo (2013).

Tabela 5.2. Distorção angular limite, tal como recomendado por Bjerrum (1963) (Wahls 1981, adaptado de Braja, M. Das (2001))

Categoria do dano	η
Perigo para máquinas sensíveis a recalques	1/750
Perigo a marcos com diagonais	1/600
Limite seguro para não ocorrer rachaduras em edifícios*	1/500
Primeiras rachaduras em paredes	1/300
Dificuldade com pontes rolantes	1/300
Inclinação dos edifícios altos torna-se visível	1/250
Consideráveis rachaduras de painéis e paredes de tijolo	1/150
Risco de danos estruturais em edifícios gerais	1/150
Limite seguro para paredes flexíveis de tijolo, $L/H > 4$ *	1/150

* Os limites seguros incluem um fator de segurança

A distorção angular foi calculada como a razão entre o recalque diferencial entre dois pilares vizinhos e a distância entre eixos. Na Figura 5.7 é apresentada a numeração dos pilares.

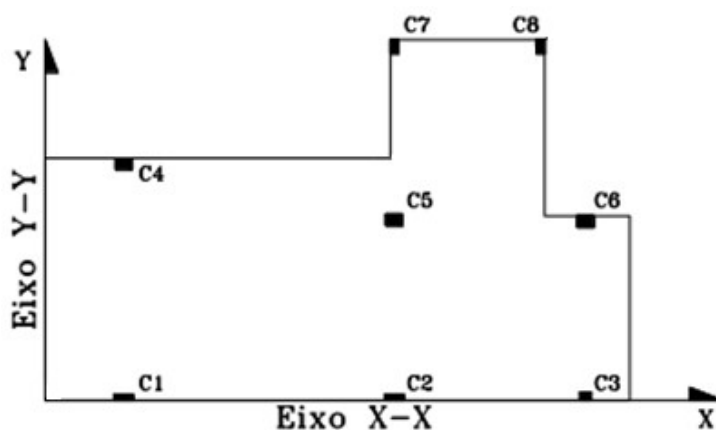


Figura 5.7. Numeração dos pilares adotada para o cálculo da distorção angular nas fundações estudadas.

Para o radier assente na estratigrafia com umidade natural a distorção angular apresentada foi de 1/396. Já com os primeiros 3,5 m saturados, foi de 1/1000.

Para a análise realizada, o radier isolado não atinge as condições requeridas de distorção angular quando assente na estratigrafia com umidade natural. Desta forma, não é aconselhável o emprego desta solução, sendo necessário o uso de fundações profundas.

5.3. Fundação com radier estaqueado

Na modelagem numérica do radier estaqueado, usou-se a mesma geometria utilizada por Castillo (2013). Nas Figuras 5.8 e 5.9 são apresentadas as vistas em planta baixa para o radier com 19 estacas (RE19) e para o radier com 26 estacas (RE26), respectivamente. Em ambos os casos foram consideradas estacas com 12 m de comprimento.

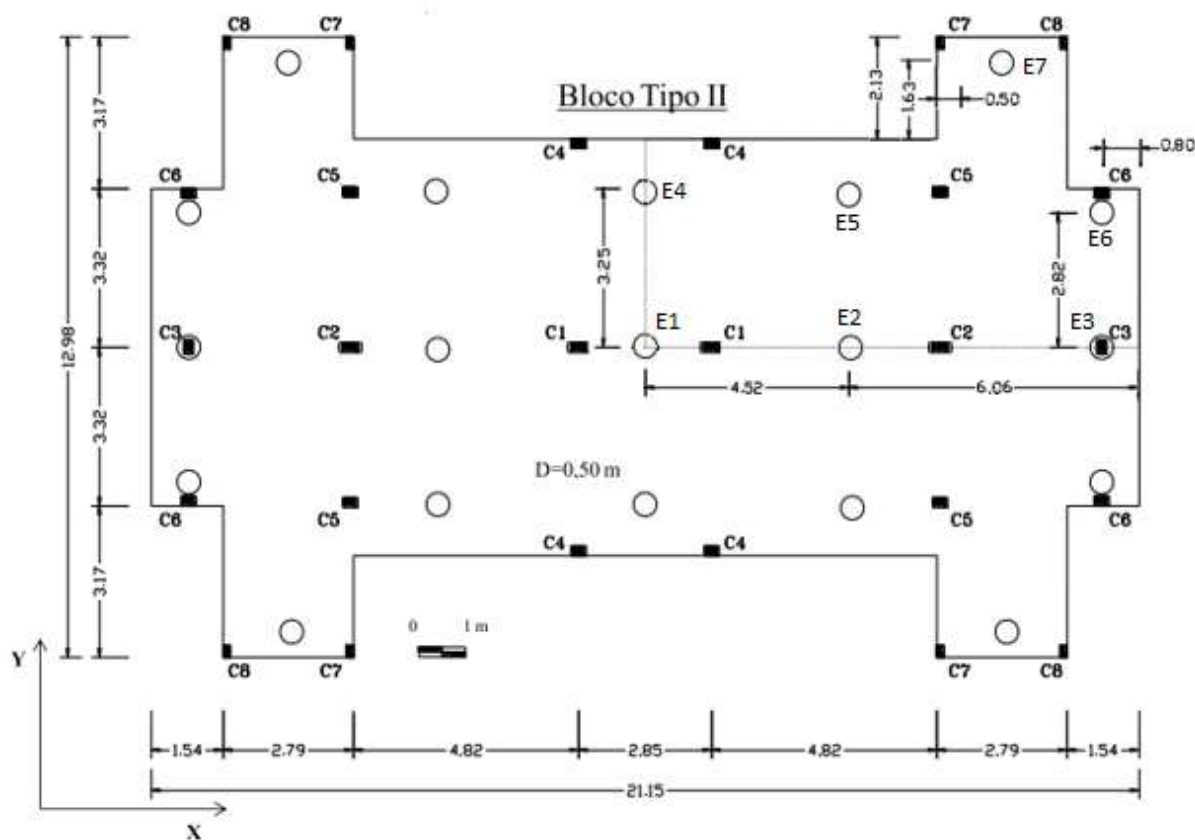


Figura 5.8. Vista em planta baixa do radier com 19 estacas para o bloco tipo II (Castillo, 2013).

As propriedades geométricas dos elementos da fundação, assim como as propriedades dos materiais e as cargas atuantes (Figura 5.3), foram as mesmas usadas por Castillo (2013). A estratigrafia empregada, tanto na presente dissertação, como no trabalho de Castillo (2013), foi a do CEGUnB, porém Castillo (2013) utilizou o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e obteve os parâmetros do solo a partir de retroanálise de provas de cargas realizadas em campo. Na Figura 5.10 são apresentadas as propriedades do solo e da fundação, bem como as cargas utilizadas no trabalho de Castillo (2013).

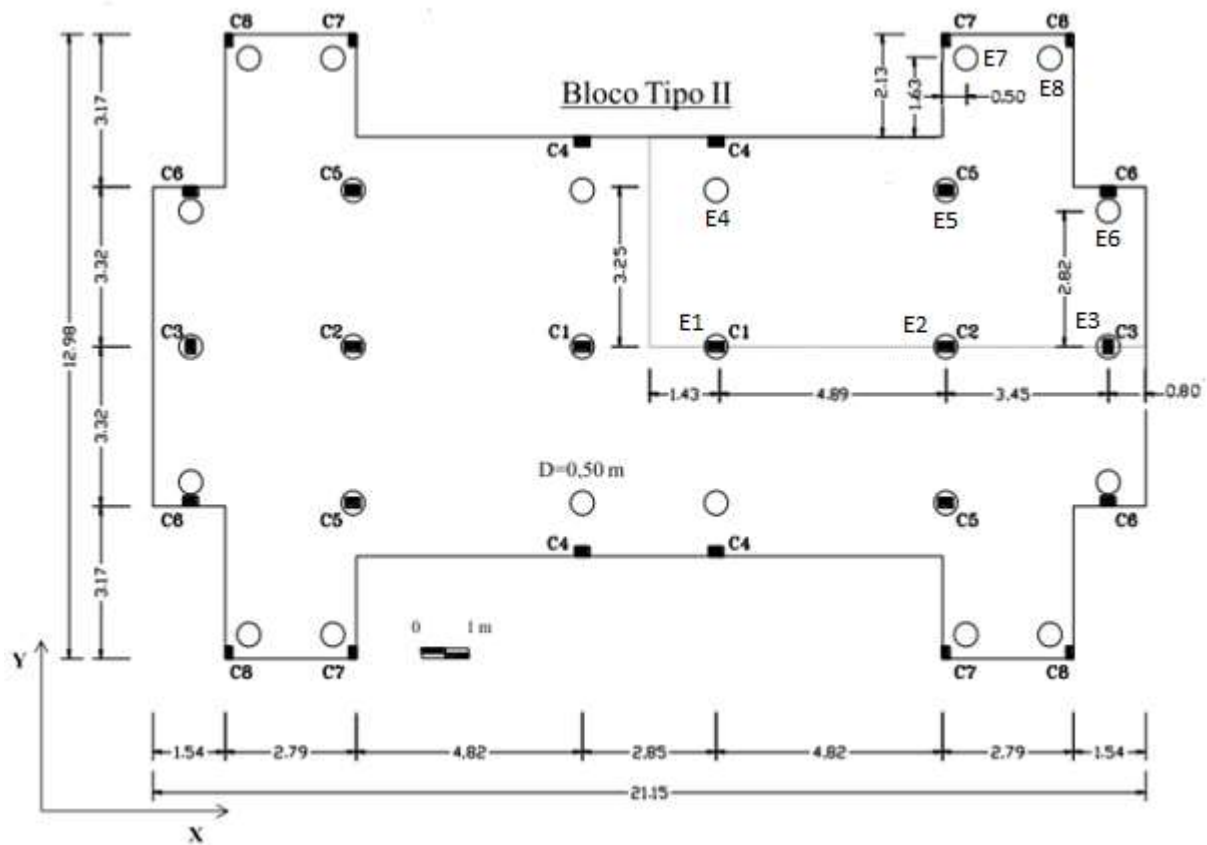


Figura 5.9. Vista em planta baixa do radier com 26 estacas para o bloco tipo II (Castillo, 2013).

Propriedades Geométricas		Cargas Atuantes no Sistema	
Diâmetro das estacas, D	0,50 m	Coluna	Carga (kN)
Comprimento das estacas, L	12 m	C1	880
Espessura do radier, H	0,40 m	C2	580
Carga total Atuante, Pt	9760 kN	C3	400
Propriedades do Concreto		C4	470
Módulo de elasticidade das estacas, Ec	15 GPa	C5	470
Módulo de elasticidade do radier, Eradier	15 GPa	C6	280
Coefficiente de Poisson do concreto, ν_c	0,20	C7	150
		C8	140

Propriedades das camadas do solo	Camada I 0 - 3 m	Camada II 3 - 8 m	Camada III 8 - 12 m	Camada IV 12 - 34 m
Peso específico do solo, γ_n	13,88 kN/m ³	15,45 kN/m ³	17,66 kN/m ³	19,00 kN/m ³
Módulo de elasticidad do solo, Es	8 MPa	13 MPa	20 MPa	37 MPa
Coesão do solo, c'	16 kPa	24 kPa	40 kPa	45 kPa
Ângulo de atrito, ϕ	27°	27°	27°	26°
Coefficiente de Poisson, ν_s	0,35	0,35	0,20	0,20

Figura 5.10. Propriedades e características do solo e radier estaqueado utilizadas por Castillo (2013).

As dimensões dos modelos 3D são de 72 m no eixo x e de 64 m no eixo y, com seis camadas de solo até a profundidade de 20 m. Essas dimensões foram definidas de forma a evitar os efeitos ocasionados pelos contornos. Para alcançar resultados mais precisos foi introduzido um volume de solo interno com dimensões de 28 m no eixo x, 20 m no eixo y e 14 m de profundidade, o qual foi refinado. A geometria do modelo, o isométrico da fundação e a estrutura, e a malha empregada são mostradas nas Figuras 5.11 e 5.12.

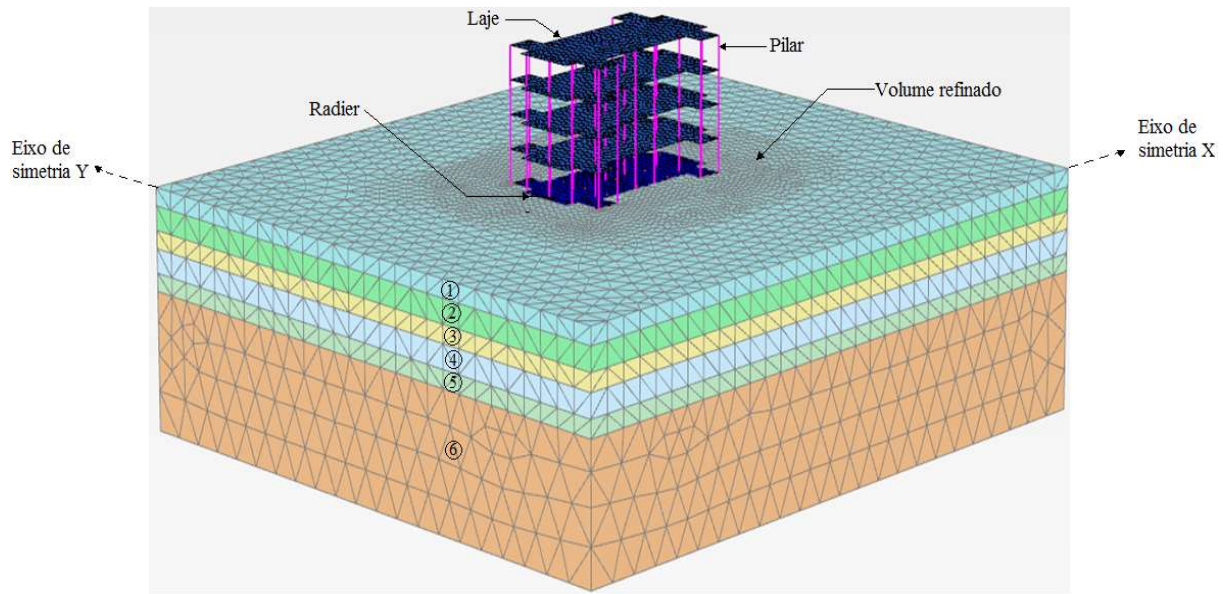


Figura 5.11. Modelo em 3D da fundação com radier estaqueado.

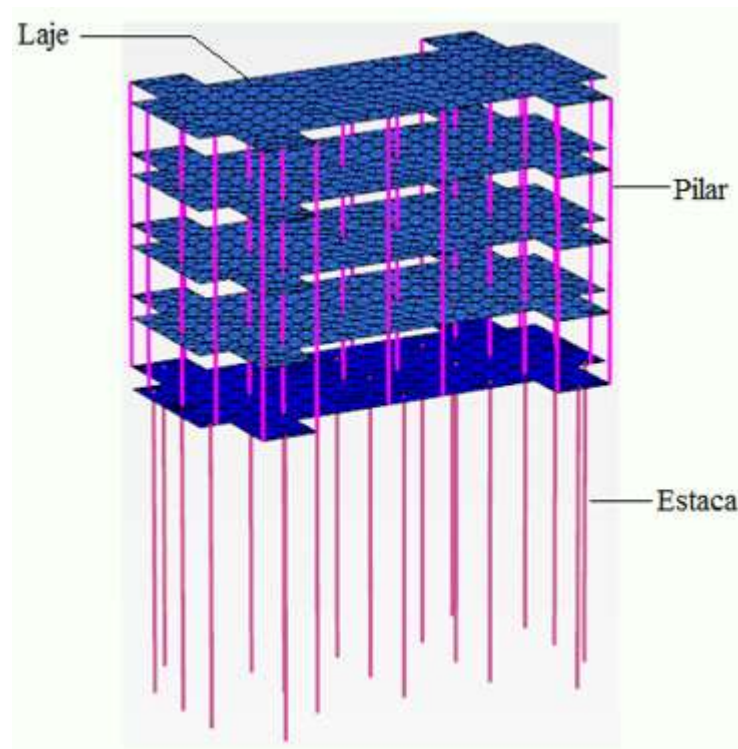


Figura 5.12. Isométrico do radier estaqueado e da superestrutura.

5.3.1. Recalque total

O recalque total obtido para o radier com 19 estacas foi de 39 mm para a estratigrafia com umidade natural e 43 mm com os primeiros 3,5 m saturados. Para o radier com 26 estacas, o recalque foi de 36 mm com umidade natural e 39 mm com os primeiros 3,5 m saturados. Os recalques obtidos por Castillo (2013) foram de 34,2 mm para 19 estacas e de 29,9 mm para 26 estacas. Na Figura 5.13 são apresentadas as curvas de isovalores de recalque total nos modelos de fundação com radier estaqueado analisados.

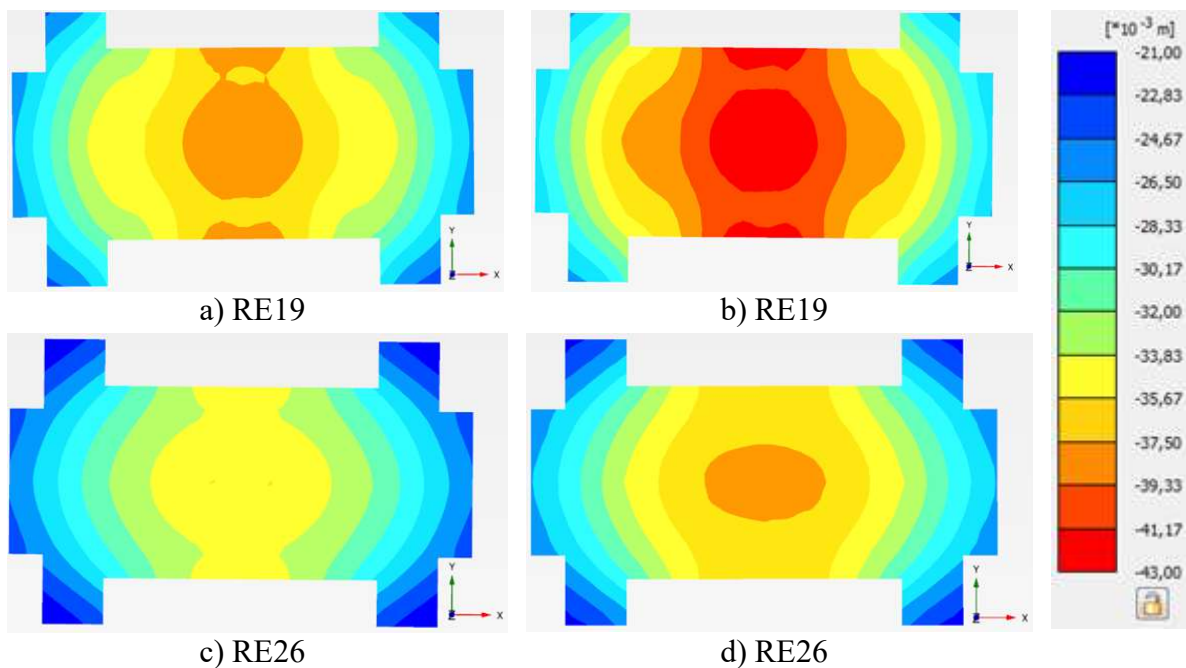


Figura 5.13. Curva de isovalores de recalque total na fundação com radier estaqueado: a,c) Estratigrafia com umidade natural b,d) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Os recalques totais obtidos neste trabalho e os obtidos por Castillo (2013) podem ser considerados parecidos uma vez que, Castillo (2013), na sua modelagem, considerou a estratigrafia do Campo Experimental da UnB, porém usou o modelo de Mohr Coulomb e obteve os parâmetros a partir de provas de carga in situ, estabelecendo quatro camadas de diferentes espessuras até a profundidade de 35 m. Além disso, esse autor utilizou o programa Cesar.

Os recalques totais para a fundação com radier estaqueado são aceitáveis, uma vez que o máximo recalque admissível adotado foi de 50 mm.

5.3.2. Distorção angular

A distorção angular obtida para o radier com 19 estacas foi de 1/475 e 1/416 para a estratigrafia com umidade natural e com os primeiros 3,5 m saturados, respectivamente. Para o

radier com 26 estacas e as estratigrafias indicadas as distorções foram de 1/515 e 1/465, respectivamente.

Tanto o radier estaqueado com 19 estacas para ambas as condições de estratigrafia, como o de 26 estacas com os primeiros 3,5 m saturados, não cumprem com o critério de distorção angular, uma vez que o valor limite adotado foi 1/500.

5.3.3. Carga nas estacas

Na Figura 5.14 são apresentadas as distribuições de cargas ao longo de algumas estacas que compõem o primeiro modelo de radier estudado (com 19 estacas) para as condições de estratigrafia com umidade natural e com os primeiros 3,5 m saturados. Pode-se observar que as cargas no topo das estacas são maiores para a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, mas no extremo inferior das estacas, a 12 m de profundidade, as cargas transmitidas ao solo são as mesmas.

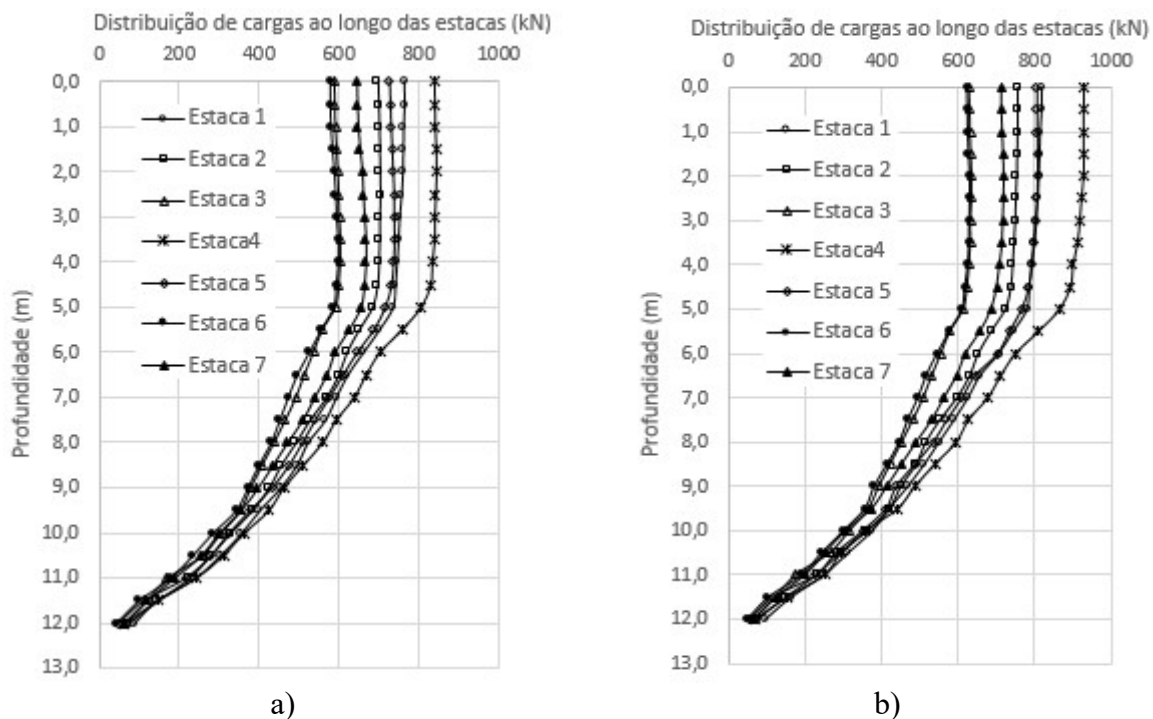


Figura 5.14. Distribuição de cargas ao longo das estacas (radier com 19 estacas) a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Na Figura 5.15 são apresentados os resultados da distribuição de cargas ao longo das estacas do radier estaqueado de 26 estacas para a condição com estratigrafia em estado natural e para a condição de estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. Pode se observar, conforme ocorreu com o radier de 19 estacas, que as cargas no topo das estacas são maiores para a

estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, mas no extremo inferior das estacas, a 12 m de profundidade, as cargas transmitidas ao solo são as mesmas.

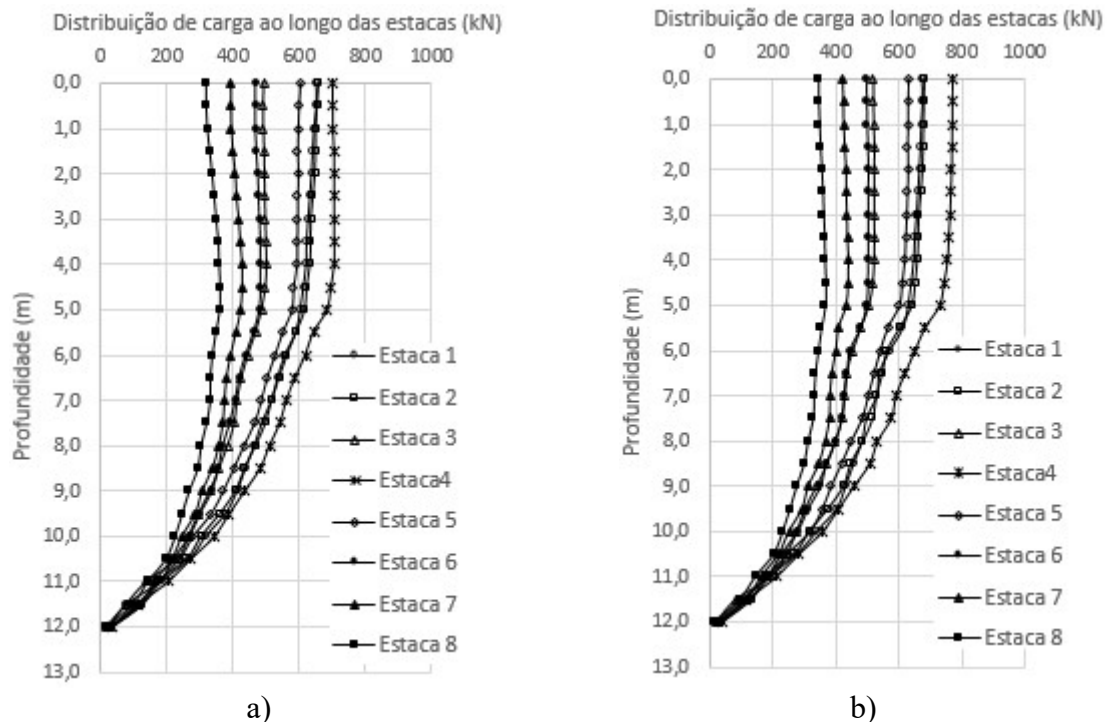


Figura 5.15. Distribuição de cargas ao longo das estacas (radier de 26 estacas) a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

No radier com mais estacas, as cargas ao longo desses elementos foram menores. Isso ocorre, pois o aumento no número de estacas faz com que a carga da estrutura seja melhor distribuída, diminuindo, assim, o valor da carga atuante em cada estaca.

A magnitude da carga na ponta das estacas no caso do radier 19 estacas foi de 43,5 (Estaca 6) a 95,8 kN (Estaca 1), sendo a carga na ponta um 11,7 % menor respecto a carga no topo das estacas. No caso do radier com 26 estacas a magnitude da carga na ponta varia de 14,9 (Estaca 8) a 40,8 kN (Estaca 1), sendo a carga na ponta um 7,2 % menor respecto a carga no topo das estacas.

5.4. Fundação com inclusões rígidas

Na modelagem da fundação com inclusões rígidas, afim de simplificação e devido a simetria do problema, foi considerada a quarta parte da planta do bloco II, conforme apresentado nas Figuras 5.16 e 5.17.

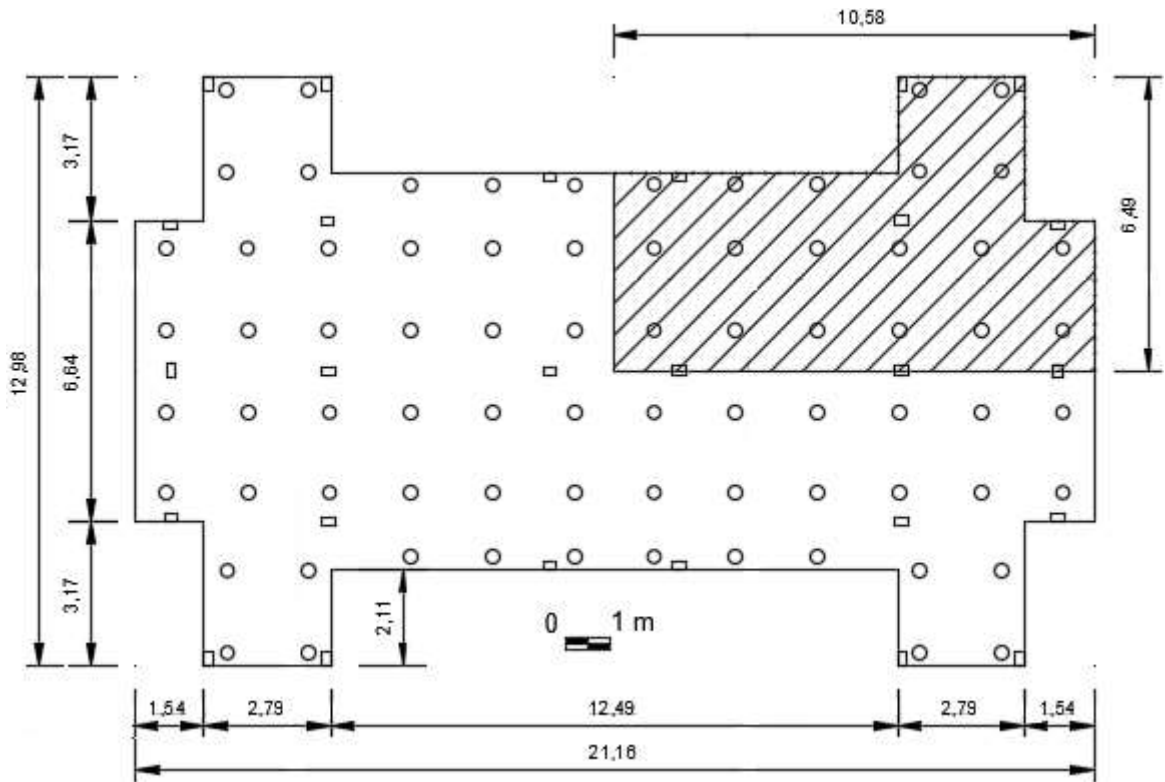


Figura 5.16. Planta do projeto original com destaque da área considerada na modelagem numérica.

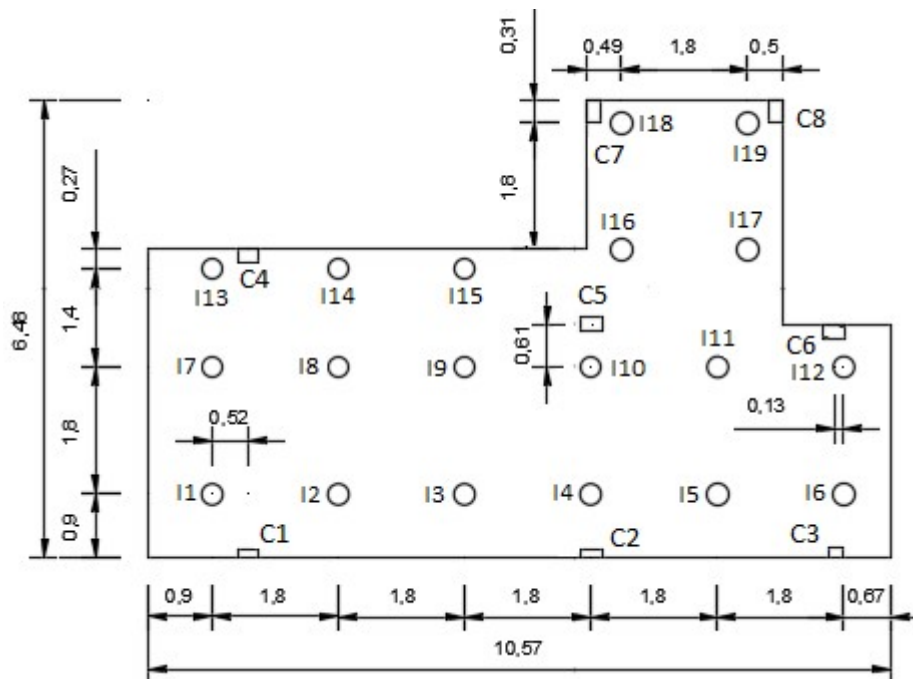


Figura 5.17. Detalhe em planta do espaçamento entre inclusões.

Para as análises deste tipo de fundação, foram elaborados vários modelos com as seguintes características:

- espessura do radier de 0,20 m;

- espessura da camada de distribuição de 1,5 m;
- diâmetro das inclusões de 0,3 m;
- espaçamento entre as inclusões de 1,8 m (6 vezes o diâmetro da inclusão).

O valor da espessura da camada de distribuição e espaçamento entre as inclusões foram estabelecido de acordo com as análises realizadas no item 4.3.3, sendo esta geometria onde menores tensões sob o radier são induzidas pelas inclusões rígidas.

A profundidade que atingiram as inclusões, a presença ou não de capitéis no topo destes elementos e o tipo da estratigrafia (com umidade natural ou com os primeiros 3,5 m saturados) foram diferentes para cada modelo, assim, foi avaliada a influência destas variáveis no desempenho das fundações.

Foram consideradas inclusões apoiadas a 9,5 m (IR9,5m) e 12,0 m (IR12m), assentes em estratigrafia nas condições de umidade natural e com os primeiros 3,5 m saturados.

As propriedades dos elementos que compoem a fundação com inclusões rígidas foram apresentadas anteriormente no item 3.4.3.2.

As dimensões dos modelos 3D foram de 36 m no eixo x e de 32 m no eixo y, com seis camadas de solo até a profundidade de 20 m. Essas dimensões foram definidas de forma a evitar os efeitos ocasionados pelos contornos. Para alcançar resultados mais precisos foi introduzido um volume de solo interno com dimensões de 14 m no eixo x, 10 m no eixo y e 14 m de profundidade, o qual foi refinado para obter uma malha mais fina do que o volume do solo externo. A geometria do modelo, o isométrico da fundação e a estrutura, e a malha empregada são mostradas na Figura 5.18 e 5.19.

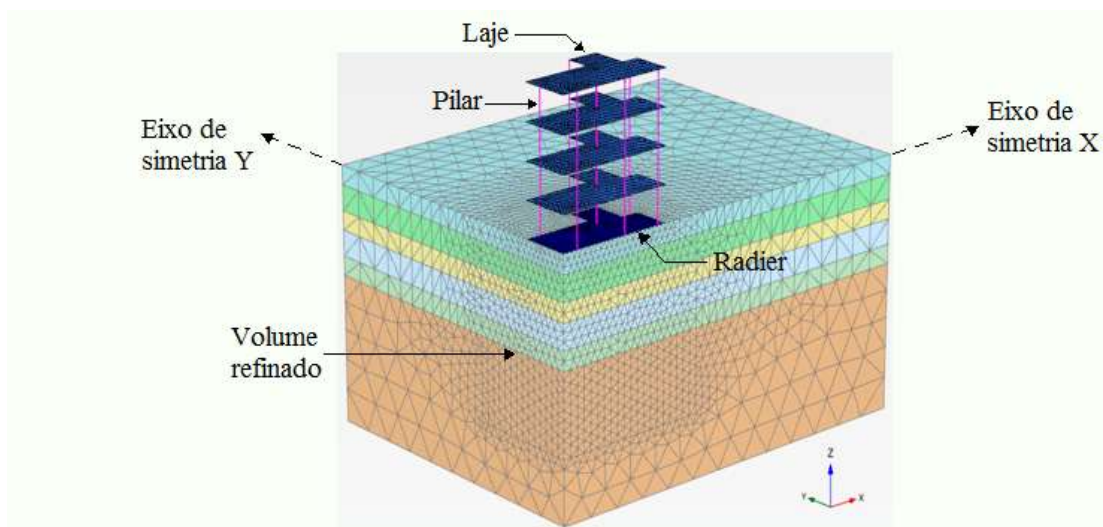


Figura 5.18. Modelo em 3D da fundação com inclusões rígidas.

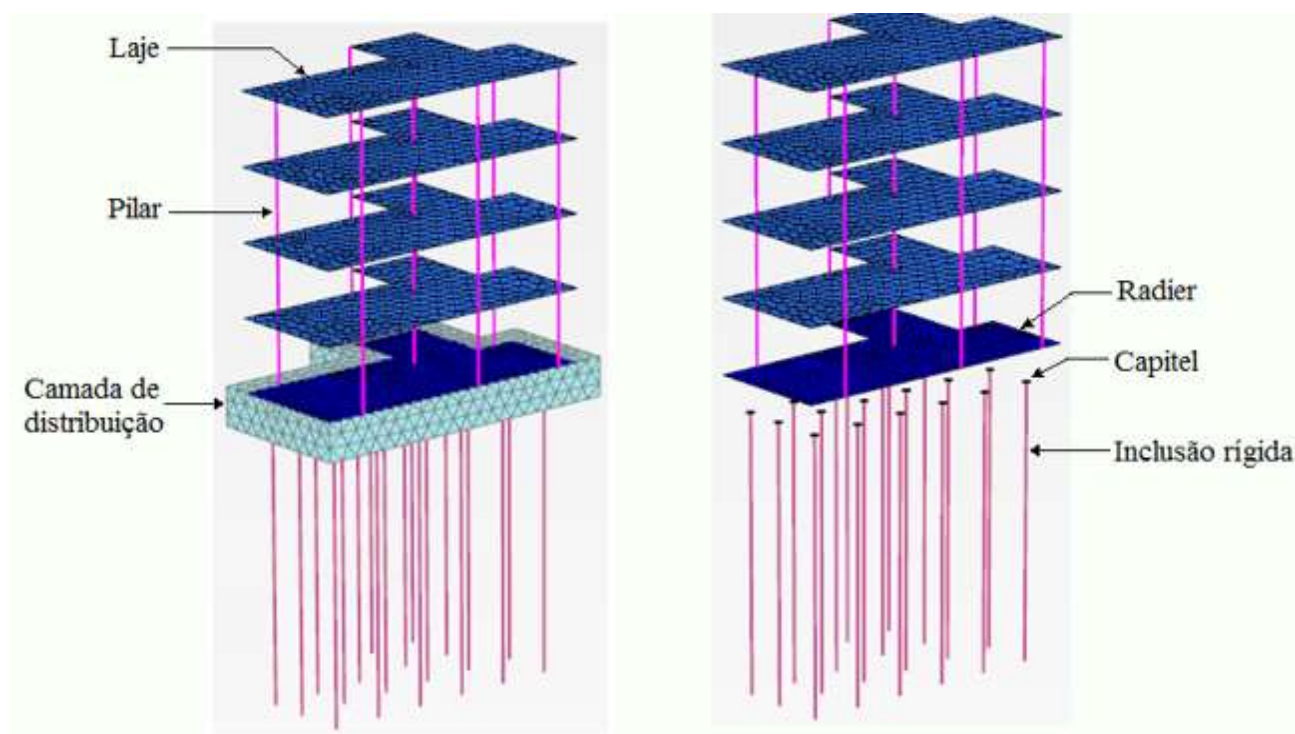


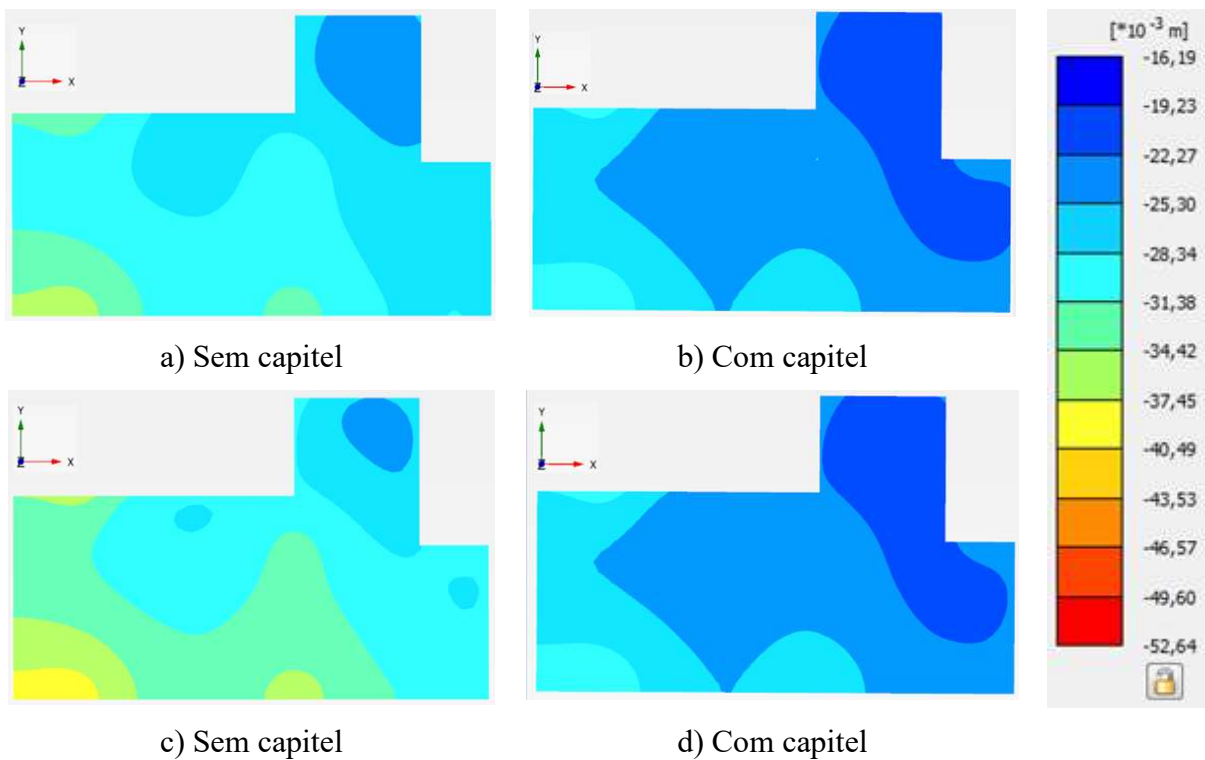
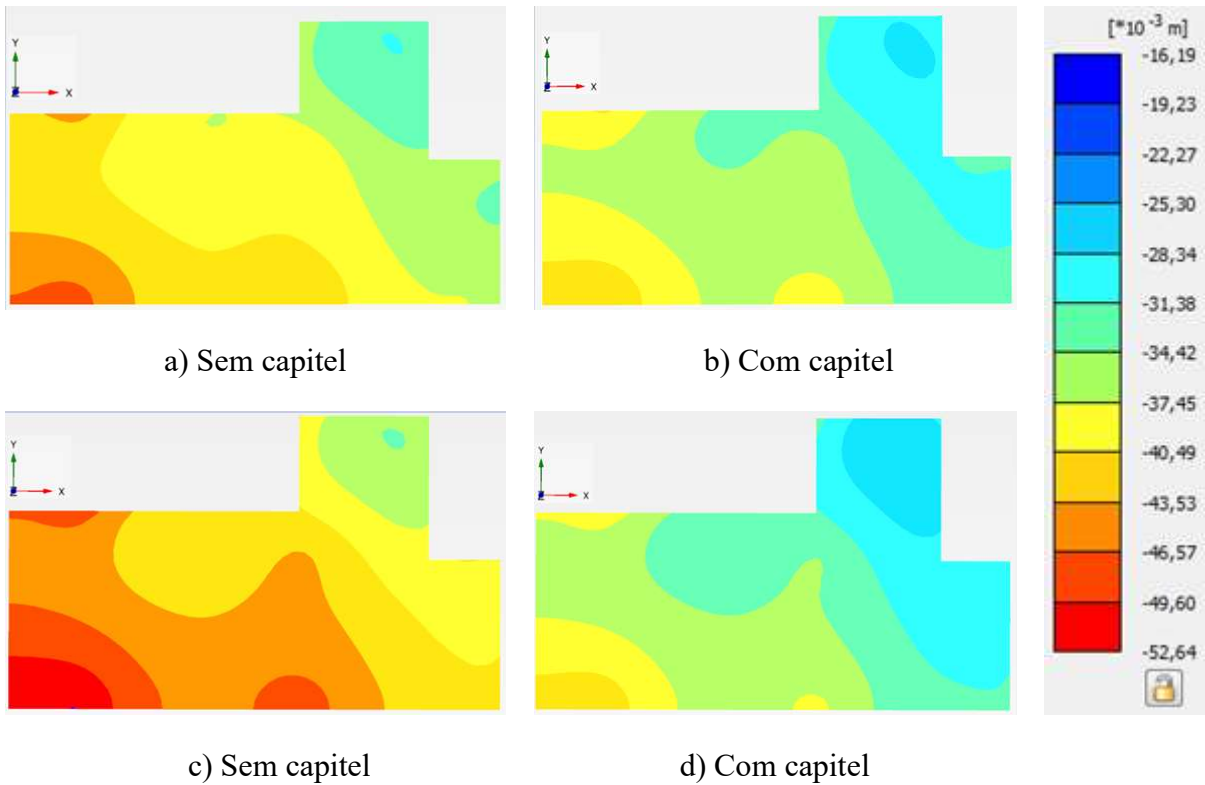
Figura 5.19. Isométrico da fundação com inclusões rígidas e da estrutura.

5.4.1. Recalque total

Na Tabela 5.3 são apresentados os recalques totais obtidos nos modelos tridimensionais de fundações com inclusões rígidas. Pode-se observar que a fundação com inclusões apoiadas a 9,5 m de profundidade, sem capiteis e assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados, não atende ao critério de recalque máximo estabelecido (50 mm). Os demais modelos atendem ao critério. Nas Figuras 5.20 e 5.21 são apresentadas as curvas de isovalores de recalque total nos casos analisados de fundação com inclusões rígidas.

Tabela 5.3. Valores de recalques totais (mm).

Inclusões até 9,5 m				Inclusões até 12 m			
Sem capiteis		Com capiteis		Sem capiteis		Com capiteis	
Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.
48	54	43	45	36	41	31	31



5.4.2. Distorção angular

Na Tabela 5.4 são apresentados os valores da distorção angular obtidos nos modelos tridimensionais de fundações com inclusões rígidas. Pode-se observar que todos os modelos atendem ao critério de distorção angular estabelecido (1/500).

Tabela 5.4. Valores de distorção angular máxima.

Inclusões até 9,5 m				Inclusões até 12 m			
Sem capiteis		Com capiteis		Sem capiteis		Com capiteis	
Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.
616	616	663	595	821	593	908	908

5.4.3. Cargas nas inclusões

De forma a verificar os esforços nas inclusões localizadas no centro, na borda e no canto do radier, bem como as localizadas próximo os pilares, foram obtidas as distribuições de cargas ao longo das inclusões N° 1, 4, 6, 10, 12, 13, 18 e 19.

Na Figura 5.22 são apresentadas as distribuições de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m, sem capitéis no topo e assentes na estratigrafia com umidade natural e saturada. Pode-se observar que na condição com umidade natural as cargas no topo das inclusões foram menores. Isso ocorre, pois o solo na umidade natural apresenta maior rigidez e, assim, absorve parte das tensões, enquanto que, na condição saturada, devido a menor rigidez no solo, a maior parte da carga é transferida para as inclusões.

Nos modelos com capitéis, tem-se um aumento da carga axial no topo da inclusão, conforme apresentado na Figura 5.23. Isso ocorre, pois o capitel faz com que a maior parte carga seja transmitida para a cabeça da inclusão.

Na Figura 5.24 são apresentadas as distribuições de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 12 m, sem capitéis no topo e assentes na estratigrafia com umidade natural e saturada. Pode-se observar que na condição com umidade natural as cargas no topo das inclusões foram menores. Isso ocorre, pois o solo na umidade natural apresenta maior rigidez e, assim, absorve parte das tensões, enquanto que, na condição saturada, devido a menor rigidez no solo, a maior parte da carga é transferida para as inclusões.

Nos modelos com capitéis, tem-se um aumento da carga axial no topo da inclusão, conforme apresentado na Figura 5.25. Isso ocorre, pois o capitel faz com que a maior parte carga seja transmitida para a cabeça da inclusão.

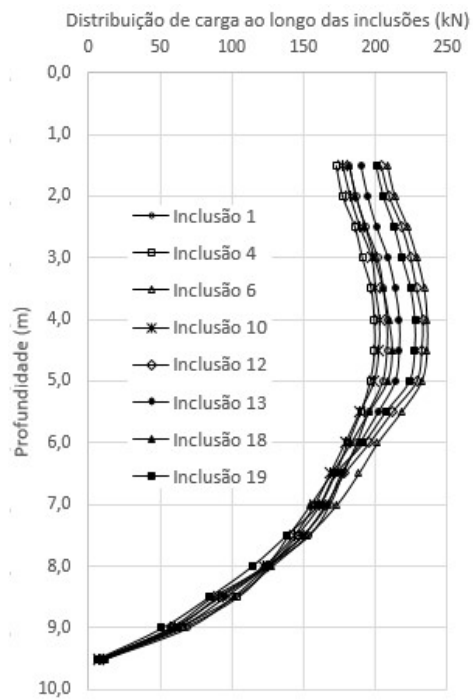
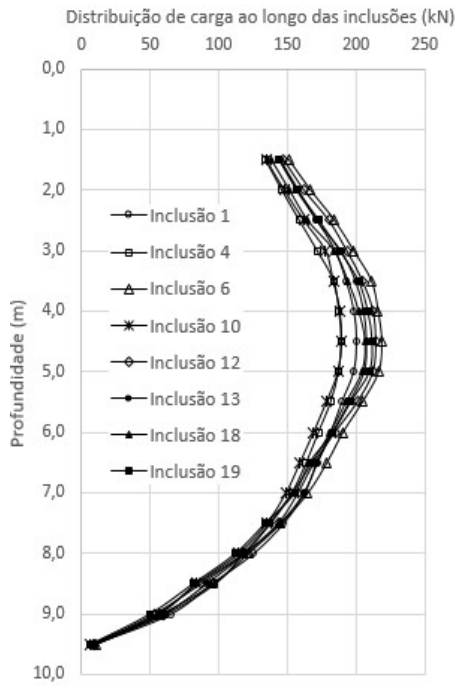


Figura 5.22. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m de profundidade e sem capitéis no topo a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

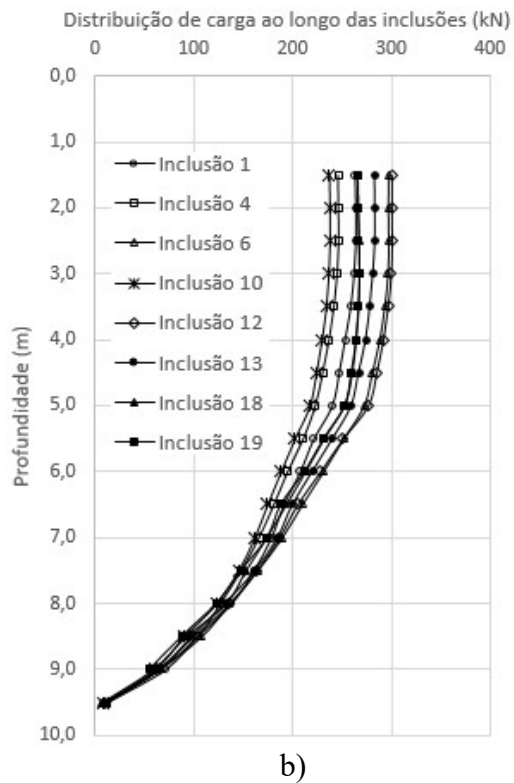
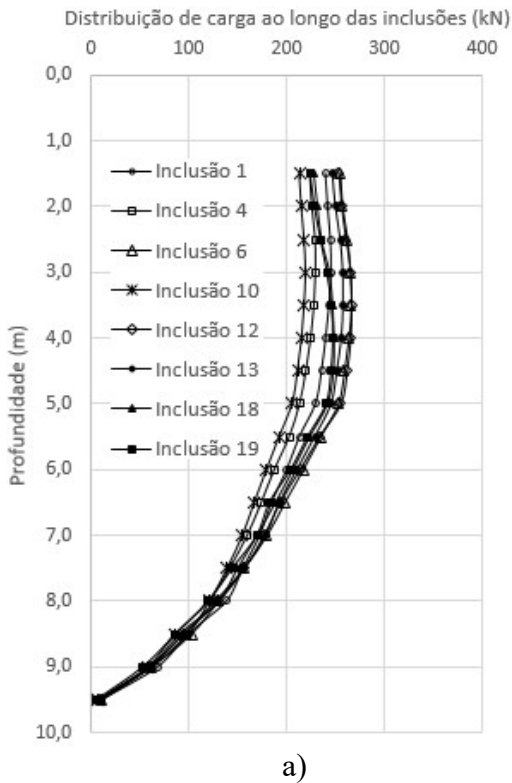
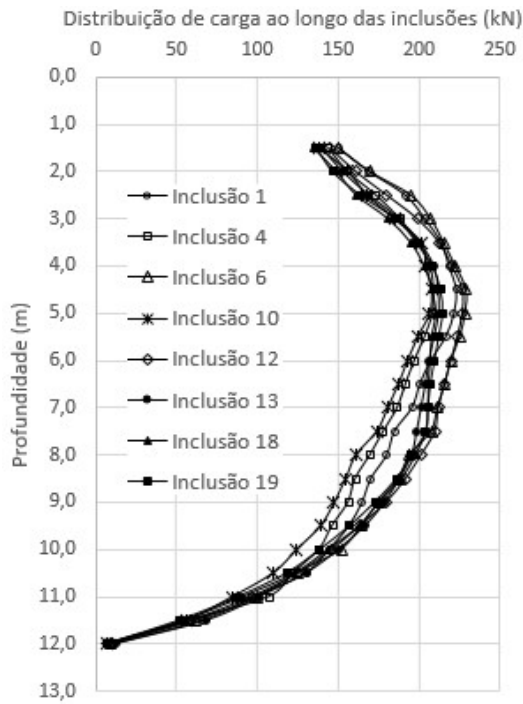
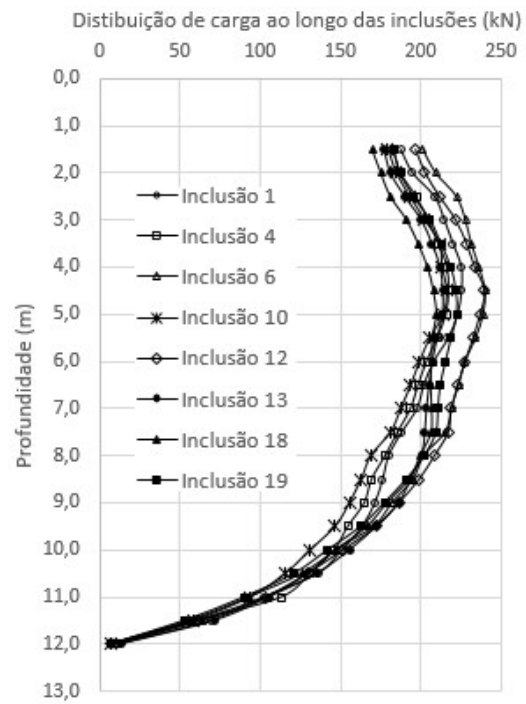


Figura 5.23. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m de profundidade e com capitéis no topo a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

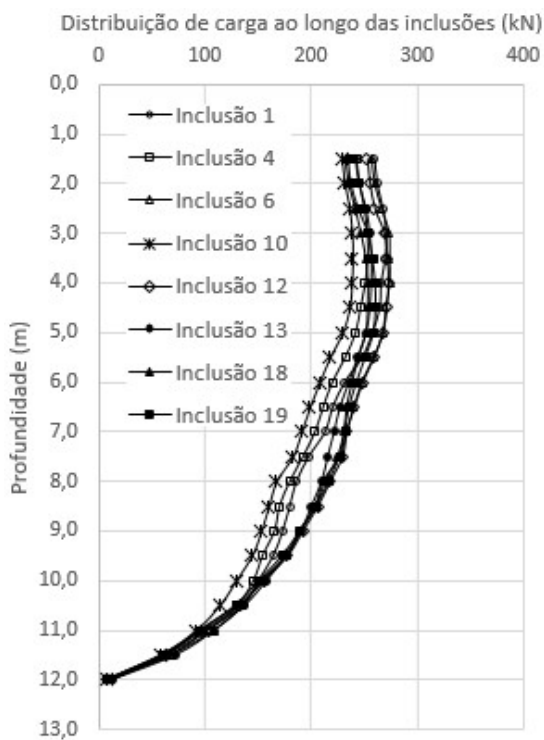


a)

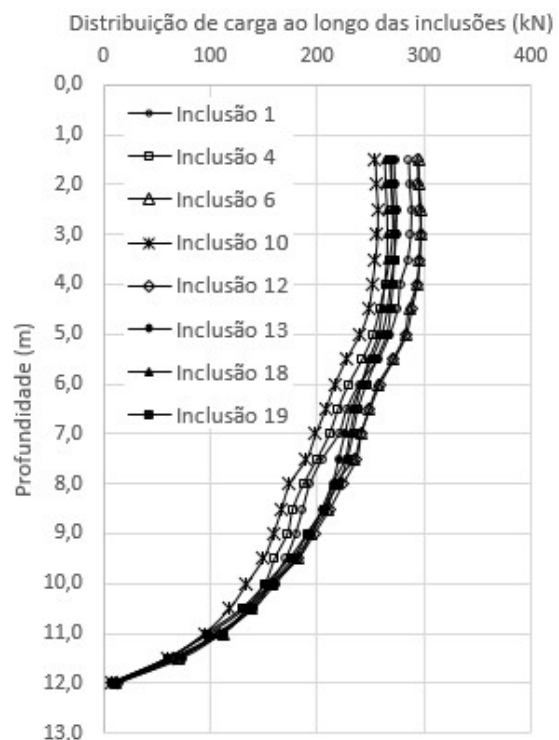


b)

Figura 5.24. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 12 m de profundidade e sem capitéis no topo. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.



a)



b)

Figura 5.25. Distribuição de carga ao longo das inclusões rígidas apoiadas a 12 m de profundidade e com capitéis no topo. a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

5.5. Análise dos resultados

Analisando os valores de recalque máximo nas diferentes fundações modeladas (Figura 5.26), pode-se perceber que, tanto a fundação superficial do tipo radier para ambas as condições de estratigrafia, como a fundação com inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m, sem capitéis no topo e assentes em solo saturado, não atendem ao critério adotado para o recalque total admissível (50 mm).

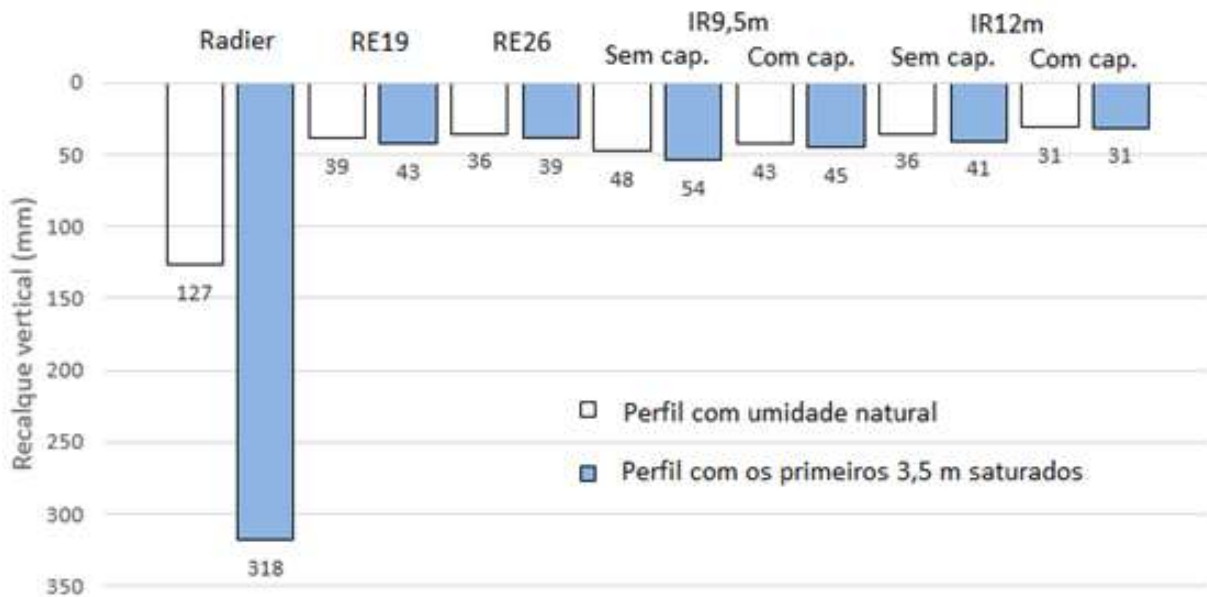


Figura 5.26. Recalque máximo na superfície das diferentes fundações.

Analisando os valores de distorção angular nas diferentes fundações modeladas (Figura 5.27), pode-se perceber que, o critério adotado de 1/500 não foi atendido pelas fundações do tipo radier isolado e radier estaqueado, como também, pela fundação com inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m, sem capitel no topo e assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados. As demais fundações com inclusões rígidas, atenderam ao critério.

Na Figura 5.28 são apresentados os esforços ao longo das estacas do radier com 19 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade (entre as inclusões analisadas, esse tipo foi o que apresentou maiores cargas). Pode se observar que a estaca menos solicitada (Estaca 6) apresentou maior carga do que as inclusões rígidas. Sendo assim, é possível concluir que há uma melhor distribuição das cargas da estrutura quando utilizadas fundações com inclusões rígidas, isto devido ao maior numero de inclusões que de estacas.

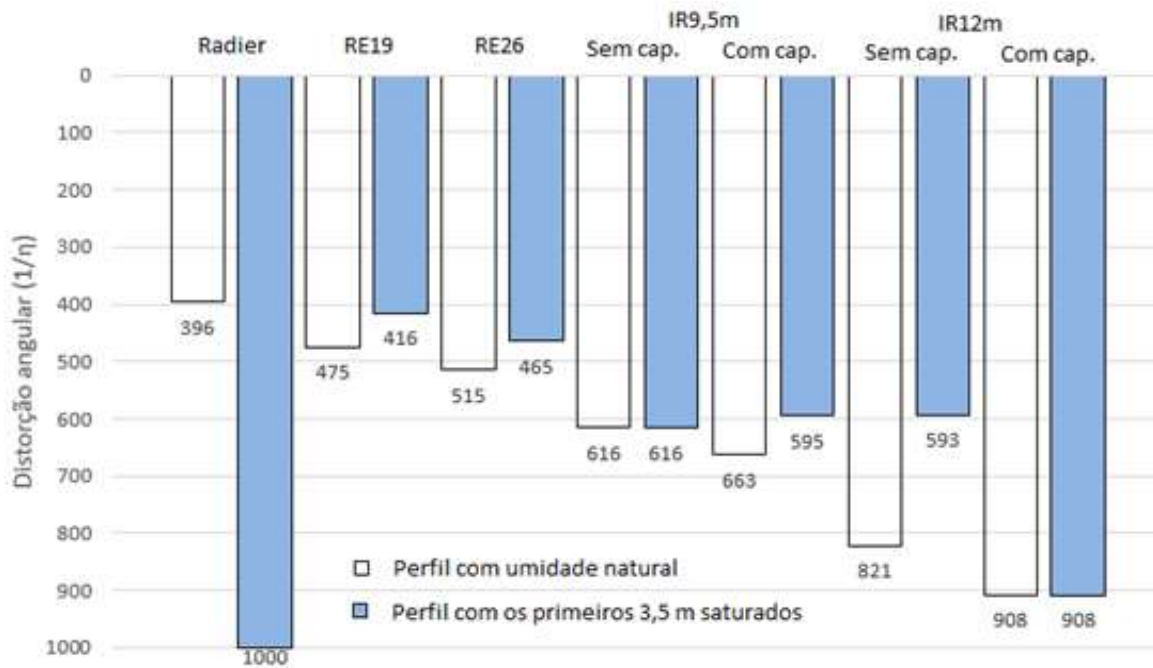


Figura 5.27. Distorção angular para as diferentes fundações.

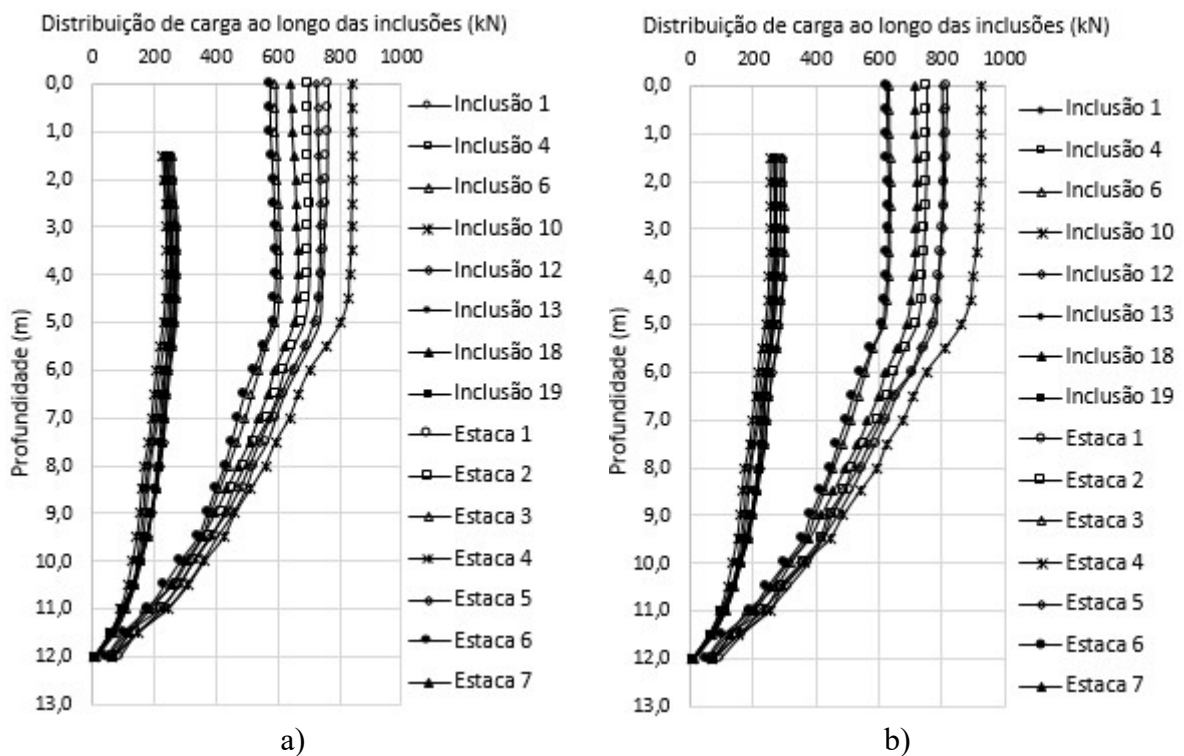


Figura 5.28. Cargas ao longo das estacas do radier com 19 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Na Figura 5.29 são apresentados os esforços ao longo das estacas do radier com 26 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade (entre as inclusões analisadas, esse tipo foi o que apresentou maiores cargas). Pode se observar que a estaca menos solicitada (Estaca 8) apresentou maior carga do que as inclusões rígidas. Sendo assim, é possível concluir que há uma melhor distribuição das cargas da estrutura quando utilizadas fundações com inclusões rígidas, isto devido ao maior numero de inclusões que de estacas.

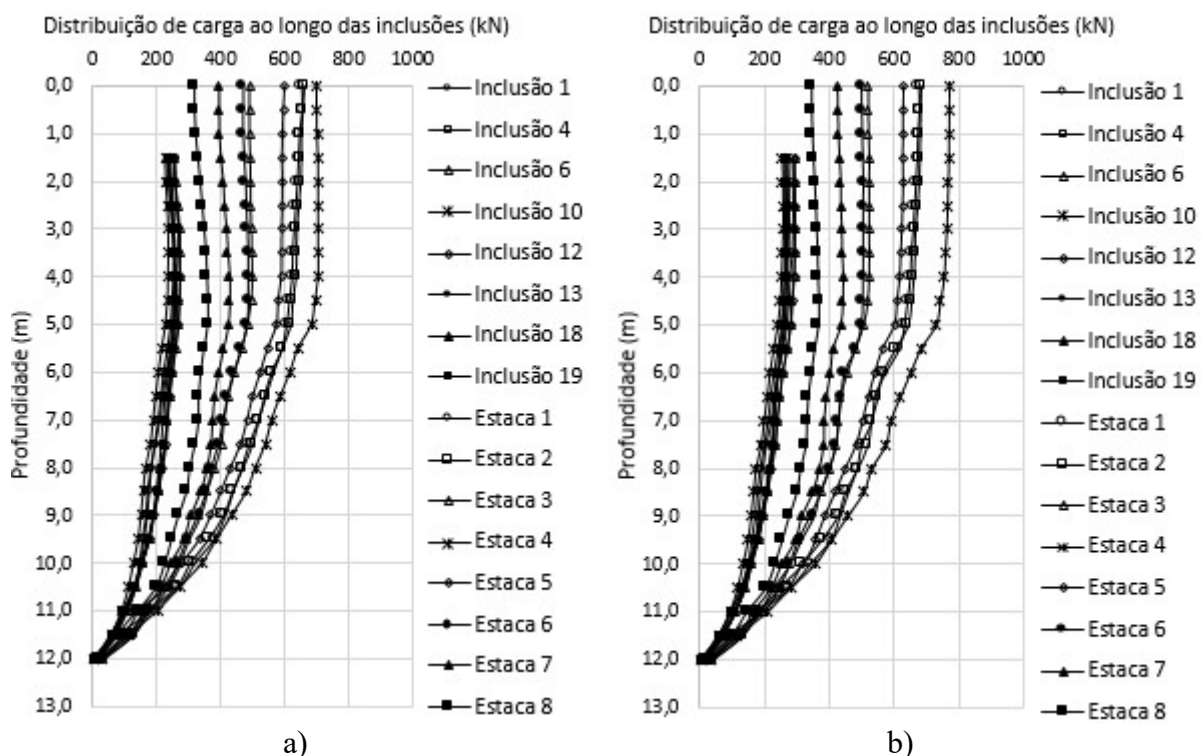


Figura 5.29. Cargas ao longo das estacas do radier com 26 estacas e das inclusões rígidas com capitéis apoiadas a 12 m de profundidade a) Estratigrafia com umidade natural b) Estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

6. METODOLOGIA DE ANÁLISE PROPOSTA

A partir da pesquisa apresentada neste trabalho, foi proposta uma metodologia para a análise de fundações com inclusões rígidas assente numa estratigrafia típica do Distrito Federal, usando modelos numéricos baseados em MEF. A seguir são elencadas as principais considerações propostas.

1) Definição das condições iniciais das análises:

1.1) Estratigrafia: A estratigrafia deve abranger todos os estratos de solo potencialmente colapsáveis, identificando suas profundidades de forma a assegurar que a ponta da inclusão atinja camadas não colapsáveis e resistentes (ver Figura 3.5). Além disso, deve-se identificar a profundidade do lençol freático considerando suas variações sazonais.

1.2) Propriedades dos estratos mais representativos: Número suficiente de ensaios de laboratório deverão ser previstos para definição das propriedades dos estratos que foram identificados. Por se tratar de uma análise a longo prazo, as propriedades de resistência devem ser obtidas para condições drenadas. Ensaio de adensamento duplo deverão ser realizados para as camadas de solo colapsável suscetíveis a umedecimento após a construção.

1.3) Geometria da superestrutura: É necessário definir as dimensões em planta e a profundidade de assentamento das fundações. Para o modelo 3D é importante conhecer as dimensões das estruturas que formam a laje da fundação, de modo a considerar sua rigidez. Para obter uma melhor distribuição das inclusões é necessário identificar a localização dos pilares ou paredes estruturais que descarregam sobre a base.

1.4) É necessário calcular os esforços atuantes na profundidade de desplante, sendo que, para isto, deve-se calcular as combinações de carga, seguindo a NBR 6118 (2014) - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento

2) Cálculo do estado limite último (ELU) e do estado limite de serviço (ELS):

2.1) Cálculo dos ELU e ELS da fundação com radier isolado, de acordo com a NBR 6122: Projeto e execução de fundações.

2.2) Será um problema de capacidade de carga, se a fundação com radier, por si só, não atendem a revisão do ELU. Um número inicial de inclusões pode ser determinado de acordo com Briançon *et al.* (2011), em seguida devem ser revisados os ELS para a fundação com inclusões rígidas.

2.3) Será um problema de recalque, se a fundação com radier, por si só atende a revisão dos ELU, mas não com os ELS (recalques totais e distorção angular).

3) Definição do tipo de modelo a usar:

3.1) Modelo 2D (axissimétrico) para grupo de inclusões supostas infinitas.

3.2) Modelo 3D (grupo) para grupo finito de inclusões.

4) Seleção do modelo constitutivo para cada estrato:

4.1) O modelo constitutivo *Hardening Soil* pode ser usado para análises com teor de umidade constante em solos colapsíveis, de forma que o colapso seja simulado aplicando uma redução de volume vertical correspondente a redução observada no ensaio de adensamento duplo para o carregamento atuante.

4.2) Usar o modelo MC para solos de alta capacidade de carga e para a camada de distribuição, já que essa é composta por solo compactado ou misturado com cal ou cimento.

5) Definição das dimensões das inclusões:

5.1) Recomenda-se o uso de inclusões do tipo sem deslocamento, concretadas in situ mediante a técnica de hélice contínua, pois durante a execução dessa técnica, tem-se poucas alterações no estado de esforço do solo. O espaçamento mínimo entre inclusões, bem como o diâmetro mínimo desses elementos, foram estabelecidos no item 3.3.

5.2) A ponta inferior da inclusão deve ser, quando possível, apoiada no estrato de solo não colapsível. Caso não seja possível, deve ser inserida a uma profundidade onde não ocorra grandes mudanças no teor de umidade do solo ou de outros fatores causadores do colapso estrutural.

5.3) É fundamental um estudo adequado das propriedades da camada de distribuição, e definir a necessidade ou não de capitéis no topo das inclusões. É importante, também, atentar-se para às cargas que o topo da inclusão transmite ao radier da fundação.

6) Definição das condições de fronteira:

6.1) Deve-se restringir apenas as fronteiras horizontais.

6.2) A fronteira inferior deve ser restrita em ambos os sentidos. Sua profundidade dependerá, principalmente, da cota onde o solo é considerado incompressível ou da profundidade onde as tensões transmitidas pelas inclusões e pela laje da fundação são da ordem de 10 % da tensão geoestática.

6.3) Para o caso de modelos 2D axissimétricos, as fronteiras laterais devem ser definidas de forma que uma fronteira coincida com o eixo da inclusão rígida e a outra coincida com a metade do espaçamento entre inclusões.

6.4) Para o caso dos modelos 3D, devem ser realizadas análises de sensibilidade, já que nas fronteiras mais afastadas das bordas incrementa-se o número de elementos usados, enquanto que as fronteiras mais próximas podem impactar nos resultados obtidos.

7) Seleção do tipo de elemento para a geração da malha de elementos finitos:

7.1) Para modelagens 2D utilizando o programa Plaxis, recomenda-se o uso de elementos triangulares de 15 nós e refinamento da malha ao longo do fuste e na ponta das inclusões.

7.2) Para modelagens 3D utilizando o programa Plaxis, recomenda-se o uso de elementos tetraédricos de 10 nós e refinamento da malha nas bordas e nos cantos do radier de fundação, bem como ao longo do fuste e na ponta das inclusões.

7.3) Em ambos os casos é necessária a realização de análise de sensibilidade, a fim de se obter o número ótimo de elementos, especialmente para a modelagem 3D. O uso de malhas altamente refinadas pode aumentar os tempos de análise ou exceder a capacidade do computador, tornando impraticável seu uso.

8) Definição e execução das etapas de análise:

8.1) A modelagem pode ser efetuada por etapas: seis etapas estabelecidas de acordo com o processo construtivo da fundação com inclusões rígidas, como especificado no item 3.6, e uma última etapa onde é aplicada uma redução de volume vertical no solo colapsível para simular o fenômeno de colapso por inundação.

8.2) O Modelo 2D permite facilmente a realização de análises paramétricas para diferentes espaçamentos entre inclusões, espessura de camada de distribuição, entre outros.

8.3) No modelo 3D a realização de análises paramétricas exige alto custo computacional quando comparado com os modelos 2D axissimétricos.

9) Interpretação dos resultados:

9.1) Para o modelo 2D axissimétrico, podem ser obtidos gráficos de recalque *vs* carga sobre o radier para diferentes espaçamentos entre inclusões, como mostrado na Figura 4.8. Com esses gráficos pode ser obtido o espaçamento ótimo entre elementos (recalques nulos ou insignificantes), mesmo aplicando uma redução de volume nos primeiros metros de solo colapsível. Também podem ser obtidos gráficos de espessura da camada de distribuição *vs* tensão máxima sob radier para diferentes espaçamentos entre inclusões, visando obter a espessura da camada de distribuição na qual as tensões sob o radier, provocadas pelo topo da inclusão, são baixas (Figura 4.17).

9.2) Nos modelos 3D podem ser obtidas as cargas e deslocamentos nas inclusões centrais, de borda e de canto, bem como verificar se a distribuição das inclusões estão de acordo ou se é necessária a adição de mais elementos.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas nesta pesquisa:

1. A estratigrafia adotada e os parâmetros do modelo *Hardening Soil*, extraídos a partir da calibração dos ensaios de laboratório realizados por Guimarães (2002), são considerados aceitáveis, uma vez que foram validados a partir das curvas de carga-recalque obtidas através de provas de carga pelo mesmo autor, como também por Sales (2000).
2. Com a metodologia proposta é possível avaliar e controlar os recalques em fundações com inclusões rígidas assentes em solos colapsíveis.
3. A precisão dos modelos, quando utilizada esta metodologia, depende, em grande parte, da confiabilidade dos ensaios de campo e de laboratório.
4. Embora as análises axissimétricas sejam usadas, principalmente, em configurações simétricas (por exemplo, um padrão de inclusões na parte central de uma laje de fundação) e muitas situações requererem modelagens mais avançadas que permitam o estudo de condições não uniformes na borda e situações de dissimetria de cargas, o uso deste tipo de modelo é uma ferramenta importante para garantir uma análise paramétrica de forma rápida.
5. As fundações com inclusões rígidas, quando comparadas com o radier isolado, apresentam redução de recalque superficial. Além disso reduzem as tensões transmitidas ao solo colapsível.
6. Existe uma espessura para a camada de distribuição na qual os esforços que chegam ao radier (induzidas pela cabeça da inclusão) são nulos ou muito baixos. Essa espessura depende das propriedades da camada e do espaçamento entre as inclusões.
7. A redução de volume nos primeiros 3,5 m de camada de solo colapsível não alterou os valores dos recalques superficiais nas fundações com inclusões rígidas com as seguintes características: sem capitéis no topo e espaçamento de 1,0 m entre os elementos de reforço; com capitéis no topo e espaçamento de 1,5 m; com capitéis no topo, espaçamento de 2,0 m e carregamento de até 60 kPa.
8. O capitel é um elemento que, quando comparado com as inclusões rígidas, tem um consumo de concreto bem menor e, quando usado na cabeça dos elementos de reforço, diminui os recalques superficiais totais da fundação, uma vez que proporciona uma menor penetração da inclusão na camada de distribuição.
9. A modelagem 3D utilizando o método dos elementos finitos foi uma ferramenta conveniente e satisfatória para se estimar numericamente o comportamento de

fundações com inclusões rígidas assentes sobre solo colapsível. Embora ainda de cunho científico e acadêmico, esta alternativa ou ferramenta de análise deverá, futuramente, se integrar em projetos correntes de engenharia.

10. Para o caso particular do edifício em estudo, foram obtidos recalques máximos inferiores ao recalque admissível para todos os casos de fundações profundas analisadas. As fundações com radier estaqueado e a fundação com inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m, sem capitel no topo e assente na estratigrafia com os primeiros 3,5 m umedecidos, não atenderam ao critério adotado para a distorção angular.
11. A fundação com inclusões rígidas apoiadas a 9,5 m de profundidade e com capitéis no topo atendeu aos critérios de recalque total e de distorção angular, sendo esta a solução mais adequada tecnicamente.
12. Devido as melhores propriedades da camada de distribuição obtidas pela compactação, bem como o maior número de reforços (maior número de inclusões), teve-se, para as fundações com inclusões rígidas, menor recalque diferencial, o que levou a distorções angulares menores do que as obtidas na solução com radier estaqueado.
13. De forma geral, este estudo contribuiu para validar o desempenho da fundação com inclusões rígidas assente no solo colapsível do Campo Experimental da UnB. Este tipo de fundação apresenta-se como uma alternativa eficaz para projetos com cargas não muito elevadas e assentes em solos colapsíveis.

A seguir são apresentadas sugestões para pesquisas futuras:

1. Realizar ensaios de adensamento e triaxiais com sucção controlada em amostras de solo indeformadas extraídas no Campo Experimental da UnB, de forma a obter os parâmetros dos modelos elasto-plásticos não saturados, calibrar estes modelos constitutivos e avaliar o comportamento dos diferentes tipos de fundações a partir das mudanças no grau de saturação do solo.
2. Utilizar programas como o Code Bright ou o ALLFINE, onde os modelos elasto-plástico mais completos para solos não saturados, como o modelo BBM (Alonso et al. 1990), estão implementados para avaliar o comportamento de fundações a partir de alterações no teor de umidade do solo. O uso destes programas e modelos constitutivos permitem simular os recalques por colapso devido ao aumento do teor de umidade no solo.
3. Estudar os recalques em inclusões rígidas em diferentes fases de inundação parcial (em termos de grau de saturação).

4. Estudar casos com configurações desfavoráveis de carga sobre o radier da fundação com inclusões rígidas.
5. Estudar outros materiais para serem utilizados na camada de distribuição, tais como: misturas de solo-cimento, solo-cal, RCD, etc.
6. Realizar estudos de viabilidade econômica das fundações com inclusões rígidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1996). Projeto e execução de fundações – NBR 6122. Rio de Janeiro, RJ, 19 p.
- ABNT (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio – NBR 06484. Rio de Janeiro, RJ, 17 p.
- ABNT (2003). Ações e segurança nas estruturas - Procedimento – NBR 8681. Rio de Janeiro, RJ, 15 p.
- ABNT (2010). Projeto e execução de fundações – NBR 6122. Rio de Janeiro, RJ, 33 p.
- ABNT. (2014). Projeto de estruturas de concreto - Procedimento – NBR 6118. Rio de Janeiro, RJ, 256 p.
- Alonso, E.E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405–430.
- Alves, P.C. (2009). Cartografia geotécnica para obras subterrâneas: condições de construções de garagens subterrâneas e metrô no plano piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- Anjos, G. (2006). Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341 p.
- Aragão, C.J.G. & Melo, A.C. (1982). “Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-Árido em Pernambuco”. VII Cong. Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. ABMS, Olinda/Recife, 2: 9-40.
- Araújo, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.
- Auvinet, G. & Rodríguez, J.F. (2006). Modelling of rigid inclusions in consolidating soils. *International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, México* : 83–93.
- Bolaños, C.C. (2013). Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupos de estacas tipo Alluvial Anker em solo poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 233 p.
- Braja M. Das (1999). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. Brooks Cole, California State University, Sacramento, 594 p.
- Briançon, L., Faucheux, G. & Andromeda, J. (2008). Full-scale experimental study of an embankment reinforced by geosynthetics and rigid piles over soft soil. *4th European Conference of Geosynthetics*, (110): 2–9.

- Briançon, L., Haza-Rosier, E., Thorel, L., Damiel, D. & Combarieu, O. (2011). Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, 317 p.
- Brinkgreve, R.B.J., & Vermeer, P. A. (1998). Plaxis 2D V 7, 5-1, Delft University of Technology & Plaxis b.v.
- Brinkgreve, R.B.J. (2004). Plaxis 2D V8 Reference Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. & Engin, H.K. (2010). Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. Numerical Methods in Geotechnical Engineering., : 137–142.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. & Swolfs, W.M. (2015). Plaxis 2D Material Models Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v, 204 p.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. & Swolfs, W.M. (2015). Plaxis 2D Reference Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v, 372 p.
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S. & Swolfs, W.M. (2015). Plaxis 3D Material Models Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v, 216 p.
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S. & Swolfs, W.M. (2015). Plaxis 3D Reference Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v, 414 p.
- Camapum de Carvalho, J., Cordao Neto, M. & Andrade de Aguiar, L. (2009). Livro comemorativo dos vinte ano do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Editorial FT, Brasília, DF, 470 p.
- Castillo, D.J.A. (2013). Uso da técnica de Radier Estaqueado para pequenos edificios assentes sobre solo colapsível. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Univerisdade de Brasília, Brasília, DF, 154 p.
- Cezano, M.T. (2012). Aplicação de modelo constitutivo para solos não saturados: Análise Hidro- Mecânica Acoplada. Trabalho de concusão de curso, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 50 p.
- Chevalier, B. (2008). Etudes expérimentale et numérique des transfert de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcement des sols par inclusions rigides. Thèse de Docteur, Ecole doctorale Mécanique et Energétique, Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 203 p.
- Chissolucombe, I. (2001). Simulação numérica para avaliação de danos em edificações adjacentes à escavação de um túnel. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.
- Cintra, J.C.A. (1998). Fundações em Solos Colapsíveis. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, SP, 106 p.

- Cintra, J.C.A (2004). Aplicações da mecânica dos solos não - saturados - Fundações em solos colapsíveis. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, São Carlos, SP : 1-19.
- Coelho, R.S. (2013). Relatório das sondagens executadas na área destinada à construção da obra Casa do Professor. FUNDEX, Infrasolo, Brasília, DF, 11 p.
- Combarieu, O. (1988). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres. Rev. Franç. Géotech., 44: 57–79.
- Combarieu, O. (1990). Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. Rev. Franç. Géotech., 53: 33–44.
- Cordão Neto, M.P. (2005). Análise Hidro-Mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.
- Costa, Y.D.J. (1999). Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 131 p.
- Cunha, R.P. (2006). Notas de aula da disciplina: Fundações. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- De Abreu, R. (1992). Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de solos não-saturados. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 231 p.
- De Albuquerque, C. (2009). Estudos numéricos de aterros estaqueados reforçados com geogrelha. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 216 p.
- Echevarría, S.P. (2006). Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136 p.
- Erol, O.A., and El-Ruwaih, I.A. (1982). Collapse behaviour of desert loess. International Proceedings of the 4th Congress of the International Association of Engineering Geology, New Delhi, India. 1: 1443–1448.
- Erol, O.A., and El-Ruwaih, I.A. (1982). Collapse behaviour of desert loess. International Proceedings of the 3th International Conference of Expansive Soils, Haifa, 196-200.
- Farias, M.M. (2015). Notas de aula da disciplina: Métodos Numéricos. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Ferreira, C., Lobo, A., Renofio, A. & Albiero, J. (2015). Danos em edificações provenientes de patologias de fundações, implantadas em solos colapsíveis. XII COBREAP- Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias, Belo Horizonte, MG, 1: 1–27.

- Ferreira, S.R.M. (1995). Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação. Tese de Doutorado em Ciências da Engenharia, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 379 p.
- 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, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 160 p.
- Futai, M.M. (1997). Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Ciências da Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 254 p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Hewlett, W.J., Randolph, M.F. & Aust, M.I.E. (1988). Analysis of piled embankments. *Ground Engineering* : 12–18.
- Houston, S.L. & Houston, W.N. (1988). Prediction of field collapse of soils due to wetting. *J.Geotech. Engrg.*, 114(1): 40–58.
- Jennings, J.E. & Knigh, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand soils on wetting. *Proc. of the 4th ISSMFE*, 1: 316-319.
- Jennings, J.E. & Knight, K. (1975). A guide to construction on or with material exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. *International Proceedings of the 6th Regional Conference of Africa on SMFE*, pp. 99–105.
- Lebeau, J.-S. (2008). FE-Analysis of piled and piled raft foundations. *Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Graz University of Technology, 100 p.
- Loess Letter 31. NATO Advanced Research Workshop on “The Genesis and Properties of Collapsible Soils”. (1994). Loughborough University of Technology .
- López, R., Shao, L., Lam Po, I. & Gularte, F. (1999). Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads. *XI Congreso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Foz do Iguazu, Brasil : 1–16.
- Low B.K., Tang S.K. & Choa V. (1994): "Arching in piled embankments", *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, 120: 1917-1938.
- Macêdo, I.L. (2002). Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes - Influência da presença de reforço geossintético. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

- Mascarenha, M.M.A. (2003). Influência do recarregamento e da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- Mascarenha, M.M.A., Neto, M.P.C. & Silva, M.T.M.G. (2016). Alternative method for analysing hydromechanical behaviour of unsaturated soils. *Soils and Rocks*, São Paulo 39(1): 29–39.
- Maswoswe, J. (1985). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. PhD thesis, Imperial College, London.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1): 16-26.
- Mota, N.M.B. (2003). Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.
- Motta, E. (2006). Análise do colapso de um solo compactado devido á inundacao e á interação solo-líquido contaminante. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 114 p.
- Nancey, A., van Eekelen, S.J.M. & Bezuijen, A. (2012). Influence of fill material and type of geosynthetic reinforcement in a piled embankment, model experiments. 5th European Geosynthetics Congress, Valencia, 5: 167–171.
- Neto, J. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação. Tese de Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 432 p.
- Nouaouria, M.S., Guenfoud, M., and Lafifi, B. 2008. Engineering properties of loess in Algeria. *Journal of Engineering Geology*, 99(1-2): 85–90.
- Otálvaro, I.F. (2013). Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado. Tese Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Palmeira, E.M. (2015). Notas de aula da disciplina: Resistência ao cisalhamento. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Paniagua, W.I. (2013). Inclusiones rígidas. 1er Congreso Internacinal de Fundaciones Profundas, CFPB, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.
- Peixoto, R.J. (1999). Aplicação de modelos constitutivos na avaliação do comportamento mecânico da argila porosa colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

- Pereira, J.H.F., and Fredlund, D.G. (2000). Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10): 907–916.
- Rodrigues, S. (2015). Modelação numérica de uma solução de reforço de solos para fundações de aerogeradores. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 122 p.
- Rodrigues, R.A. (2007). Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático. Tese de Doutorado em Geotecnia, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 262 p.
- Rodríguez, J.F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 154 p.
- Rodríguez, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis de Doctorado en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.
- Rodríguez, J.F. (2016). Notas de aula da disciplina: Tópicos Especiais em Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Rodríguez, J.F. & Auvinet, G. (1999). Uso de inclusiones para el control de asentamientos debido a abatimientos preziométricos. XI Congreso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica, Brazil.
- Rodríguez, J.F. & Auvinet, G. (2002). Aplicación del método de los elementos finitos al diseño de cimentaciones piloteadas. *Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas*, : 1–11.
- Rodríguez J.F. y Auvinet G. (2002). “MANUAL DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA, Capítulo 9 Inclusiones”, SMMS, México DF
- Rodríguez, J.F. & Auvinet, G. (2006). Rigid inclusions in mexico city soft soils. *International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36*, Ciudad de México, México, : 197–206.
- Rodríguez, J. F., Auvinet G., Martínez H. E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. *DYNA*, 82(192): 211-220, DOI: <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v82n192.47752>
- Sá, C.T. (2000). Análise numérica de aterros estaqueados sobre solos moles reforçados com geossintético. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília Brasília, DF, 134 p.
- Sales, M.M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estaqueadas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

Sales, M.M., Vilar O.M., Mascarenha, M.M.A., Silva, C.M., Pereira, J.H.F e Camapum de Carvalho, J. (2015). Fundações em solos não saturados. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 651-685.

Santoyo, E. & Ovando, E. (2006). Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, México, DF, : 171-178.

Schanz, T., Vermeer, A. & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. Int. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years PLAXIS, Amsterdam, Netherlands, : 281.

Silva, C.M. (2011). Energia e confiabilidade aplicada aos estaqueamentos tipo hélice contínua. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 311 p.

Simon, B. & Scholsser, F. (2006). Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in france. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, Mexico, DF : 3–23.

Soares, J. (2004). Estudo numérico-experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265 p.

Tahsin, S. (2011). Negative skin friction induced on piles in collapsible soils due to inundation. Ph.D Thesis, Department of Building, Civil and Environmental Engineering, Concordia University, Montreal, 171 p.

Tjie-liong, G. (2014). Common mistakes on the application of plaxis 2d in analyzing excavation problems. Int. J. Appl. Eng. Res., 9(21): 8291–8311.

Vilar, O.M. e Ferreira, S.R.M (2015). Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 415-440.

APÊNDICE

A- Tensões e redução de volume nas camadas de solo colapsáveis nos modelos axissimétricos.

Na Tabela A.1 são apresentadas as tensões nas duas primeiras camadas de solo colapsável para cada modelo axissimétrico com incusões rígidas, assente na estratigrafia com umidade natural. Quando a espessura da camada de distribuição é igual ou superior a 1,5 m, a redução de volume só foi aplicada na camada colapsável N°2, uma vez que a camada N°1 fica completamente substituída pela camada de distribuição.

Tabela A.1. Tensões nas duas primeiras camadas de solo colapsável dos modelos com umidade natural.

H _{CD} (m)	S (m)	q ₀ (kN/m ²)									
		20		40		60		100		120	
		N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2
0,5	1,0	10,2	16,1	18,0	18,4	26,2	21,2	42,2	29,1	49,8	33,9
	1,5	13,3	19,8	22,5	26,0	31,5	33,2	48,9	47,3	56,5	52,9
	2,0	15,6	23,2	25,2	31,8	33,1	38,9	47,2	52,1	53,4	56,9
	2,5	18,0	26,6	27,0	35,0	35,8	43,5	51,8	58,6	58,0	64,3
	3,0	19,1	28,3	29,5	38,2	40,3	48,7	56,8	64,4	65,5	72,8
1,0	1,0	13,6	13,3	21,5	17,5	29,3	22,6	44,6	33,8	52,3	39,5
	1,5	16,7	18,1	26,4	25,9	36,0	33,9	55,3	50,3	62,6	55,6
	2,0	19,6	23,1	30,6	33,1	40,1	41,6	56,6	56,0	62,8	61,6
	2,5	22,8	27,3	33,5	37,4	44,2	47,6	60,3	63,1	67,7	70,4
	3,0	24,8	29,5	36,6	41,1	48,7	53,1	56,6	70,4	76,3	81,0
1,5	1,0	-	13,0	-	19,4	-	25,8	-	38,7	-	45,5
	1,5	-	18,3	-	27,2	-	36,1	-	53,3	-	57,1
	2,0	-	23,8	-	35,0	-	44,6	-	58,4	-	63,6
	2,5	-	27,7	-	38,6	-	49,5	-	64,9	-	72,4
	3,0	-	30,7	-	43,1	-	54,7	-	73,1	-	83,9
2,0	1,0	-	16,2	-	22,8	-	29,3	-	42,6	-	49,4
	1,5	-	22,3	-	31,3	-	40,9	-	58,4	-	62,4
	2,0	-	28,9	-	40,5	-	49,8	-	63,7	-	69,2
	2,5	-	35,1	-	45,8	-	57,0	-	72,6	-	80,5
	3,0	-	37,9	-	50,3	-	62,1	-	82,1	-	93,2
2,5	1,0	-	19,6	-	26,4	-	33,2	-	46,8	-	53,5
	1,5	-	26,4	-	35,9	-	46,0	-	62,5	-	67,8
	2,0	-	35,5	-	46,7	-	55,7	-	70,6	-	76,2
	2,5	-	41,5	-	52,1	-	63,3	-	80,7	-	89,6
	3,0	-	44,9	-	57,3	-	69,7	-	91,7	-	104,0

Na Tabela A.2 são apresentadas as reduções de volume vertical nas duas primeiras camadas de solo colapsável calculadas a partir da Tabela 3.7, em função das tensões mostradas na Tabela A.1.

Tabela A.2. Redução de volume ϵ_{yy} (%) nas duas primeiras camadas de solo colapsável.

H _{CD} (m)	S (m)	ϵ_{yy} (%)									
		20		40		60		100		120	
		Nº1	Nº2	Nº1	Nº2	Nº1	Nº2	Nº1	Nº2	Nº1	Nº2
0,5	1,0	2,51	2,26	3,10	2,55	4,93	4,12	7,22	4,91	7,98	5,39
	1,5	2,75	2,73	4,38	4,60	5,73	5,32	7,89	6,37	8,65	6,65
	2,0	2,92	4,32	4,78	5,18	5,97	5,89	7,92	6,61	8,74	6,85
	2,5	3,10	4,66	5,05	5,50	6,37	6,17	8,18	6,93	8,80	7,22
	3,0	3,18	4,83	5,43	5,82	7,03	6,44	8,68	7,22	9,69	7,64
1,0	1,0	2,77	1,91	4,23	2,44	5,40	4,26	7,46	5,38	8,23	5,95
	1,5	3,00	2,51	4,96	5,82	6,40	5,39	8,53	6,52	9,33	6,78
	2,0	3,22	4,31	5,59	5,31	7,01	6,08	8,66	6,80	9,35	7,08
	2,5	4,42	4,73	6,03	5,74	7,42	6,38	9,04	7,16	9,96	7,52
	3,0	4,72	4,95	6,49	6,05	7,87	6,66	9,70	7,52	11,04	8,07
1,5	1,0	-	1,87	-	2,68	-	4,58	-	5,87	-	6,27
	1,5	-	2,54	-	4,72	-	5,61	-	6,67	-	6,86
	2,0	-	4,38	-	5,50	-	6,23	-	6,92	-	7,18
	2,5	-	4,77	-	5,86	-	6,48	-	7,25	-	7,62
	3,0	-	5,07	-	6,16	-	6,73	-	7,66	-	8,20
2,0	1,0	-	2,28	-	4,28	-	5,93	-	6,13	-	6,47
	1,5	-	4,23	-	5,13	-	6,04	-	6,92	-	7,12
	2,0	-	4,89	-	6,02	-	6,49	-	7,18	-	7,46
	2,5	-	5,51	-	6,29	-	6,85	-	7,63	-	8,02
	3,0	-	5,79	-	6,52	-	7,10	-	8,10	-	8,66
2,5	1,0	-	2,70	-	4,64	-	5,32	-	6,34	-	6,67
	1,5	-	4,64	-	5,59	-	6,30	-	7,13	-	7,39
	2,0	-	5,55	-	6,34	-	6,78	-	7,53	-	7,81
	2,5	-	6,10	-	6,61	-	7,16	-	8,04	-	8,48
	3,0	-	6,22	-	6,87	-	7,48	-	8,59	-	9,10

Na Tabela A.3 são apresentadas as tensões nas duas primeiras camadas de solo colapsável para cada modelo axissimétrico com capitéis no topo das incusões rígidas, assente na estratigrafia com umidade natural.

Tabela A.3. Tensões nas duas primeiras camada de solo colapsável para os modelos com umidade natural e capitéis.

H _{CD} (m)	S (m)	q ₀ (kN/m ²)									
		20		40		60		80		100	
		N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2
0,5	1,5	8,22	16,21	13,77	18,34	19,43	20,65	25,00	23,20	30,32	26,06
	2,0	9,48	17,60	14,82	20,61	20,03	23,91	25,00	27,35	29,34	30,43
	2,5	11,86	24,35	17,73	27,15	22,71	28,74	27,70	32,82	33,51	37,73
1,0	1,5	10,54	12,21	16,49	15,33	22,41	18,72	28,23	22,40	34,10	26,43
	2,0	11,59	14,01	17,96	18,33	24,41	23,06	30,95	28,15	37,48	33,39
	2,5	13,95	17,60	21,63	24,10	29,11	30,69	35,68	36,55	43,34	43,62
1,5	1,5	-	10,28	-	14,89	-	19,67	-	24,53	-	29,46
	2,0	-	12,03	-	17,67	-	23,64	-	29,97	-	36,91
	2,5	-	13,95	-	21,64	-	29,11	-	35,68	-	43,34
2,0	1,5	-	12,46	-	17,26	-	22,12	-	27,03	-	32,19
	2,0	-	14,66	-	20,60	-	26,99	-	34,07	-	41,91
	2,5	-	19,84	-	28,95	-	38,49	-	46,18	-	54,55

Na Tabela A.4 são apresentadas as reduções de volume vertical nas duas primeiras camadas de solo colapsável calculadas a partir da Tabela 3.7, em função das tensões mostradas na Tabela A.3.

Tabela A.4. Redução de volume ϵ_{yy} (%) nas duas primeiras camadas de solo colapsável.

H _{CD} (m)	S (m)	ϵ_{yy} (%)									
		20		40		60		80		100	
		N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2	N°1	N°2
0,5	1,5	1,97	2,28	3,06	2,54	3,91	4,07	4,75	4,32	5,55	4,91
	2,0	2,34	2,45	3,22	4,06	4,00	4,39	4,00	4,74	5,40	5,34
	2,5	2,78	4,43	3,66	4,72	4,41	4,87	4,41	5,28	6,03	6,19
1,0	1,5	2,58	2,05	3,47	2,83	4,36	3,68	5,23	4,24	6,11	4,64
	2,0	2,74	2,50	3,69	3,58	4,66	4,31	5,64	4,82	6,62	5,34
	2,5	3,09	3,40	4,24	4,41	5,37	5,07	6,35	5,66	7,33	6,18
1,5	1,5	-	1,57	-	2,72	-	3,92	-	4,45	-	4,95
	2,0	-	2,01	-	3,42	-	4,36	-	5,00	-	5,69
	2,5	-	2,49	-	4,16	-	4,91	-	5,57	-	6,17
2,0	1,5	-	2,11	-	3,31	-	4,21	-	4,70	-	5,22
	2,0	-	2,66	-	4,06	-	4,70	-	5,41	-	6,09
	2,5	-	3,96	-	4,89	-	5,85	-	6,31	-	6,73

B- Recalques totais e distorções angulares nos modelos tridimensionais.

Tabela B.1. Rocalque sob cada coluna.

Colunas	Radier		RE19		RE26		IR9,5m				IR12m			
	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.		Sat.		Nat.		Sat.	
							Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
C1	127,8	319,1	39,0	42,5	35,7	38,5	47,8	43,2	52,6	42,7	36,0	31,1	39,2	31,2
C2	120,0	317,5	35,1	38,3	31,7	34,0	43,2	38,7	48,0	38,0	32,6	27,8	35,7	27,8
C3	112,4	315,9	28,0	30,0	26,2	27,8	37,6	33,5	42,4	32,2	28,4	24,0	31,4	24,0
C4	124,1	318,3	38,2	42,0	34,7	37,4	44,5	40,7	48,4	39,6	33,6	29,5	35,7	29,8
C5	115,6	315,9	33,0	35,7	29,5	31,5	39,8	35,7	43,9	34,5	29,8	25,3	30,1	25,3
C6	110,1	315,7	26,6	28,4	24,7	26,1	36,2	32,5	41,8	31,2	27,5	23,5	30,1	23,8
C7	108,9	316,0	28,1	30,2	24,1	25,5	36,3	33,3	40,3	32,4	27,9	24,3	30,1	24,6
C8	104,8	313,4	24,0	25,6	21,2	22,3	33,3	30,4	37,1	29,2	25,8	22,5	27,8	22,9

Tabela B.2. Distorção angular entre colunas vizinhas.

Colunas	Distância (mm)	Raider		RE19		RE26		IR9,5m				IR12m			
		Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.	Sat.	Nat.		Sat.		Nat.		Sat.	
								Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
C1-C2	4890	627	3056	1254	1164	1223	1087	1063	1087	1063	1040	1438	1482	1397	1438
C1-C5	5910	484	1847	985	869	953	844	739	788	679	721	953	1019	649	1002
C1-C4	4360	1178	5450	5450	8720	4360	3964	1321	1744	1038	1406	1817	2725	1246	10000
C2-C5	3320	755	2075	1581	1277	1509	1328	976	1107	810	949	1186	1328	593	1328
C2-C3	3450	454	2156	486	416	627	556	616	663	616	595	821	908	802	908
C2-C6	4788	484	2660	563	484	684	606	684	772	772	704	939	1113	855	1197
C2-C4	6551	1598	8189	2113	1771	2184	1927	5040	3276	16379	4095	6551	3854	10000	3276
C4-C5	5014	590	2089	964	796	964	850	1067	1003	1114	983	1320	1194	895	1114
C5-C3	4788	1496	10000	958	840	1451	1294	2176	2176	3192	2082	3420	3683	3683	3683
C5-C6	3450	627	17250	539	473	719	639	958	1078	1643	1045	1500	1917	10000	2300
C5-C7	3240	484	32400	661	589	600	540	926	1350	900	1543	1705	3240	1000	4629
C5-C8	4276	396	1710	475	423	515	465	658	807	629	807	1069	1527	1859	1782
C3-C6	3320	1443	16600	2371	2075	2213	1953	2371	3320	5533	3320	3689	6640	2554	16600
C6-C7	4685	3904	15617	3123	2603	7808	7808	46850	5856	3123	3904	11713	5856	10000	5856
C6-C8	3170	598	1378	1219	1132	906	834	1093	1510	674	1585	1865	3170	1378	3522
C7-C8	2790	680	1073	680	607	962	872	930	962	872	872	1329	1550	1213	1641
Maior distorção		396	1000	475	416	515	465	616	663	616	595	821	908	593	908