UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

INVESTIGAÇÃO FÍSICA E NUMÉRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

BELANIZA GASPAR SANTOS NETA

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO
CO-ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-216/2026

BRASÍLIA / DF: ABRIL / 2026

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

INVESTIGAÇÃO FÍSICA E NUMÉRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

BELANIZA GASPAR SANTOS NETA

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

APROVADA POR:

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

_____
GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (IME)
(CO-ORIENTADOR)

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

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

_____
CARLOS MEDEIROS SILVA, D.Sc. (EMBRE)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 de ABRIL de 2026.

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS NETA, BELANIZA GASPAR

Investigação física e numérica de inclusões rígidas em solos colapsíveis [Distrito Federal] 2026.

xxi, 130p., 297 x 210 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2026).

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

1. Solos colapsíveis
2. Instrumentação geotécnica
3. Inclusões rígidas
4. Simulação numérica
I. ENC/FT/UnB
II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS NETA, B. G. (2026). Investigação física e numérica de inclusões rígidas em solos colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-216/2026, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília – DF. 130 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Belaniza Gaspar Santos Neta

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Investigação física e numérica de inclusões rígidas em solos colapsíveis.

GRAU/ANO: Doutor/2026

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

Belaniza Gaspar Santos Neta

Rua Antônio Oliva Paiva, nº 91

CEP: 49035080 – Aracaju/SE – Brasil

belanizagsn@gmail.com

DEDICATÓRIA

Ao meu esposo, Rodolfo, pelo companheirismo constante.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me ajudar a persistir.

Ao meu esposo, Rodolfo, por ter me apoiado nos momentos mais críticos dessa jornada. Por ter chorado e comemorado comigo e, principalmente, por ter acreditado em mim.

Aos meus pais, Luceni e Gaspar, pelo incentivo que me deram desde os primeiros passos, na vida e na educação.

À minha irmã, Míriam, pelo amor e apoio.

Ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. Em especial aos professores André Assis, Ennio Palmeira e José Camapum.

Ao meu orientador, professor Juan Félix Rebolledo, por acreditar neste projeto de pesquisa e pela empatia decisiva para a conclusão deste trabalho.

Ao meu coorientador, professor Gregório Araújo, pelo suporte.

Aos técnicos do laboratório de Geotecnia, Rogério e Saimo.

À empresa Solotrat pelo apoio na construção dos modelos experimentais.

À CAPES e à FAPDF, pelo apoio e suporte financeiros.

RESUMO

O sistema de inclusões rígidas tem sido amplamente utilizado em projetos pelo mundo como uma solução viável para vários tipos de solo, atuando principalmente para reduzir recalques. Diante disso, essa alternativa tornou-se objeto de pesquisas que visam à análise da distribuição das cargas em solos colapsíveis, como a argila porosa de Brasília, Distrito Federal. Como parte de um projeto de pesquisa que abrange o estudo do comportamento desse solo quando reforçado por inclusões rígidas, este trabalho tem o objetivo de realizar uma análise experimental e numérica dessa interação. Para isso, foram construídos dois modelos experimentais em grande escala no antigo Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB), dos quais um serviu de referência e o outro foi reforçado com inclusões rígidas. O modelo de referência foi composto apenas por uma fundação superficial (radier simples sobre o solo) e monitorado com instrumentação geotécnica, como células de tensão total posicionadas no contato radier-solo, placas de controle de recalque e um tubo guia para descida do inclinômetro. O modelo com inclusões rígidas apresentou um radier com as mesmas dimensões do modelo de referência, porém, esse foi apoiado sobre uma plataforma de transferência de carga (PTC) e inclusões de concreto simples. Esse último modelo contou com instrumentos como sensores de deformação (*strain gauges*) para medir as cargas distribuídas no interior das inclusões rígidas, além de placas de recalque e de um tubo para inclinômetro. Os testes consistiram em duas etapas: aplicação da sobrecarga e inundação do subsolo. O modelo de referência serviu para definir o carregamento e a vazão de infiltração necessários para provocar um afundamento considerável. Assim, foram definidas uma sobrecarga de 54 kPa (381 kN) e uma vazão de aproximadamente 90 L/h. Com os resultados experimentais do modelo de referência, os parâmetros estabelecidos (sobrecarga e vazão de infiltração) foram reproduzidos no modelo com inclusões rígidas, a fim de verificar a interação solo colapsível-sistema. Além disso, os resultados do modelo de referência foram utilizados para calibrar os parâmetros da simulação numérica por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), com o emprego do modelo constitutivo *Barcelona Basic Model* (BBM). Os resultados do procedimento experimental apresentaram valores coerentes com as etapas dos testes, além de indicarem o bom desempenho do sistema de inclusões rígidas, que apresentou um fator de redução de recalque (FRR) de 76,5% na etapa de aplicação do carregamento e de 92,3% na etapa de inundação do subsolo. A eficiência (E) da transferência de cargas do sistema de inclusões rígidas foi de 64% na etapa de incremento de carga e de 75% na inundação. Compreende-se que a calibração dos parâmetros do BBM foi bem-sucedida, pois

houve forte aderência entre os resultados experimentais e numéricos, com uma eficiência de 68% e 78% na simulação numérica durante as etapas de carregamento e inundação, respectivamente.

PALAVRAS-CHAVE: Solos colapsíveis, Instrumentação, Simulação numérica, Modelagem experimental, Inclusões rígidas.

ABSTRACT

The rigid inclusion system has been widely used in projects around the world as a viable solution for various types of soil, mainly acting to reduce settlements. In this context, this alternative has become the focus of research aimed at analyzing load distribution in collapsible soils, such as the porous clay found in Brasília, Federal District, Brazil. As part of a research project involving the study of the behavior of this soil when reinforced with rigid inclusions, this work aims to perform an experimental and numerical analysis of this interaction. Two large-scale experimental models were constructed at the former Experimental Field for Foundations and Field Testing of the Postgraduate Program in Geotechnics at the University of Brasília, one serving as a reference model and the other reinforced with rigid inclusions. The reference model consisted solely of a shallow foundation (a simple raft on the soil) and was monitored using geotechnical instrumentation, such as total stress cells positioned at the raft-soil interface, settlement monitoring plates, and a guide tube for inclinometer insertion. The model reinforced with rigid inclusions featured a raft foundation with the same dimensions as the reference model; however, it was supported by a load transfer platform (LTP) and plain concrete inclusions. This latter model included instruments such as strain gauges to measure the load distribution within the rigid inclusions, in addition to settlement plates and an inclinometer tube. The tests consisted of two stages: surcharge application and subsoil saturation. The reference model was used to define the loading and infiltration flow rate required to induce significant settlement. Thus, a surcharge of 54 kPa (381 kN) and an infiltration flow rate of approximately 90 L/h were established. Based on the experimental results of the reference model, the established parameters (surcharge and infiltration flow rate) were reproduced in the model reinforced with rigid inclusions in order to evaluate the interaction between the collapsible soil and the reinforcement system. Furthermore, the results from the reference model were used to calibrate the parameters of the numerical simulation through the Finite Element Method (FEM), using the Barcelona Basic Model (BBM) constitutive model. The results of the experimental procedure showed values consistent with the test stages and indicated the good performance of the rigid inclusion system, which achieved a settlement reduction factor (SRF) of 76.5% during the loading stage and 92.3% during the subsoil saturation stage. The load transfer efficiency (E) of the rigid inclusion system was 59% during the loading increment stage and 64% during wetting. It is understood that the calibration of the BBM parameters was successful, since there was strong agreement between the

experimental and numerical results of both models, with efficiencies of 60% and 79% in the numerical simulation during the loading and wetting stages, respectively.

KEYWORDS: Collapsible soils, Instrumentation, Numerical simulation, Experimental modeling, Rigid inclusions.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ASPECTOS GERAIS 1
1.2. HIPÓTESE 3
1.3. OBJETIVOS 3
1.3.1. OBJETIVO GERAL 3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 3
1.4. ESTRUTURA DA TESE 4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 6
2.1. FUNDAÇÃO SOBRE INCLUSÕES RÍGIDAS 6
2.1.1. ASPECTOS GERAIS 6
2.1.2. TIPOS DE INCLUSÕES RÍGIDAS 8
2.1.3. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA 9
2.1.4. ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO 12
2.1.4.1. CONFIGURAÇÃO DA MALHA DE DISTRIBUIÇÃO 12
2.1.4.2. TAXA DE COBERTURA 13
2.1.4.3. PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA (PTC) 13
2.1.4.4. PARÂMETROS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA E RECALQUE 15
2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS 17
2.2.1. ASPECTOS GERAIS 17
2.2.2. SOLO COLAPSÍVEL DO DISTRITO FEDERAL 20
2.2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO DOS SOLOS 21
2.3. MODELAGEM NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS 25
2.3.1. EQUAÇÕES CONSTITUTIVAS NO BBM 25
2.3.2. IMPLEMENTAÇÃO DO BBM NO PLAXIS 32
2.4. MODELOS FÍSICOS EM GEOTECNIA 36
3. MATERIAIS E MÉTODOS 42
3.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EXPERIMENTAL 42
3.2. MODELOS FÍSICOS 46
3.2.1. INCLUSÕES RÍGIDAS 48
3.2.2. SISTEMA DE INUNDAÇÃO DO SUBSOLO 51
3.2.3. PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA 53
3.2.4. RADIER 55

3.2.5. SISTEMA DE CARREGAMENTO 56
3.3. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA 59
3.3.1. ASPECTOS GERAIS 59
3.3.2. MEDIDORES DE DEFORMAÇÃO (*STRAIN GAUGES*) 61
3.3.3. CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL 63
3.3.4. CÉLULAS DE CARGA 66
3.3.5. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS 68
3.3.6. PLACAS DE RECALQUE 70
3.3.7. INCLINÔMETRO 71
3.4. TRABALHOS COMPLEMENTARES 73
3.4.1. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE 73
3.4.2. SONDAGENS 75
3.5. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL 77
3.6. ANÁLISE NUMÉRICA 78
3.6.1. VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MODELOS CONSTITUTIVOS 78
3.6.2. CURVAS CARACTERÍSTICAS 84
3.6.3. SIMULAÇÃO DOS MODELOS 85
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES 89
4.1. INDUÇÃO DE COLAPSO 89
4.1.1. TENTATIVA INICIAL DE INUNDAÇÃO DO SUBSOLO 89
4.1.2. DETERMINAÇÃO DA QUANTIDADE DE ÁGUA NECESSÁRIA PARA GERAR O COLAPSO 90
4.2. DESLOCAMENTOS 94
4.3. PRESSÃO DE CONTATO 101
4.4. FORÇAS AXIAIS NAS INCLUSÕES RÍGIDAS 102
5. CONCLUSÕES 109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 112
APÊNDICE A – DADOS DE CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE TENSÃO 119
APÊNDICE C – LEVANTAMENTO GEODÉSICO DA ÁREA DE ESTUDO 120
APÊNDICE D –ENSAIOS DE LABORATÓRIO DO CONCRETO DAS INCLUSÕES RÍGIDAS 121
APÊNDICE E – BOLETINS DE SONDAGEM 125

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Módulo de elasticidade dos principais tipos de inclusões rígidas (modificado de IREX, 2011). 9
Tabela 2.2 – Parâmetros do BBM no Plaxis (Bentley, 2023). 32
Tabela 3.1 – Parâmetros médios do solo do antigo CEFECUnB. 44
Tabela 3.2 – Procedimento experimental em ordem cronológica. 77
Tabela 3.3 - Parâmetros do BBM na simulação numérica. 78
Tabela 3.4 – Parâmetros de interface do BBM e valor de $K0$ 81
Tabela 3.5 – Parâmetros de interface do HSM na simulação numérica. 82
Tabela 3.6 – Parâmetros da curva característica. 85
Tabela 4.1 – Deslocamentos máximos médios e fator de redução de recalque (FRR) obtidos. 99
Tabela 4.2 – Forças axiais médias nas inclusões. 108
Tabela A.1 – Medidas de deformação na calibração da célula de tensão total – CT1. 119
Tabela A.2 – Medidas de deformação na calibração da célula de tensão total – CT2. 119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Interação solo-estrutura nos sistemas de fundações (modificado de IREX, 2011). 7

Figura 2.2– Mecanismo de transferência de carga no sistema de inclusões rígidas (adaptado de Santos-Neta et al., 2025). 10

Figura 2.3– Gráficos do desenvolvimento de atrito negativo e positivo adaptados dos trabalhos de (a) Okyay e Briançon (2012) e (b) Briançon et al. (2015). 10

Figura 2.4 – Força axial desenvolvida ao longo da inclusão na condição natural e saturada (adaptado de Rebolledo et al., 2019). 11

Figura 2.5– (a) malha de distribuição quadrada e (b) malha de distribuição triangular (Sloan, 2011). 12

Figura 2.6 – Área de influência na distribuição triangular (Collin et al., 2005). 13

Figura 2.7– Ângulo externo do cone de ruptura para o solo natural de Buriticá Garcia (2021): (a) modelo físico em centrífuga (Buriticá Garcia, 2021) e (b) análise numérica com o método dos elementos discretos (Mützenberg, 2022). 14

Figura 2.8 – Pressões atuantes na área de influência (adaptado de IREX, 2011). 15

Figura 2.9- Estrutura de um solo carregado antes e após a saturação parcial (Al-Rawas, 2000). 18

Figura 2.10 - Classificação dos solos colapsíveis (adaptado de Rogers, 1995). 19

Figura 2.11 - Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (adaptado de Xavier, 2018). 19

Figura 2.12 - Mapa pedológico do Distrito Federal (adaptado de IPE-DF, 2020). 20

Figura 2.13 - Influência da tensão de inundação no colapso de uma areia siltosa (adaptado de Ferreira, 1995). 22

Figura 2.14 - Grau de saturação após a inundação pelos métodos da cava e dos tubos perfurados (adaptado de Nadeo e Videla, 1975, citado por Teixeira, 1993). 23

Figura 2.15 - Esquema de inundação por meio de cava e furos abertos a trado: (a) planta e (b) corte (adaptado de Lobo, 1991). 24

Figura 2.16 - Representação da frente de umedecimento (adaptada de Houston *et al.*, 1988). 24

Figura 2.17 - Curvas de compressão para solos não saturados e saturados: (a) curvas de compressão para solos não saturados e saturados; e (b) trajetória de tensões e curva de escoamento no estado plano de tensões (adaptado de Alonso *et al*., 1990). 26

Figura 2.18 - Representação das superfícies de escoamento no plano (p, q) e a projeção no plano (p, s) (adaptado de Alonso *et al*., 1990). 30

Figura 2.19 - Representação tridimensional das superfícies de escoamento no espaço (p, q, s) (adaptado de Alonso *et al*., 1990). 31

Figura 2.20 - Representação das superfícies de escoamento do BBM no Plaxis (adaptado de Bentley, 2023). 34

Figura 2.21 - Projeção das superfícies de escoamento no plano (p', q) (adaptado de Bentley, 2023). 34

Figura 2.22 - Vista de um dos modelos de Xing *et al*. (2014). 38

Figura 2.23 - Configuração dos modelos de Pham *et al*. (2019). 39

Figura 2.24 – Visão geral do sistema de inundação proposto por Santos (2011). 40

Figura 2.25 – Deslocamentos laterais no solo de fundação do muro 1 (adaptado de Santos, 2011). 41

Figura 3.1 - Localização do antigo CEFECUnB. 42

Figura 3.2 - Localização da área de testes dos modelos físicos. 42

Figura 3.3 - Perfil estratigráfico do CEFECUnB. 43

Figura 3.4 - Esquema dos modelos físicos, locação dos pontos de investigação e da instrumentação (sem escala). 45

Figura 3.5 - Desenho esquemático dos modelos físicos experimentais: a) modelo de referência e b) modelo com inclusões rígidas (sem escala). 47

Figura 3.6 - Esquema de distribuição das inclusões rígidas. 48

Figura 3.7 - Escavação dos furos para execução das inclusões rígidas. 49

Figura 3.8 - Posicionamento das barras instrumentadas e proteção dos cabos de aquisição de dados. 49

Figura 3.9 - Concretagem das inclusões rígidas: (a) lançamento do concreto, (b) execução do *slump test*, (c) moldagem dos corpos de prova para ensaio de compressão e módulo de elasticidade e (d) concretagem finalizada com todos os *strain gauges* posicionados. 50

Figura 3.10 - Planta baixa do sistema de inundação (sem escala). 51

Figura 3.11 - Processo de execução dos drenos verticais: (a) escavação com trado manual até a cota -3,5 m e (b) preenchimento do espaço entre o tubo e a parede do furo com pedrisco. 52

Figura 3.12 - (a) Vista dos tubos verticais após a execução da camada de distribuição de carga e (b) tubos horizontais instalados após o posicionamento da malha metálica. 52

Figura 3.13 - Sistema de inundação com todos seus componentes. 53

Figura 3.14 – Processo de compactação da plataforma de distribuição de carga. 54

Figura 3.15 - (a) aspecto final da PTC e (b) controle tecnológico da compactação. 54

Figura 3.16 - Processo de execução dos radiers: (a) lançamento do concreto, (b) adensamento do concreto e (c) retirada da fôrma após o período de cura. 56

Figura 3.17 - Dimensões dos tanques utilizados na sobrecarga: (a) primeiro tanque com a pressão de 38 kPa (271 kN) e (b) segundo tanque com a pressão de 54 kPa (381 kN). 58

Figura 3.18 – Processo de enchimento do tanque e saturação da brita. 58

Figura 3.19 - Localização da instrumentação geotécnica (sem escala). 60

Figura 3.20 - Medidores de deformação: (a) montagem do circuito e (b) proteção contra a umidade. 61

Figura 3.21 - Montagem das barras de aço instrumentadas com os medidores de deformação: (a) fixação dos sensores, (b) posicionamento dos centralizadores e (c) proteção contra danos aos cabos. 62

Figura 3.22 - Instalação das barras instrumentadas: (a) proteção contra choques, (b) transporte até a área de estudo e (c) posicionamento dentro dos furos. 62

Figura 3.23 - Deformação medida em relação ao tempo, com frequência de 5 Hz. 63

Figura 3.24 - Células de tensão total: (a) imagem das placas e (b) resistores e terminais de solda colados. 64

Figura 3.25 - Células de tensão total: (a) circuito fechado, (b) impermeabilização com silicone e (c) proteção com remendo de borracha e manta asfáltica. 65

Figura 3.26 - Calibração das células de tensão total: (a) posicionamento das CTs na camada de areia, (b) proteção dos cabos com eletrodutos, (c) esquema de reação com o macaco hidráulico e (d) aplicação de carga com a caminhonete. 65

Figura 3.27 - Diagramas de calibração das células de tensão total. 66

Figura 3.28 – Processo de preparação e impermeabilização das células de carga. 67

Figura 3.29 – Máquina de ensaios MTS 810 (*Material Test System*). 67

Figura 3.30 - Diagramas de calibração das células de carga. 68

Figura 3.31 – Células de carga instaladas nas inclusões 1 e 6. 68

Figura 3.32 - Módulo de aquisição de dados. 69

Figura 3.33 - Tela do *catmanEasy*. 69

Figura 3.34 – Placas de recalque. 70

Figura 3.35 - Monitoramento do recalque: (a) nível óptico, (b) mira estadimétrica e (c) marco referencial. 70

Figura 3.36 - Instalação dos tubos guias do inclinômetro: (a) escavação com equipamento de SPT e (b) posicionamento do tubo. 71

Figura 3.37 – Inclinômetro Durham Geo. 72

Figura 3.38 – Detalhes da sonda do inclinômetro (adaptado de Durham, 2011). 72

Figura 3.39 - (a) Aparato do ensaio de permeabilidade e (b) detalhe do dispositivo de boia. . 73

Figura 3.40 - Sondagens para determinação da umidade e saturação: (a) SPT3 e (b) ST1. 75

Figura 3.41 - Perfis de: a) umidade (w) e b) número de golpes (N_{SPT}). 76

Figura 3.42 – Módulo *Soil Test* do Plaxis. 79

Figura 3.44 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM do potencial de colapso (PC) *vs*. tensão vertical (σ_v) para a argila arenosa porosa. 80

Figura 3.45 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM da relação do índice de vazios (e) *vs*. sucção (ψ) para diferentes tensões isotrópicas p para o aterro e a PTC. 80

Figura 3.46 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM da relação potencial de colapso (PC) *vs*. p para o aterro e a PTC. 81

Figura 3.47 – Perfil estratigráfico da simulação numérica. 83

Figura 3.48 - Curvas características ajustadas por Van Genuchten (1980) (VG) a partir dos dados experimentais (DE) para: (a) argila arenosa porosa (Peixoto, 1999) e (b) aterro e PTC (Pereira, 1996). 85

Figura 3.49 - Detalhes do modelo 3D: (a) vista geral da malha e (b) detalhes do radier, sistema de inclusões rígidas, carregamento e planos de simetria do problema. 86

Figura 3.50 - Configuração da camada de aterro com o modelo BBM. 87

Figura 3.51 – Etapas de análise da simulação numérica. 88

Figura 4.1 - Gráficos dos ensaios de permeabilidade nos poços: (a) PP1 e (b) PP2. 89

Figura 4.2 - Perfis de: a) umidade (*w*) e b) saturação (*S*). 91

Figura 4.3 - Curva da vazão vs. tempo obtida pelo ajuste de k_h e k_v no MEF (adaptado de Silva, 2024). 92

Figura 4.4 - Bulbos de saturação obtidos para o modelo de referência para: a) primeira tentativa de saturação com medição em campo de Q de 26 L/min; e b) com a segunda tentativa de saturação com valor calculado de Q de 90 L/min (adaptado de Silva, 2024). 93

Figura 4.5 - Recalques medidos durante o procedimento experimental: (a) modelo de referência e (b) modelo com inclusões rígidas. 94

Figura 4.6 - Variações do deslocamento lateral: (a) modelo de referência, inclinômetro (Im-1) e (b) modelo com inclusões rígidas, inclinômetro (Im-2). 96

Figura 4.7 - Extensão da zona de inundação no modelo de referência. 97

Figura 4.8 - Deformações obtidas a partir do MEF para o modelo de referência durante a etapa de inundação: (a) deformações desviadoras totais e (b) deformações volumétricas totais. 98

Figura 4.9 - Variação do recalque médio de acordo com a etapa de análise: (a) modelo de referência e (b) modelo com inclusões rígidas. 100

Figura 4.10 - Pressões de contato medidas no contato radier-solo no modelo de referência. 101

Figura 4.11 - Variação da pressão de contato no segundo carregamento do modelo de referência. 102

Figura 4.12 - Evolução das deformações ao longo do tempo nas inclusões: (a) I1 e (b) I2 e I7. 103

Figura 4.13 - Evolução das deformações ao longo do tempo na inclusão central (I4). 103

Figura 4.14 - Evolução das deformações ao longo do tempo nas inclusões: (a) I3 e (b) I5. . 104

Figura 4.15 - Variação da força axial no topo das inclusões. 105

Figura 4.16 - Variação da força axial ao longo das inclusões perimetrais. 105

Figura 4.17 - Variação da força axial ao longo da inclusão central. 106

Figura C.1 – Mapa do levantamento geodésico da área de estudo e locação das inclusões rígidas. 120

Figura D.1 – Curva de desenvolvimento da resistência à compressão do concreto. 121

Figura D.2 – Gráfico dos corpos de prova de concreto aos 3 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação. 122

Figura D.3 – Gráfico dos corpos de prova de concreto aos 7 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação. 123

Figura D.4 – Gráfico do corpo de prova de concreto aos 28 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação. 124

Figura E.1 – Boletim de sondagem da SPT1 (Parte 1). 125

Figura E.1 – Boletim de sondagem da SPT1 (Parte 2). 126

Figura E.2 – Boletim de sondagem da SPT2 (Parte 1). 127

Figura E.2 – Boletim de sondagem da SPT2 (Parte 2)..... 128
Figura E.3 – Boletim de sondagem da SPT3 (Parte 1)..... 129
Figura E.3 – Boletim de sondagem da SPT3 (Parte 2)..... 130

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIAÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASIRI	*Soil improvement by vertical rigid inclusions*
BBM	*Barcelona Basic Model*
CD	Com defloculante
CEFECUnB	Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília
CPT	*Cone Penetration Test*
DF	Distrito Federal
dq	Incremento de tensão desviadora
E	Eficiência do sistema de inclusões rígidas (porcentagem da carga total que é transferida diretamente para a cabeça das inclusões rígidas)
e	Índice de vazios
E_r	Módulo de elasticidade do concreto
$f^{(-)}$	Atrito negativo
$f^{(+)}$	Atrito positivo
FAPDF	Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal
f_{ck}	Resistência à compressão
G	Módulo cisalhante
g	Potencial elástico
H_{CD}	Altura da plataforma de transferência de carga
k	Coeficiente de permeabilidade do solo
LC	*Loading colpse*
LEC	Linha de estado crítico saturado
M	Inclinação da reta de estado crítico: $\frac{6sen\phi'}{3-sen\phi'}$
MCCM	*Modified Cam Clay Model*
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
n	Porosidade do solo
N(0)	Intercepto da linha de compressão normal no estado saturado, $s \neq 0$
N(s)	Intercepto da linha de compressão normal em um determinado valor de sucção
N_{SPT}	Número de golpes na sondagem SPT

OCR	*Overconsolidation ratio*
p	Tensão média efetiva
PC	Potencial de colapso do solo
PC_{200}	Potencial de colapso do solo quando inundado a uma tensão efetiva de 200 kPa
POP	*Pre-Overburden pressure*
PP	Permeâmetro de poço
PTC	Plataforma de Transferência de Carga
Q_T	Força atuante na malha de inclusões rígidas
q	Tensão desviadora
Q_a	Carga de trabalho
Q_c	Força atuante na cabeça da inclusão rígida
q_c	pressão transferida para o topo das inclusões ou capitéis
q_p	pressão distribuída na ponta das inclusões
q_s	pressão transferida para o solo reforçado por inclusões
Q_u	Carga última
s	Sucção mátrica
SD	Sem defloculante
SI	*Suction increase*
SPT	*Standard Penetration Test*
SPT-T	*Standard Penetration Test* com medida de Torque
Sr	Grau de saturação
Sr_c	Grau de saturação crítico
ST	Sondagem a trado manual
u_a	Pressão de ar no poro
u_w	Pressão da água no poro
z_0	Eixo neutro
Δv_p	Variação de volume devido à variação de p
Δv_s	Variação de volume devido à variação de s
r	Parâmetro de rigidez do solo com a sucção: $\frac{\lambda(s\to\infty)}{\lambda(0)}$
α	Coeficiente do potencial plástico
β	Parâmetro que controla o aumento da rigidez do solo com a sucção
γ	Peso específico natural do solo

κ	Inclinação da linha de expansão no plano (υ, ln p′)
λ	Inclinação da linha de compressão do solo saturado no plano (υ, ln p′)
$\lambda(s)$	Parâmetro de rigidez do trecho virgem para variação da tensão isotrópica para uma determinada sucção
$\lambda(0)$	Parâmetro de rigidez do trecho virgem para variação da tensão isotrópica para solos no estado saturado (s = 0)
ν	Volume específico
ν'	Coeficiente de *Poisson*
ϕ	Ângulo de atrito no estado crítico
$\boldsymbol{\delta}$	Tensor identidade
$\boldsymbol{\varepsilon}$	Tensor deformação
$\boldsymbol{\sigma}$	Tensor de tensão total
e_0	Índice de vazios inicial
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
σ_m	Tensão média: $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
G_s	Densidade real dos grãos
I_P	Índice de plasticidade: $w_L - w_P$
I_a	Índice de atividade
K_0^{NC}	Coeficiente de empuxo em repouso na consolidação normal
K_r	Rigidez relativa
S_{eff}	Saturação efetiva: $\frac{S-S_{res}}{S_{sat}-S_{res}}$
$p_0(0)$	Tensão de escoamento para a condição saturada
$p_0(s)$	Tensão de escoamento para $s \neq 0$
p_{atm}	Pressão atmosférica
p^c	Tensão efetiva para $\nu = N(s)$
p_r	Tensão efetiva média de referência
p_s	Tensão mínima para determinado valor de sucção
s_{res}	Saturação residual
s_{sat}	Saturação saturada
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade

$\dot{\boldsymbol{e}}$	Componente cisalhante da deformação
α_ϕ	Coeficiente em função do ângulo de atrito: $\left(\frac{3-\sin\phi}{3+\sin\phi}\right)^4$
β_s	Parâmetro que controla o aumento da rigidez do solo com a sucção
γ_d	Peso específico do solo seco
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
ε_v	Componente volumétrica da deformação
κ_c	Constante que descreve o aumento da coesão com o incremento da sucção
κ_s	Fator relacionado à resistência atração devido à sucção
$\boldsymbol{\sigma'}$	Tensão efetiva de Bishop
Δe	Variação do índice de vazios

1. INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

A escolha do sistema de fundação adequado para cada tipo de construção é de fundamental importância tanto sob o aspecto financeiro quanto sob o técnico. Outro ponto-chave é a correta execução do sistema escolhido e o monitoramento contínuo dos elementos da infraestrutura.

Em regiões de solos deformáveis, problemas com recalques excessivos são recorrentes e métodos usuais de dimensionamento de fundações podem não atender às expectativas técnicas e/ou financeiras. Diante disso, pode ser necessário valer-se de técnicas diferentes, como o reforço do solo compressível com inclusões rígidas. Essa técnica difere dos demais sistemas de fundações por apresentar uma descontinuidade entre a estrutura e a fundação. Essa descontinuidade é denominada de camada de distribuição de carga, que pode ser composta por material granular compactado ou com adição de ligantes, ou ainda com o reforço de geossintéticos.

As principais vantagens das inclusões rígidas são: não costumam conter armaduras estruturais, já que comumente estão sujeitas apenas à compressão; as tensões no topo dos elementos são menores, o que permite a adoção de concretos com resistências à compressão não tão elevadas; são de execução fácil e rápida. Tais vantagens justificam a extensa utilização desse sistema em países como França (Thai Son *et al*., 2009; Boussetta *et al*., 2012; Cuira e Simon, 2013), Alemanha (Wehr *et al*., 2012; Kirstein e Wittorf, 2013) e México (Rodríguez e Auvinet, 2006; Rangel-Núñez *et al*., 2017), com a finalidade de aperfeiçoar o controle dos recalques em solos moles.

No Brasil, o problema com recalques excessivos vai além da ocorrência de solos moles, segundo Ferreira e Fucale (2014), solos colapsíveis incidem em todas as regiões do país, o que tem incentivado pesquisas com fundações sobre inclusões rígidas no Distrito Federal (Pérez, 2017; Mützenberg, 2022; Silva, 2024).

Ao considerar as vantagens desse tipo de fundação, justificam-se ainda mais estudos que descrevam o comportamento dessa técnica em solos característicos do Brasil, como a análise da interação solo-estrutura por meio de simulações numéricas, modelos experimentais

e estudos de caso de obras reais, a fim de conduzir a uma maior adequação dos projetos às características locais.

Entre as pesquisas baseadas na aplicação de inclusões rígidas no solo colapsível do Distrito Federal (DF), merece destaque o trabalho de Pérez (2017), que realizou a análise comparativa a partir de modelagem numérica entre fundações do tipo radier direto, radier estaqueado e radier sobre inclusões rígidas de um edifício residencial com 4 pavimentos, localizado no Setor Meireles, na cidade de Santa Maria, Distrito Federal, de acordo com o trabalho de Castillo (2013).

As análises de Pérez (2017) tiveram como objetivo prever o comportamento dos diferentes sistemas de fundação na condição de umidade natural e inundada da argila porosa de Brasília. Com destaque para os recalques máximos, distorção angular e distribuição de carga nas inclusões, o autor observou que, para uma determinada configuração, tanto a solução com inclusões rígidas com 9,5 m e 12 m de comprimento quanto a solução com radier estaqueado apresentaram valores de recalque superficial máximo inferiores ao recalque total admissível. O critério de distorção angular foi atendido por todas as configurações da solução com inclusões rígidas, o mesmo não ocorreu com os sistemas de radier simples e radier estaqueado na condição inundada, nem radier estaqueado na condição natural.

Em todas as configurações as forças atuantes no topo das inclusões foram inferiores às estacas. Percebe-se que a contribuição do solo subjacente na distribuição de carga reduz consideravelmente as forças atuantes nas inclusões e, apesar do número de elementos ser superior ao de estacas, a possibilidade de adotar diâmetro e comprimento menores resulta num método mais econômico que a solução com radier estaqueado.

Este trabalho é parte do projeto de pesquisa científica financiado pela FAPDF (Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal), sob o Processo nº 00193-00000229/2021-21, assim como as pesquisas de Buriticá García (2021), Santiago (2021) e Silva (2024). Este estudo propõe-se a analisar os modelos físicos propostos por Gomes *et al.* (2019) com o objetivo de contribuir para o conhecimento da interação solo-estrutura na fundação sobre inclusões rígidas a partir de modelos físicos experimentais com instrumentações geotécnicas, a fim de estimar a distribuição de carga e deslocamentos verticais e horizontais quando da aplicação de tensões e o colapso da camada de argila porosa do solo do Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília

(CEFECUnB). Além disso, foi realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos em campo e dos provenientes de simulação numérica, com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa computacional Plaxis 3D. O modelo *Barcelona Basic Model* – BBM (Alonso *et al*., 1990; Bentley, 2023) foi empregado para simular o comportamento do solo colapsível, após a calibração e os ajustes dos parâmetros obtidos nos ensaios apresentados por Peixoto (1999) e Pereira (1996). Os modelos numéricos ajudaram a interpretar e validar a escala dos valores dos dados experimentais.

1.2. HIPÓTESE

Por meio da execução de modelos físicos em escala real, integrada à modelagem numérica avançada devidamente calibrada e validada, é possível contribuir para uma melhor compreensão do comportamento e para uma avaliação mais confiável do desempenho de sistemas de fundação constituídos por radier com inclusões rígidas em argilas porosas colapsíveis.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

Investigar o comportamento e avaliar o desempenho de sistemas de fundação constituídos por radier e inclusões rígidas em argilas porosas colapsíveis, por meio de modelos físicos em escala real, comparados e validados com modelos numéricos avançados, de modo a aprimorar a compreensão dos mecanismos de interação solo–estrutura e da distribuição de cargas no sistema.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Projetar, instrumentar e monitorar um modelo físico em escala real, constituído apenas por um radier (modelo de referência), implantado no antigo Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB), com o objetivo de avaliar o comportamento do solo colapsível do local e quantificar seu potencial de colapso.

- Projetar, instrumentar e monitorar, no mesmo local, um modelo físico em escala real constituído por um radier e inclusões rígidas (modelo com inclusões), permitindo analisar o comportamento do sistema de fundação em termos de recalques totais e diferenciais,

redistribuição de tensões e transferência de carga entre o radier, as inclusões rígidas e o solo circundante.

- Avaliar o desempenho do sistema radier–inclusões rígidas, comparando os resultados de monitoramento obtidos no modelo com inclusões com os do modelo de referência.

- Desenvolver modelos numéricos avançados capazes de representar o comportamento do sistema radier–inclusões rígidas–solo, incorporando modelos constitutivos adequados para solos colapsíveis não saturados, como o Barcelona Basic Model (BBM).

- Propor recomendações para a análise e o dimensionamento de sistemas de fundação constituídos por radier e inclusões rígidas em argilas porosas colapsíveis, com base na integração de resultados experimentais e numéricos.

1.4. ESTRUTURA DA TESE

Esta tese foi estruturada em 5 capítulos e 4 apêndices. A metodologia dividiu-se nas etapas teórica, experimental, laboratorial, numérica e de análise.

O capítulo 1 abrange os aspectos gerais do sistema de inclusões rígidas e do solo colapsível, bem como as principais pesquisas relacionadas ao comportamento das inclusões rígidas no solo do Distrito Federal. Além disso, este capítulo apresenta a hipótese e os objetivos deste trabalho.

O capítulo 2 aborda a revisão de literatura dos principais pontos do arcabouço teórico utilizado para desenvolver a pesquisa e nortear as análises dos resultados e das conclusões. Para isso, apresentam-se as principais características do solo colapsível do DF.

Aborda-se ainda o modelo *Barcelona Basic Model* (BBM) aplicado à simulação numérica de solos não saturados; as principais características das inclusões rígidas, com ênfase no mecanismo de distribuição de cargas.

No capítulo 3, apresenta-se a metodologia utilizada, que consiste na descrição da área de estudo e das características geotécnicas do solo, no dimensionamento e na execução dos modelos experimentais, nas etapas dos testes e, por fim, na validação dos parâmetros e na execução das modelagens numéricas.

O capítulo 4 apresenta os resultados da distribuição de cargas nas inclusões rígidas e dos deslocamentos horizontais e verticais provocados pelos carregamentos e pela indução do colapso da camada de argila porosa. Neste capítulo, apresentam-se também os resultados da simulação numérica dos modelos experimentais e a comparação entre as análises.

O capítulo 5 consiste em considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÃO SOBRE INCLUSÕES RÍGIDAS

2.1.1. Aspectos Gerais

Para a Engenharia Geotécnica a fundação é composta tanto pelos elementos estruturais que transmitem as cargas da superestrutura para o terreno quanto pelo próprio terreno, seja ele constituído de solo e/ou rocha (Braja e Sobhan, 2019).

A fundação deve suportar as cargas provenientes da estrutura sem que ocorram a ruptura ou recalques excessivos do substrato. A norma brasileira (NBR 6122) de projeto e execução de fundações (ABNT, 2022) cita que os projetos de fundações devem contemplar situações de estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). O primeiro está associado à ruptura parcial ou total da fundação, já o segundo está relacionado a recalques excessivos que podem provocar deformações, fissuras e vibrações que comprometem o uso da obra.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) contempla apenas dois tipos de fundações: rasas e profundas. As fundações rasas (diretas ou superficiais) são definidas como elementos cuja base está assentada em uma profundidade menor do que duas vezes a medida da menor dimensão da fundação. Essa base recebe as tensões distribuídas que equilibram as cargas aplicadas. As fundações profundas são aquelas às quais o elemento transmite a carga para o terreno por meio da base (resistência de ponta) ou da superfície lateral (resistência de fuste) ou ainda por uma combinação das duas para estratos mais profundos a partir de estacas e tubulões.

Quando o solo entre as estacas contribui com o mecanismo de transferência de carga, ou até mesmo, quando uma camada de distribuição de carga é adicionada entre a estrutura e a fundação, os deslocamentos admissíveis ligados ao ELS não podem ser garantidos apenas pela verificação da capacidade de carga; é necessário um estudo detalhado das interações entre os elementos de tais sistemas (Bohn, 2015). Nesse contexto, citam-se as fundações do tipo radier estaqueado e sobre inclusões rígidas.

O radier estaqueado é composto por uma laje ligada estruturalmente às estacas, em que as cargas são transmitidas tanto pelo radier aos estratos superficiais quanto pelas estacas aos estratos mais profundos. Já a técnica de fundação sobre inclusões rígidas consiste na combinação de colunas verticais e uma camada de transferência de carga, na qual o carregamento da superestrutura é transmitido à profundidade da camada mais resistente do

maciço (Fig. 2.1). A camada de distribuição de carga pode ser constituída por material granular compactado ou tratado com algum agente aglomerante, como cal e cimento, ou ainda reforçada com geossintéticos (Simon, 2012).

As inclusões são elementos verticais mecanicamente contínuos, cujo topo pode possuir ou não capitéis. Os elementos são denominados rígidos devido ao material que os constitui ter uma rigidez superior à do solo reforçado. Essa rigidez depende do tipo de inclusão, abrangendo uma gama de materiais desde uma coluna de silte compactado até um elemento metálico. Além disso, as inclusões rígidas são definidas também como elementos estáveis estruturalmente sem confinamento lateral (IREX, 2011).

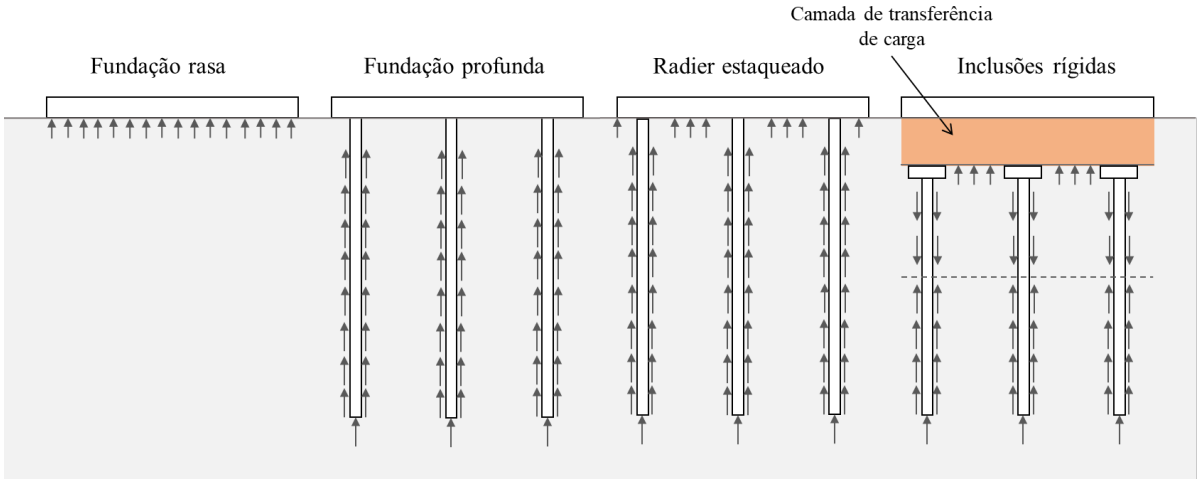


Figura 2.1 – Interação solo-estrutura nos sistemas de fundações (modificado de IREX, 2011).

Os sistemas de fundações combinadas não são abordados pela norma brasileira e suas diretrizes de projeto costumam seguir recomendações de estudos técnicos reconhecidos. Especificamente no caso das inclusões rígidas, as recomendações da norma britânica BS8006-1 (BSI - *British Standards Institution*, 2010) no Reino Unido e da *Amélioration des Sols par Inclusions Rigides* (ASIRI - IREX, 2011) na França são amplamente utilizadas.

A técnica de inclusões rígidas tem sido amplamente aplicada como solução de fundação confiável em vários tipos de projetos, como: fundações de edifícios (Combarieu, 1990; Simon e Schlosser, 2006; Rodríguez-Rebolledo e Auvinet, 2006; Santoyo e Ovando, 2006; Rodríguez-Rebolledo, 2010; IREX, 2011; Briançon et al., 2015; Kraemer et al., 2018; López-Jimenez et al., 2018), reservatórios de gás, óleo, combustíveis e água (Okyay e Briançon, 2012; Bouassida, 2013; Hor et al., 2017; Bernuy et al., 2018), estruturas de grandes silos (López et al., 1999;

Rodríguez-Rebolledo et al., 2022), pontes (Pecker, 2004; Noui e Bouzid, 2017) e fundações de turbinas eólicas (Okyay et al., 2014).

As principais vantagens das inclusões rígidas são:

- As inclusões apresentam rigidez superior à do material circundante;
- Não possuem ligação direta com outro elemento de fundação, como sapata ou radier;
- As inclusões mantêm a estabilidade independente do confinamento lateral do solo;
- A transmissão de carga não ocorre diretamente entre os elementos estruturais, havendo uma camada de solo entre eles;
- Geralmente, as tensões no topo das inclusões rígidas são menores, quando comparadas às fundações estaqueadas, devido à plataforma de transferência de carga;
- Devido às tensões no topo serem de menor magnitude, é possível adotar materiais com resistência à compressão inferior à das estacas e, em geral, dispensam armaduras estruturais.

2.1.2. Tipos de inclusões rígidas

As inclusões rígidas podem ser classificadas de acordo com o método executivo e o material de que são compostas. Quanto ao método executivo, podem ser: pré-moldadas ou construídas no local. Já os materiais podem ser: madeira, aço, *soil mixing* e *jet grouting*. As inclusões construídas no local podem ser executadas por escavação ou deslocamento do solo. A escavação pode ser pela técnica de furo simples, furo com revestimento ou fluido estabilizante. Entre os métodos com deslocamento do solo, podem ser utilizadas as técnicas de percussão ou vibração (Briançon *et al.*, 2004).

As inclusões de madeira são um método antigo e cada vez menos utilizado devido à deterioração em locais com baixa profundidade até o lençol freático. Já as inclusões metálicas permitem a rapidez e praticidade na execução, devendo ser incorporado ao projeto o risco de corrosão. As inclusões pré-moldadas em concreto conseguem abranger uma elevada faixa de carregamentos, apresentar diferentes formas de seção transversal e comprimentos, além de facilitar a junção de elementos que levam ao comprimento final da inclusão. O método de mistura do solo com ligante pode ser do tipo *jet grouting* ou *soil mixing*, com o objetivo de tratar o solo com ligantes hidráulicos produzindo uma coluna semirrígida.

A Tabela 2.1 apresenta os valores dos módulos de elasticidade dos diferentes tipos de inclusões rígidas.

Tabela 2.1 – Módulo de elasticidade dos principais tipos de inclusões rígidas (modificado de IREX, 2011).

Tipos de inclusões rígidas		E (MPa)
Pré-moldadas	Madeira	10.000 a 15.000
	Aço	210.000
	Concreto	10.000 a 20.000
Construídas *in loco*	Percussão	5.000 a 10.000
	Por perfuração simples	
	Por perfuração encamisada	
	Jet grouting	500 a 1.000
	Soil mixing	250 a 9.000

2.1.3. Mecanismo de Transferência de Carga

Como mencionado anteriormente, o sistema de inclusões rígidas consiste na combinação de colunas verticais e uma camada de transferência de carga, onde o carregamento aplicado na estrutura (aterro, radier ou sapata) é transmitido à profundidade da camada mais resistente do solo. A transferência de carga no sistema envolve uma complexa interação entre os elementos que o compõem.

As solicitações externas são transmitidas para a plataforma de transferência de carga (PTC) que, por sua vez, transfere a pressão de contato para o topo das inclusões ou para os capitéis (q_c), se houver, e para o solo reforçado (q_s).

Ao longo do corpo da inclusão ocorrem deslocamentos relativos entre o elemento e o solo. Na parte superior ocorre o desenvolvimento de atrito negativo ($f^{(-)}$), ou seja, os deslocamentos no solo são superiores aos da inclusão. Já na parte inferior a inclusão apresenta deslocamentos maiores do que o solo circundante, gerando atrito positivo ($f^{(+)}$) e resistência de ponta (q_p). O atrito negativo e o positivo são separados pelo eixo neutro (z_0), onde não ocorre deslocamento relativo entre a inclusão e o solo (Fig. 2.2).

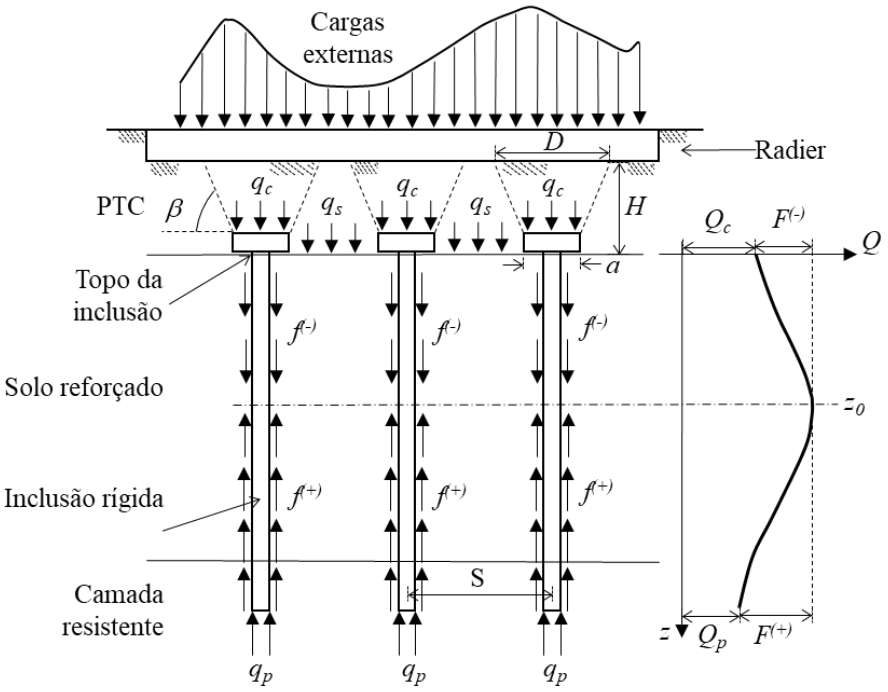
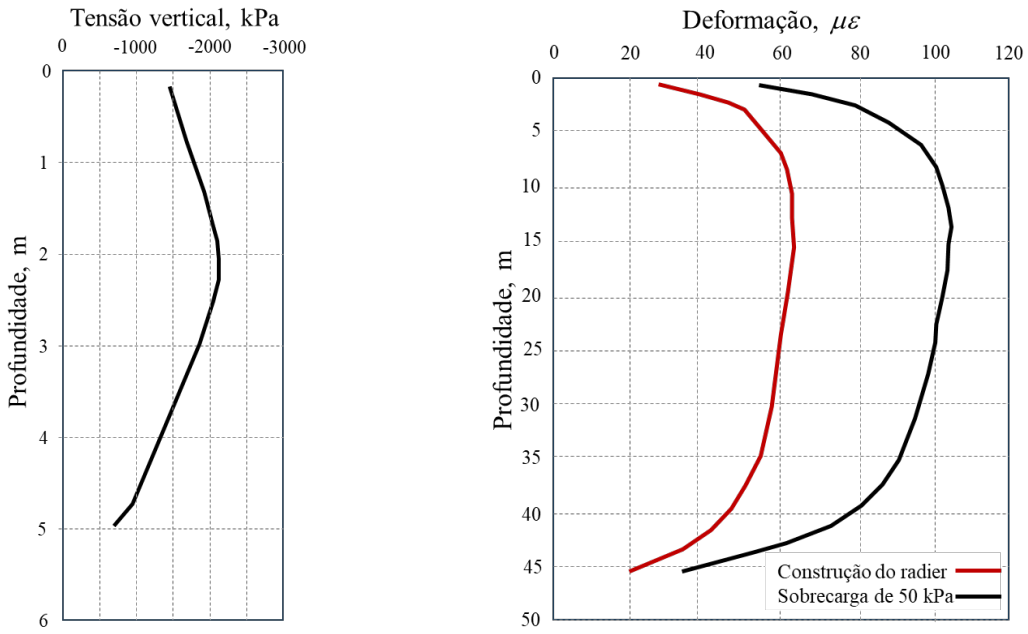


Figura 2.2– Mecanismo de transferência de carga no sistema de inclusões rígidas (adaptado de Santos-Neta et al., 2025).

Os estudos de Okyay e Briançon (2012) e Briançon *et al*. (2015) confirmam o desenvolvimento de atrito negativo e positivo e a locação do eixo neutro a partir da instrumentação de campo e modelagem numérica de inclusões rígidas (Fig. 2.3).



(a) (b)

Figura 2.3– Gráficos do desenvolvimento de atrito negativo e positivo adaptados dos trabalhos de (a) Okyay e Briançon (2012) e (b) Briançon et al. (2015).

No contexto do solo colapsível de Brasília, o qual a probabilidade de mudanças bruscas no teor de umidade torna o mecanismo de transferência de carga ainda mais complexo, foram realizados alguns trabalhos que mostram o desenvolvimento do atrito negativo ao longo do corpo da inclusão até o eixo neutro, tanto na condição natural quanto inundada (Pérez, 2017; Rodríguez-Rebolledo *et al*., 2019). Nesses estudos os autores observam que, independentemente das condições de umidade, a força máxima na inclusão permanece inalterada, diferente da força na cabeça da inclusão, que, por sua vez, aumenta. Isso ocorre porque a perda de contato entre a PTC e o solo reforçado provocada pelo colapso gera uma redistribuição do carregamento para a inclusão, resultando na elevação da força no topo e na mesma tensão máxima, o que faz com que a inclusão rígida opere como um elemento pré-carregado (Fig. 2.4).

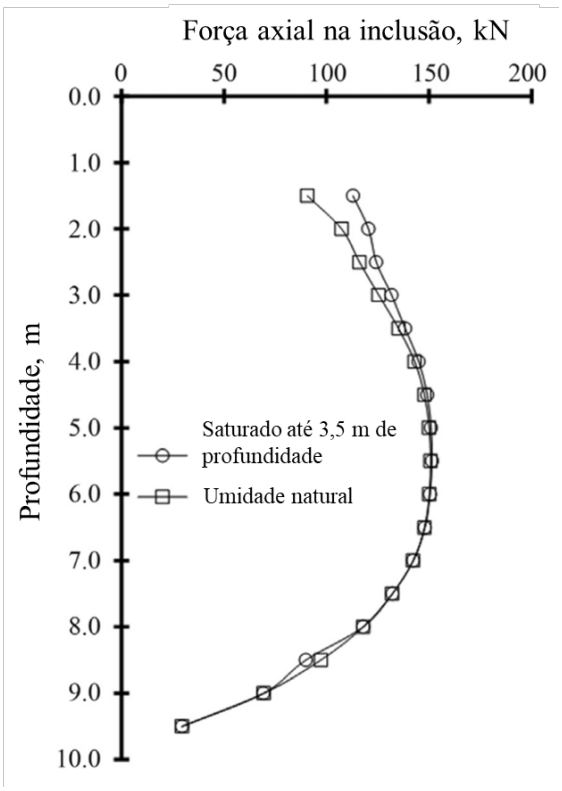


Figura 2.4 – Força axial desenvolvida ao longo da inclusão na condição natural e saturada (adaptado de Rebolledo et al., 2019).

2.1.4. Especificações de projeto

Atualmente, as recomendações de projeto da ASIRI (IREX, 2011) para inclusões rígidas são as mais difundidas. Algumas dessas diretrizes são abordadas nesta seção.

2.1.4.1. Configuração da malha de distribuição

A distância entre as inclusões deve ser estabelecida visando manter a integridade das inclusões adjacentes. Por esse motivo, recomenda-se que a distância mínima entre os eixos das inclusões ($s_{mín}$) seja de 3 vezes o diâmetro (a) para elementos executados in situ sem deslocamento de solo. Para inclusões executadas com deslocamento de solo, o $s_{mín}$ passa a ser 4 vezes o diâmetro das inclusões. O espaçamento máximo é de 3 m para inclusões com $a < 0{,}5$ m e 6 vezes o diâmetro para inclusões com $a \geq 0{,}5$ m.

De modo geral, a distribuição das inclusões ocorre na forma de malhas quadradas ou triangulares (Fig. 2.5).

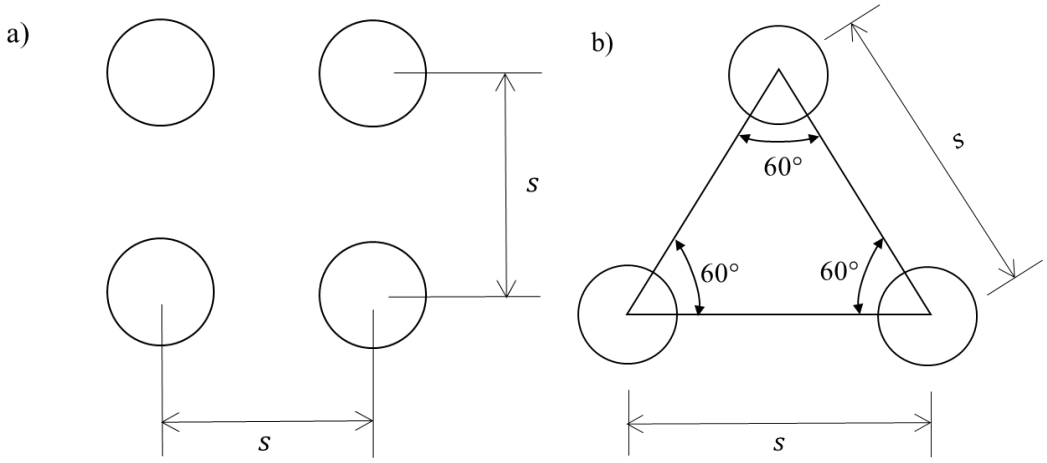


Figura 2.5– (a) malha de distribuição quadrada e (b) malha de distribuição triangular (Sloan, 2011).

A carga que cada inclusão deve suportar é geralmente baseada na área de influência de cada um dos elementos. Para uma malha quadrada, a área de influência é $A = s^2$, na distribuição triangular, a área tributária da inclusão é hexagonal e pode ser aproximada por uma área de influência circular, onde $A = \pi s^2/4$ (Fig. 2.6) (Collin *et al*., 2005).

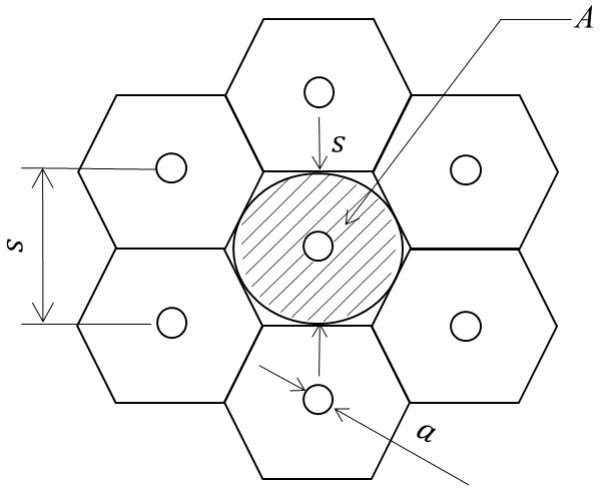


Figura 2.6 – Área de influência na distribuição triangular (Collin et al., 2005).

2.1.4.2. Taxa de cobertura

A taxa de cobertura (α) é um parâmetro essencial para garantir a eficiência do mecanismo de transferência de carga entre a PTC e as inclusões rígidas e é definida como a relação entre a área da superfície da cabeça da inclusão e a área de influência (Eq. 2.1).

$$\alpha = \frac{A_c}{A} \qquad \text{(Eq. 2.1)}$$

onde,

A_c: área da superfície da cabeça da inclusão, $A_c = \pi a^2/4$;

A: área da célula de influência, $A = \pi s^2/4$.

A ASIRI (IREX, 2011) recomenda que o diâmetro da inclusão seja capaz de atender a uma taxa de cobertura entre 2 e 10% para que a transferência de carga seja eficiente. Quando essa condição não for atendida apenas com a inclusão, deve-se considerar o uso de capitéis.

2.1.4.3. Plataforma de transferência de carga (PTC)

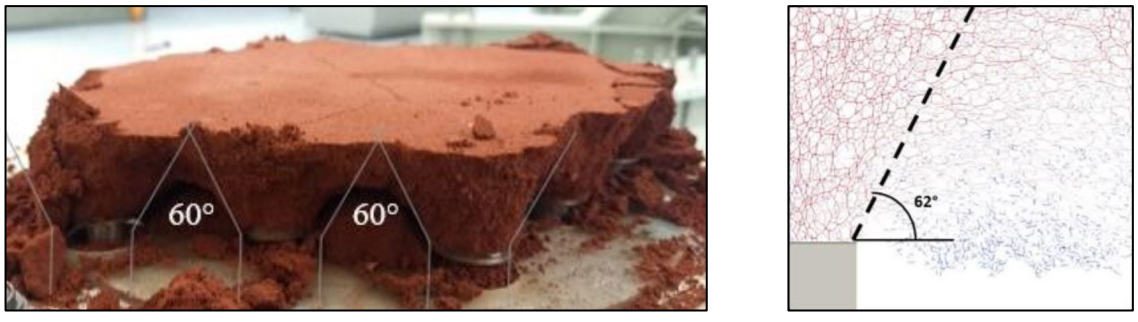
A PTC pode ser constituída por material granular ou tratado com algum agente aglomerante, como cal e cimento, ou ainda com o reforço de geossintéticos (Okyay e Dias, 2010; Blanc et al., 2013; Fagundes et al., 2017; Alsirawan, 2021; Pham e Dias, 2021; Acar e Mollamahmutoglu, 2023 e Zhang et al., 2023).

A determinação da altura da plataforma de transferência de carga varia de acordo com o tipo de estrutura suportada pelas inclusões rígidas e da configuração da malha de distribuição, e depende do espaçamento entre as inclusões e os parâmetros mecânicos da PTC.

Para aterros, Baudouin (2010) definiu que a altura crítica da PTC ocorre quando a relação $h_m/(s-a)$ aproxima-se de 2/3, onde h_m é a altura da plataforma e $(s-a)$ é a distância entre as bordas das inclusões. Jenck (2005), a partir de modelos físicos bidimensionais, relatou que essa relação deve ter o valor mínimo igual a 2. Quando aplicada sob pavimentos, a camada de distribuição de carga deve apresentar o valor mínimo de $h_m \geq 0{,}7(s-a)$ para manter aceitáveis os recalques na base do pavimento (BSI, 2010; IREX, 2011).

Segundo a ASIRI (IREX, 2011), a altura da PTC considerando-se uma malha de distribuição quadrada é calculada como $h_m \geq \frac{\sqrt{2}}{2}(s-a)$, já numa malha de distribuição triangular $h_m \geq (s-a)$.

Buriticá Garcia (2021) investigou o mecanismo de transferência de carga entre a PTC sob um radier e o topo das inclusões. Os autores utilizaram uma argila arenosa com baixa plasticidade (CL) como plataforma de transferência de carga, compactada com e sem adição de cimento. Os estudos mostraram que a carga foi transferida para o topo da inclusão a partir de um cone invertido posicionado acima dele. Os ensaios do material da PTC permitiram determinar o ângulo externo do cone (β), confirmada pela teoria da superfície de ruptura de Coulomb, $\beta = 45 + \phi/2$, e por análises numéricas (Mützenberg, 2022) (Fig. 2.7). Diferentemente dos casos mais comuns da literatura para o reforço de aterros, que utilizam materiais granulares (c = 0), nesse estudo o material da PTC é mais coesivo.



(a) (b)

Figura 2.7– Ângulo externo do cone de ruptura para o solo natural de Buriticá Garcia (2021): (a) modelo físico em centrífuga (Buriticá Garcia, 2021) e (b) análise numérica com o método dos elementos discretos (Mützenberg, 2022).

Mützenberg (2022) verificou a influência dos parâmetros de resistência do material sobre o mecanismo de ruptura da PTC. O autor variou os seguintes parâmetros: ângulo de atrito, coesão, espaçamento entre as inclusões e a altura da PTC. Diante das análises paramétricas, concluiu-se que a capacidade de carga na área de influência aumenta com a elevação do ângulo de atrito e que a variação da coesão e do espaçamento entre inclusões apresenta mudanças desprezíveis. Além disso, o aumento da altura (*H*) influencia de forma bastante discreta o valor da capacidade de carga da PTC.

2.1.4.4. Parâmetros de transferência de carga e recalque

Para avaliar a interação entre a camada de distribuição de carga e as inclusões rígidas é necessário compreender o mecanismo de transferência entre esses elementos. A Figura. 2.8 mostra as parcelas de cargas atuantes na área de influência. A pressão aplicada sobre uma área de influência (q_T) é distribuída a partir da PTC para a cabeça da inclusão (q_c) e para o solo subjacente (q_s). h_m é a altura da PTC, W_{PTC} é o peso do solo da plataforma e a é o diâmetro da inclusão (IREX, 2011).

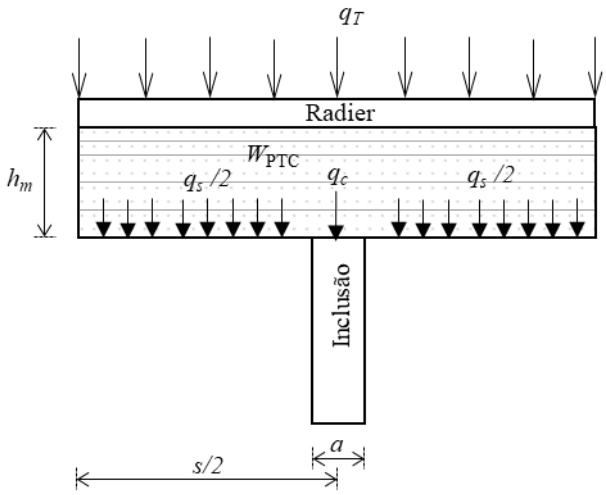


Figura 2.8 – Pressões atuantes na área de influência (adaptado de IREX, 2011).

A taxa de transferência de carga, também chamada de eficiência (*E*) é definida como a relação entre o somatório das forças atuantes na cabeça das inclusões (Q_c) e força total aplicada na malha ($W_{PTC} + Q_T$) (Eq. 2.2).

$$E = \frac{\sum(q_c \cdot A_c)}{(h_m\gamma_n + q_T)A} = \frac{\sum Q_c}{W_{PTC} + Q_T} \qquad \text{(Eq. 2.2)}$$

γ_n: peso específico do material da camada de distribuição de carga.

Sob esse aspecto, Chevalier *et al*. (2011) afirmam que um sistema com um radier apresenta maior eficiência quando comparado com a carga aplicada por um aterro, 72,3% e 31,6%, respectivamente.

A taxa de redução de recalque por meio das inclusões rígidas é denominada como fator de redução de recalque (FRR, Rodríguez-Rebolledo *et al*., 2019), o qual avalia o desempenho do sistema (Eq. 2.3).

$$FRR = 1 - \frac{\rho_{w/i}^{máx}}{\rho_{w/0}^{máx}} \qquad \text{(Eq. 2.3)}$$

onde,

$\rho_{w/i}^{máx}$: é o valor máximo do deslocamento vertical medido no modelo com inclusões rígidas;

$\rho_{w/0}^{máx}$: é o valor máximo do deslocamento vertical medido no modelo de referência.

Um valor de FRR unitário indica a redução completa do recalque, o que reflete o máximo desempenho do sistema de inclusões rígidas, enquanto um valor nulo significa nenhuma redução, indicando o desempenho mínimo do sistema.

2.2. SOLOS COLAPSÍVEIS

2.2.1. Aspectos Gerais

Barden *et al*. (1973) definiram solos colapsíveis como parcialmente saturados e estáveis sob cargas constantes que, quando submetidos ao incremento do teor de umidade, da carga ou de ambos, perdem a estrutura metaestável e apresentam grandes recalques provocados pela redução repentina de volume (Popescu, 1986).

Definições mais recentes, como as de Al-Rawas (2000) e Opukumo *et al*. (2022), citam que esses solos, no estado natural, apresentam rigidez e, aparentemente, elevada resistência ao cisalhamento. Porém, quando submetidos ao acréscimo de umidade, mesmo em baixos níveis de tensão, podem apresentar decréscimo de volume. Definiram o colapso como a redução repentina do volume de um solo com estrutura metaestável sob determinadas condições de carregamento e umidade.

As condições necessárias para que o solo sofra colapso são (Ferreira e Fucale, 2014; Rodrigues *et al*., 2021):

- Estrutura aberta, parcialmente instável e parcialmente saturada.
- Carregamento suficientemente elevado para destruir a estrutura metaestável.
- Agente cimentante suficientemente resistente para manter a estrutura estável quando não saturada, porém pouco resistente quando submetido ao aumento da umidade.
- Redução da sucção no solo devido ao aumento de umidade.

O mecanismo de colapso é amplamente descrito na literatura técnica. Ele ocorre quando as ligações interpartículas são destruídas devido ao aumento da umidade, com ou sem carregamento adicional, o que torna a estrutura do solo, inicialmente aberta, densa (Rogers, 1995; Osipov e Sokolov, 1995; Feda, 1995).

Al-Rawas (2000) afirma que partículas grossas de solo são ligadas entre si por partículas finas, como silte e argila, e que tais ligações resistem ao surgimento de compressão local entre grãos adjacentes, ou seja, mesmo com a adição de sobrecarga, no teor de umidade natural, a estrutura do solo permanece sensivelmente inalterada. Porém, quando o solo é levado a um teor

crítico de umidade, as pontes de silte e argila que promovem a cimentação dos grãos são desfeitas, seja por enfraquecimento, seja por dissolução, até o colapso da estrutura (Fig. 2.9).

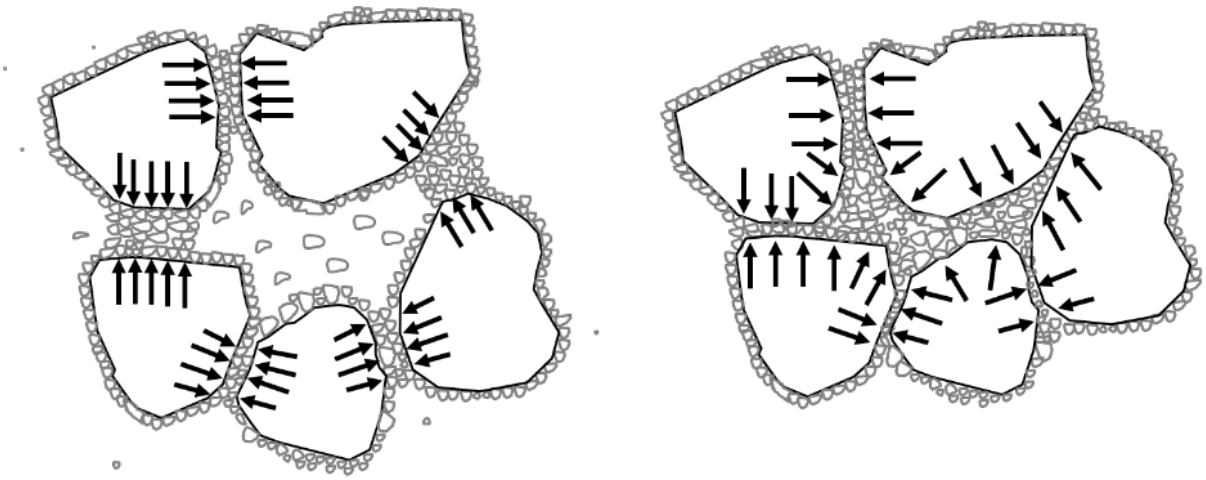


Figura 2.9- Estrutura de um solo carregado antes e após a saturação parcial (Al-Rawas, 2000).

Holtz e Hilf (1961) atribuíram o colapso à redução da tensão capilar até próximo de zero e à tendência do grau de saturação (Sr) atingir 100%. Burland (1965) explicou o mecanismo de colapso como a perda de estabilidade dos pontos de contato entre partículas, em que o teor de umidade elevado reduz a poropressão negativa, causando deslizamento e distorção nos contatos entre os grãos. Culshaw *et al*. (2020) explicam que o processo de colapso representa o rearranjo das partículas, o que resulta num estado mais denso do solo. Portanto, o solo passaria da condição subadensada à normalmente adensada.

A identificação de um solo colapsível consiste em observar o material presente em determinado local. Além disso, devem ser realizados testes que avaliem o potencial de colapso do material. Rogers (1995) classifica os solos colapsíveis em artificiais e naturais, com destaque para suas origens (Fig. 2.10).

A literatura técnica registra a ocorrência de solos colapsíveis na forma de depósitos eólicos, coluviais, aluviais, solos residuais, solos vulcânicos e até mesmo de qualquer tipo de solo não saturado e compactado no ramo seco da curva de compactação (Ferreira, 1995; Vilar e Ferreira, 2015).

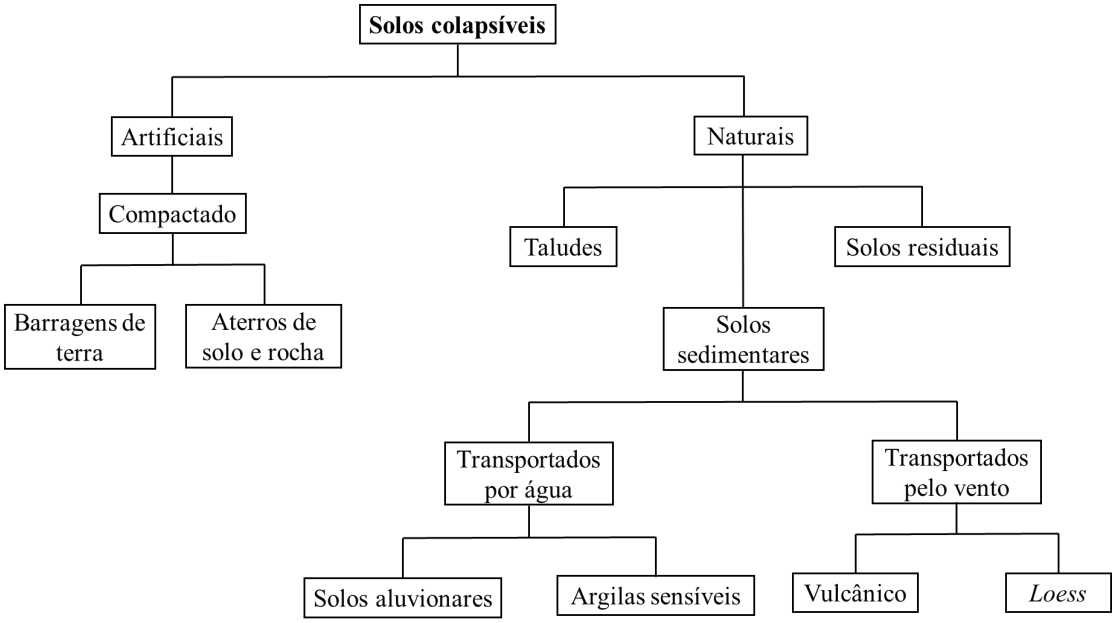


Figura 2.10 - Classificação dos solos colapsíveis (adaptado de Rogers, 1995).

A ocorrência de solos colapsíveis no Brasil é ilustrada na Figura 2.11, na qual se observa que os registros abrangem diversas regiões do país. Portanto, reitera-se a importância do estudo de solos com esse tipo de comportamento.

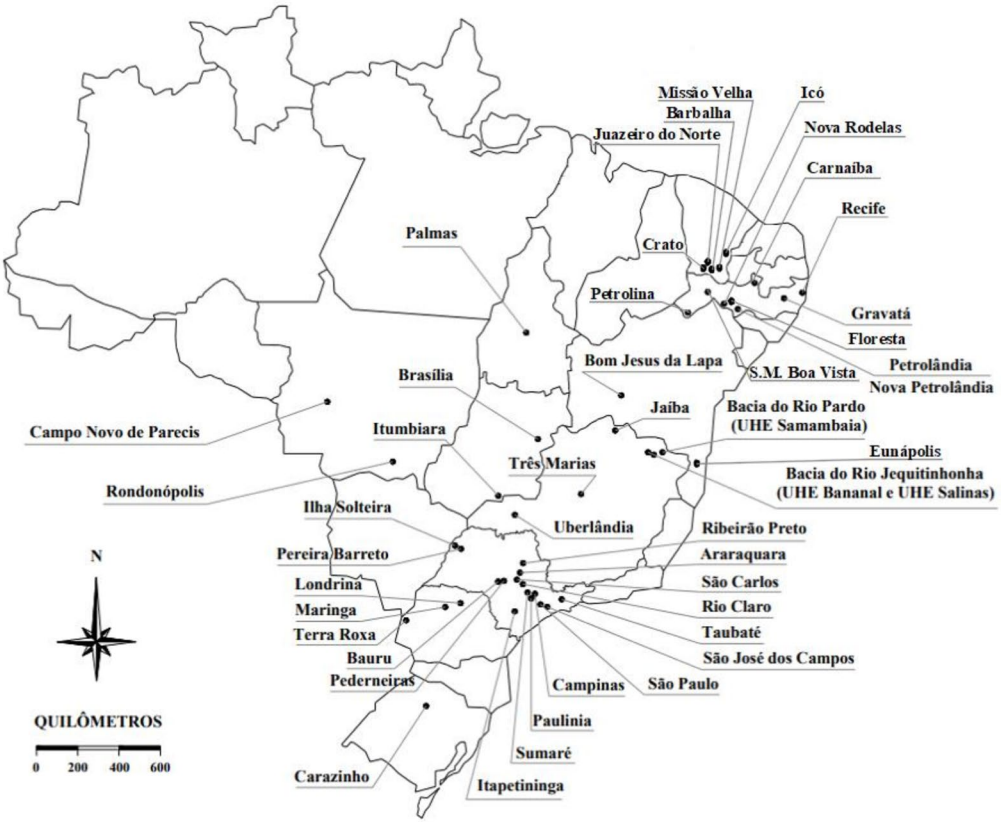


Figura 2.11 - Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (adaptado de Xavier, 2018).

2.2.2. Solo Colapsível do Distrito Federal

O Distrito Federal é recoberto por solo detrito-laterítico de idade Terciária-Quaternária, no qual 60% é composto por latossolos vermelhos-amarelos (Fig. 2.12).

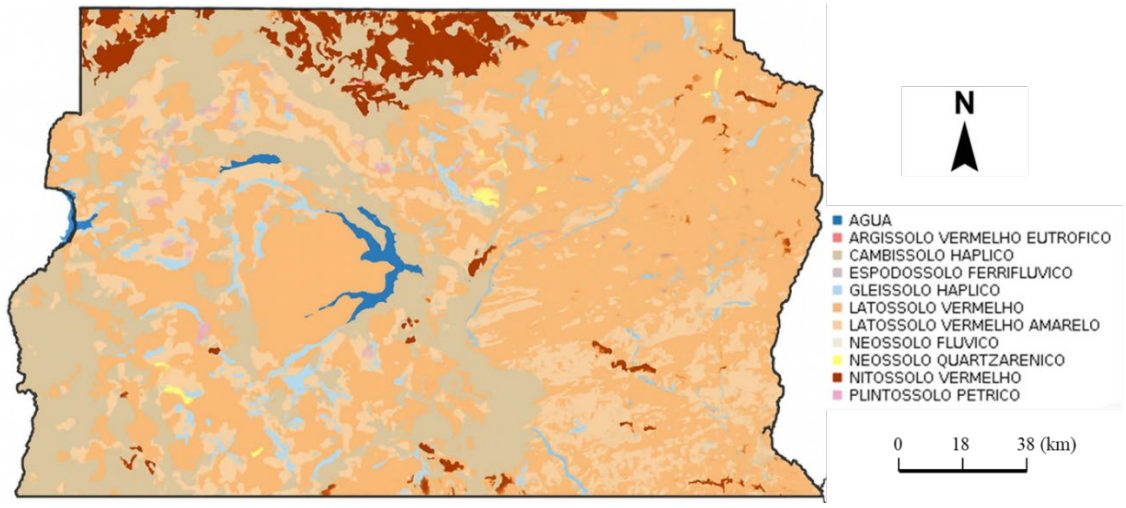


Figura 2.12 - Mapa pedológico do Distrito Federal (adaptado de IPE-DF, 2020).

A cobertura de solo laterítico varia de alguns centímetros a dezenas de metros (Paixão e Camapum de Carvalho, 1994; Guimarães, 2002; Mota, 2003).

O clima local favorece o alto grau de intemperismo e lixiviação destes solos, caracterizados pela pouca variação do teor de argila e com predominância do argilomineral do tipo caulinita e presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Tais características resultam em um material com estrutura porosa e ligações decorrentes de pontes de argila, conferindo-lhe uma estrutura metaestável.

Guimarães (2002) cita que essa camada de argila porosa apresenta baixa resistência à penetração (N_{SPT} - 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (k - 10^{-3} a 10^{-4} m/s). Devido à estrutura metaestável, esse solo é suscetível ao colapso quando submetido ao aumento do teor de umidade e/ou ao acréscimo de tensões.

A camada porosa pode ser tanto de origem residual quanto de origem de solos transportados. A profundidade do nível d'água varia de poucos a dezenas de metros, de acordo com a região. Na Asa Sul de Brasília, por exemplo, o lençol freático encontra-se a aproximadamente 5 m, enquanto na Asa Norte, o nível da água pode não ser atingido até cerca de 20 m.

2.2.3. Fatores que influenciam no Colapso dos Solos

Frequentemente são usados ensaios de laboratório para determinar o potencial de colapsibilidade de um solo, mais precisamente, ensaios edométricos. Porém, o uso de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e a definição dos índices físicos podem auxiliar na identificação desse tipo de material. Além disso, ensaios de campo podem tanto identificar quanto quantificar os recalques provocados pela indução do colapso; são eles: CPT, SPT-T, provas de carga com placa e estacas.

Jennings e Knight (1975) classificam o potencial de colapso (PC) a partir de ensaios edométricos simples e duplos, por meio da Equação 2.4:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} 100 \qquad \text{(Eq. 2.4)}$$

onde,

Δe: variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

e_0: índice de vazios inicial.

Souza Neto (2004) cita os principais fatores que influenciam o colapso dos solos:

- Umidade inicial do solo: quanto menor a umidade do solo antes da inundação, maior será o potencial de colapso. Isso deve-se à maior ação da sucção e, portanto, a uma estrutura mais resistente antes da elevação da umidade. Resistência essa, que se desfaz junto com a estrutura metaestável após o aumento do teor de umidade. Existe, portanto, um grau de saturação crítico (Sr_c), no qual, no seu limite inferior, o solo apresenta elevados recalques, enquanto, no limite superior, os recalques deixam de aumentar (Cintra, 1998).

- Estado de tensão: o valor da tensão em que a inundação ocorre influencia o potencial de colapso. Nesse caso, há uma tensão em que o PC aumenta até o seu valor máximo e, mesmo submetido a tensões superiores, o PC tende a diminuir. O valor dessa tensão dependerá do tipo e das condições iniciais do solo. Ferreira (1995) realizou ensaios edométricos simples e calculou os potenciais de colapso a partir de dois corpos de prova de uma areia siltosa inundada com a mesma vazão, porém sob tensões diferentes: 160 e 320 kPa (Fig. 2.13).

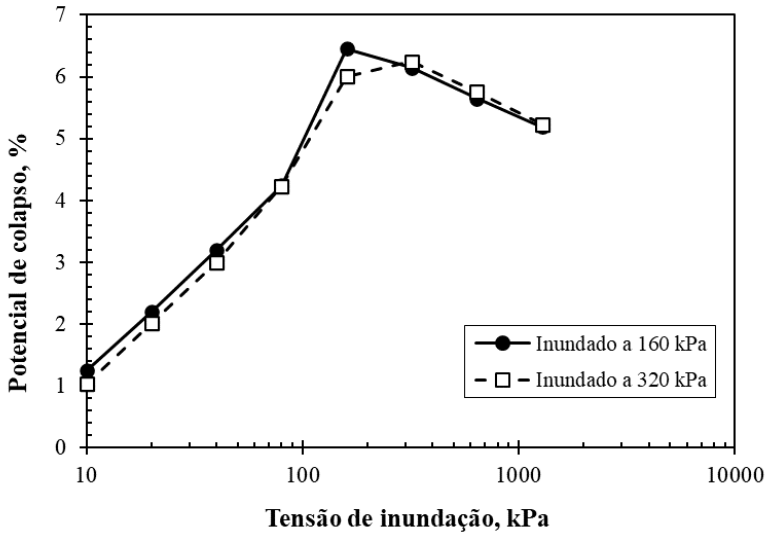


Figura 2.13 - Influência da tensão de inundação no colapso de uma areia siltosa (adaptado de Ferreira, 1995).

- Vazão de inundação: a velocidade de penetração do permeante nos vazios influencia a desintegração da estrutura do solo. Essa velocidade pode ser menor, igual ou superior à destruição das ligações cimentícias entre as partículas; isso depende, entre outros fatores, da magnitude da coesão entre as partículas e da aderência do permeante aos grãos.

A elevação do teor de umidade pode ocorrer por diversos motivos; entre eles, Houston *et al*. (2001) citam: o aumento da infiltração devido à urbanização; a movimentação do lençol freático para fins de construção; a elevação do lençol freático devido à contribuição da irrigação agrícola. Além disso, o rompimento de tubulações sujeitas a altas vazões e a chuvas torrenciais, sem o devido escoamento, pode levar à saturação do solo.

Vários trabalhos técnicos buscaram simular o colapso a fim de estudar o comportamento desse material, por meio da inundação do solo em provas de carga. Nadeo e Videla (1975), citados por Teixeira (1993), utilizaram dois métodos de inundação distintos em provas de carga de estacas: tubos perfurados cravados no solo e cavas alimentadas permanentemente. Ao comparar a eficiência dos dois métodos de inundação, perceberam que a cava (Estaca A) permitiu o aumento do grau de saturação até 100% nos primeiros 4 m de profundidade, porém, o incremento foi menor em profundidades superiores. Já os tubos perfurados permitiram que a elevação do grau de saturação ocorresse ao longo de todo o perfil, no entanto, o valor médio foi de 80% (Fig. 2.14).

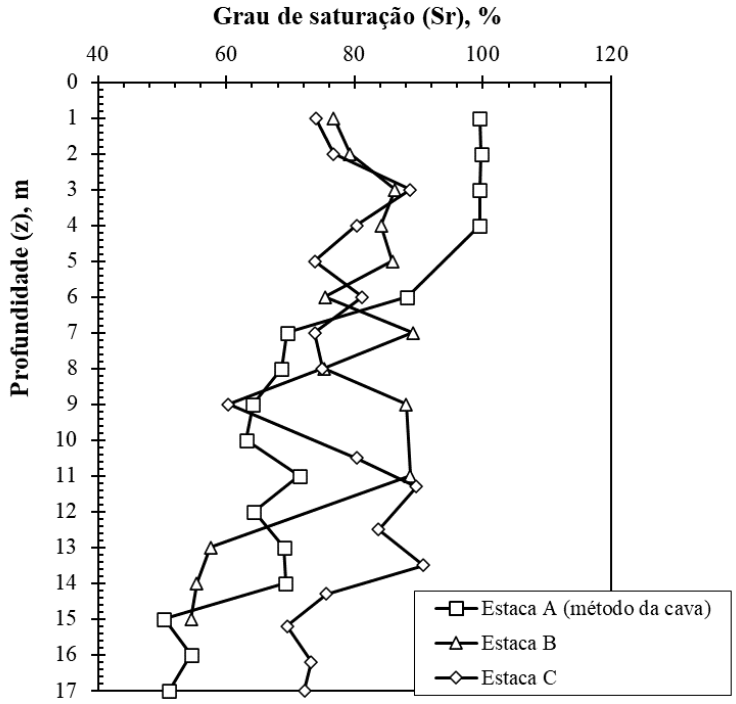


Figura 2.14 - Grau de saturação após a inundação pelos métodos da cava e dos tubos perfurados (adaptado de Nadeo e Videla, 1975, citado por Teixeira, 1993).

Lobo (1991) realizou ensaios de carga em estacas e induziu o colapso por meio de uma cava quadrada com 1,3 m de lado e 0,40 m de profundidade. Na sequência, foram abertos furos com 0,10 m de diâmetro e 5 m de comprimento, preenchidos com areia grossa, próximos às arestas da cava (Fig. 2.15). Nesse caso, a inundação ocorreu por meio do enchimento da cava com água, mantendo-se uma lâmina d'água constante de 0,10 m. O autor não relata o tempo de inundação nem a eficiência do método.

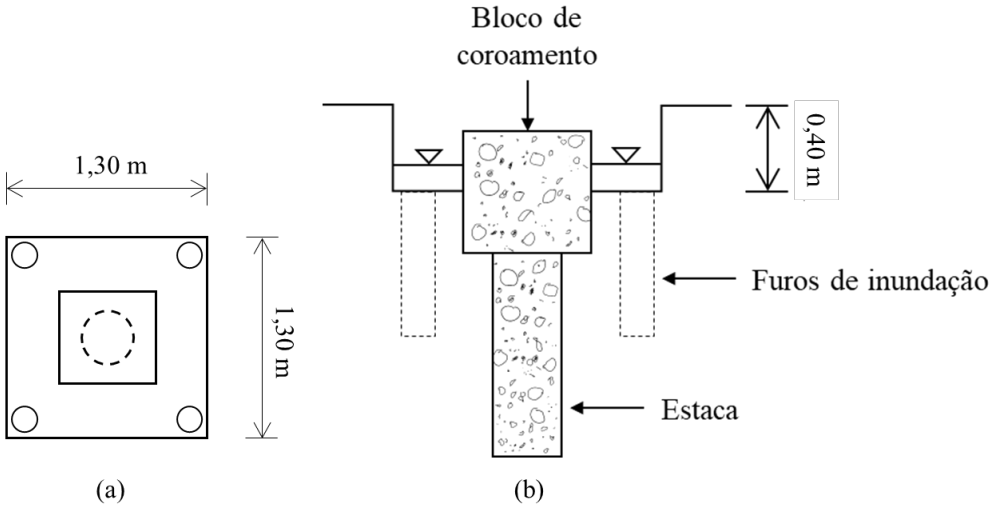


Figura 2.15 - Esquema de inundação por meio de cava e furos abertos a trado: (a) planta e (b) corte (adaptado de Lobo, 1991).

Houston *et al.* (1988) executaram provas de placa de carga com inundação do solo. A fim de evitar recalques diferenciais, a taxa de inundação foi inicialmente lenta e acumulou recalque inferior a 1 cm. Posteriormente, a taxa de inundação foi elevada durante 12 dias, o que resultou num recalque total de aproximadamente 9 cm. Com furos de sondagem executados após a finalização dos testes, foi possível definir a profundidade de infiltração abaixo da placa, de aproximadamente 2,3 m, e a frente de umedecimento (Fig. 2.16).

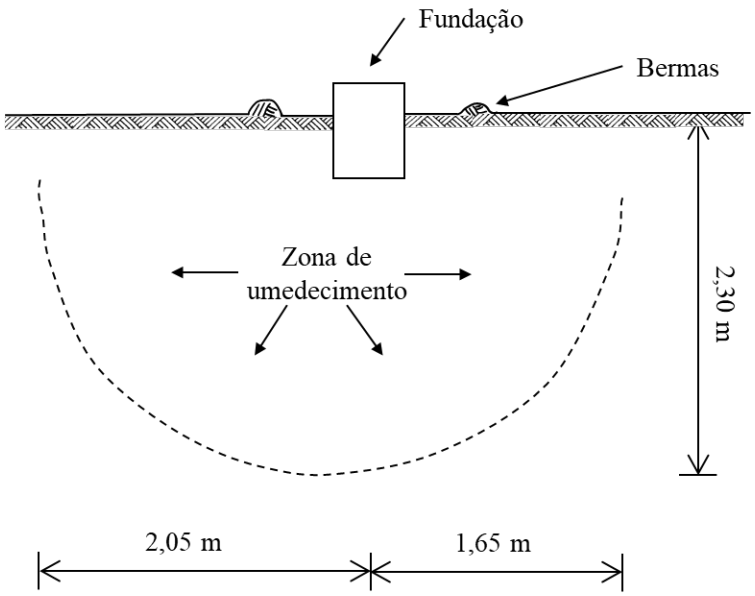


Figura 2.16 - Representação da frente de umedecimento (adaptada de Houston *et al.*, 1988).

Nesta pesquisa adotou-se um dos métodos utilizados por Nadeo e Videla (1975), composto por tubos de PVC perfurados instalados na camada de argila porosa de Brasília.

2.3. MODELAGEM NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS

Diferentemente da mecânica dos solos tradicional, que considera as condições limites do solo, seco ou saturado, a mecânica dos solos não saturados considera a existência de forças capilares relacionadas à sucção, definida como a diferença entre a pressão de ar u_a e a pressão de água u_w (Pereira, 2011). Este é o principal desafio da modelagem numérica para solos não saturados: como representar seu comportamento mecânico e hidráulico quando submetidos a variações de saturação e de sucção.

Alonso *et al*., (1990) propuseram um modelo constitutivo chamado *Barcelona Basic Model* (BBM) como uma alternativa para resolver esse problema. O modelo elastoplástico é baseado no *Modified Cam Clay Model* (MCCM) e caracteriza-se por apresentar duas curvas que delimitam uma região elástica: *loading colapse* (LC) e *suction increase* (SI).

O modelo BBM consegue reproduzir os principais aspectos do comportamento dos solos não saturados quando submetidos a trajetórias de carregamento e umedecimento. Desse modo, é possível prever deformações de colapso sob altas tensões de confinamento e deformações de expansão sob baixas tensões de confinamento (Mascarenha, 2008).

2.3.1. Equações Constitutivas no BBM

No modelo, a superfície de escoamento é definida por quatro variáveis: tensão média líquida, tensão desviadora, sucção mátrica e índice de vazios (Alonso *et al*., 1990).

A representação das curvas de plastificação ocorre no espaço tridimensional (*p, q, s*), no qual p é a tensão média efetiva, q é a tensão desviadora e s é a sucção mátrica. As Equações 2.5, 2.6 e 2.7 são utilizadas para calcular p, q e s.

$$p = \sigma_m - u_a \qquad \text{(Eq. 2.5)}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \qquad \text{(Eq. 2.6)}$$

$$s = u_a - u_w \qquad \text{(Eq. 2.7)}$$

onde,

σ_1 e σ_3: são as tensões principais;

σ_m: é a tensão média, $\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$;

u_a: é a pressão do ar no poro;

u_w: pressão da água no poro.

A Figura 2.17 apresenta as curvas de compressão para duas amostras: uma não saturada com sucção constante, e outra saturada ($s = 0$).

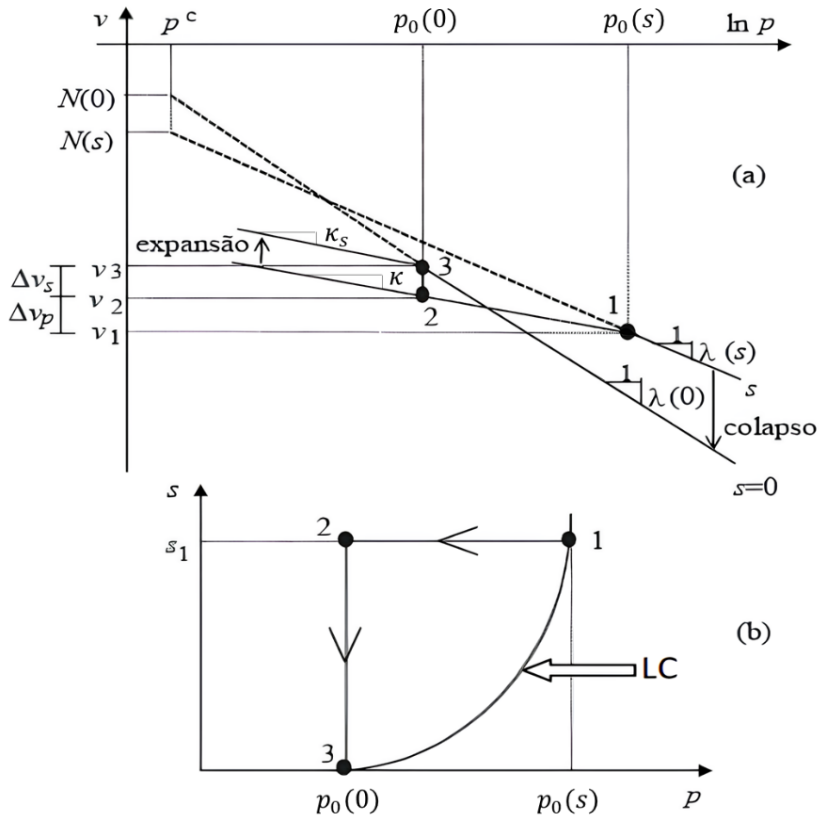


Figura 2.17 - Curvas de compressão para solos não saturados e saturados: (a) curvas de compressão para solos não saturados e saturados; e (b) trajetória de tensões e curva de escoamento no estado plano de tensões (adaptado de Alonso *et al*., 1990).

O corpo de prova não saturado é solicitado até a tensão de pré-adensamento $p_0(s)$ (ponto 1). Posteriormente, ocorre o descarregamento da amostra a uma sucção constante até a tensão de pré-adensamento da amostra saturada $p_0(0)$ (ponto 2). Daí então, a amostra não saturada é umedecida, mantendo-se a tensão $p_0(0)$ constante até atingir o ponto 3 (expansão).

Observa-se que dois corpos de prova idênticos, sob sucções diferentes, $s = 0$ e $s = s_1$, o escoamento se dará a uma tensão $p_0(s)$ maior do que $p_0(0)$. Portanto, compreende-se que, para cada valor de sucção, há uma tensão de escoamento correspondente.

O caminho de tensões 1-2-3 mostrado na Figura 2.17 resulta no volume específico (Eq. 2.8) no ponto 3, v_3.

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \qquad \text{(Eq. 2.8)}$$

onde,

v_1: volume específico no ponto 1;

Δv_p: alteração de volume devido à variação de p (trecho 1-2);

Δv_s: alteração de volume devido à variação de s (trecho 2-3).

A variação de volume de um solo não saturado, no descarregamento e recarregamento, é calculada a partir da constante elástica de compressibilidade, κ, que independe da sucção (Eq. 2.9).

$$\Delta v_p = -\kappa \frac{dp}{p} \qquad \text{(Eq. 2.9)}$$

No decréscimo da sucção no trecho 2-3 após umedecimento, ocorre uma expansão elástica Δv_s devido à saturação (Eq. 2.10)

$$\Delta v_s = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \qquad \text{(Eq. 2.10)}$$

onde,

κ_s: é a rigidez elástica para a variação da sucção;

p_{atm}: pressão atmosférica.

a) Formulações para o estado de tensões isotrópicas

O modelo constitutivo isotrópico foi formulado no espaço de tensões (*p*, *s*), no qual a variação de volume específico de uma amostra de solo não saturado, sujeita a incrementos de carga a sucção constante, é calculada pela Equação 2.11.

$$dv = -\lambda(s)\frac{dp}{p} \qquad \text{(Eq. 2.11)}$$

A integração da equação anterior resulta na Equação 2.12:

$$v = N(s) - \lambda(s)\ln\frac{p}{p^c} \qquad \text{(Eq. 2.12)}$$

onde,

v: é o volume específico, $v = 1 + e$;

$N(s)$: é o volume específico referente a tensão p^c com sucção s;

$\lambda(s)$: é o parâmetro de rigidez no trecho virgem para variação da tensão isotrópica para uma determinada sucção;

p^c: é a tensão de referência para $v = N(s)$.

O aumento da rigidez com a sucção ocorre até atingir uma rigidez máxima assintótica, dada pela Equação 2.13.

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\mathrm{e}^{-\beta_s} + r] \qquad \text{(Eq. 2.13)}$$

onde,

$\lambda(0)$: parâmetro de rigidez para variações de tensão média efetiva em solos no estado saturado, $s = 0$;

β_s: é o parâmetro que controla o aumento da rigidez do solo com a sucção;

r: constante relacionada à rigidez máxima do solo, $r = \frac{\lambda(s\to\infty)}{\lambda(0)}$.

Combinando as equações 7, 8 e 10, a curva de escoamento *LC* pode ser representada pela Equação 2.14.

$$\left(\frac{p_0(s)}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0(0)}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad \text{(Eq. 2.14)}$$

onde,

$p_0(s)$: tensão de escoamento para $s \neq 0$;

$p_0(0)$: tensão de escoamento para a condição saturada;

Dessa forma, o intercepto $N(s)$ para um determinado valor de sucção é dado por (Eq. 2.15):

$$N(s) = N(0) - [(\lambda(0) - \lambda(s))] \ln p^c - \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}\right) \quad \text{(Eq. 2.15)}$$

onde,

$N(s)$: intercepto da linha de compressão normal em um determinado valor de sucção;

$N(0)$: intercepto da linha de compressão normal no estado saturado, $s \neq 0$.

b) Formulações para o estado de tensões triaxiais

No estado de tensões triaxiais, Alonso *et al*. (1990) adicionaram ao modelo a tensão desviadora q representando os efeitos das tensões cisalhantes. Portanto, além das deformações volumétricas, a tensão q produz deformações cisalhantes elásticas que podem ser calculadas a partir da Equação 2.16:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{1}{3} G \cdot dq \quad \text{(Eq. 2.16)}$$

onde,

G: é o módulo cisalhante;

dq: incremento de tensão desviadora.

Considerando que o modelo deve prever o comportamento também do solo na condição saturada, os autores escolheram o modelo *Cam Clay* Modificado para representar as superfícies de escoamento do modelo BBM, ou seja, para cada valor de sucção, existe uma elipse representada no plano (p, q) e projetada no plano (p, s) (Fig. 2.18).

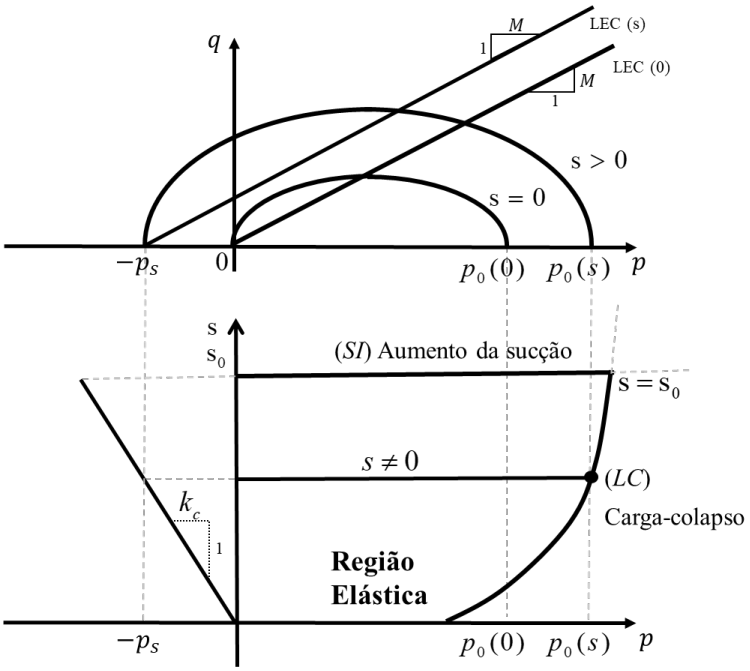


Figura 2.18 - Representação das superfícies de escoamento no plano (p, q) e a projeção no plano (p, s) (adaptado de Alonso *et al*., 1990).

A Figura 2.18 mostra a superfície de escoamento (p, q) relacionada à tensão de pré-adensamento do solo saturado, $p_0(0)$, e a linha de estado crítico do solo saturado (LEC), com inclinação M. Ao considerar a condição de solo não saturado, a superfície de escoamento é delimitada pela tensão atuante em determinado valor de sucção, $p_0(s)$ e $-p_s$, tensão de pré-adensamento do solo não saturado e tensão mínima para determinado valor de sucção, respectivamente. Nas duas condições a inclinação M permanece constante.

A projeção no plano (p, s) mostra que as curvas de escoamento LC e SI delimitam a região elástica. A curva de escoamento SI é definida pelo valor da sucção (s_0) a partir do qual ocorrem deformações plásticas. A curva LC é delimitada pela tensão de pré-adensamento correspondente ao valor da sucção de SI.

Considerando que os incrementos coesivos variam linearmente com a sucção, as elipses interceptam o eixo p no ponto $-p_s$, portanto (Eq. 2.17):

$$-p_s = -\kappa_c \cdot s \qquad \text{(Eq. 2.17)}$$

Desse modo, a função que define as superfícies elípticas de escoamento (*LC*) é (Eq. 2.18):

$$f_{LC} = \left(\frac{q}{M}\right)^2 - (p + p_s)(p_0(s) - p) = 0 \qquad \text{(Eq. 2.18)}$$

onde,

p_s: tensão mínima correspondente ao valor da sucção;

κ_c: é a constante que descreve o aumento da coesão com o incremento da sucção;

q: tensão desviadora;

M: inclinação da reta de estado crítico, $M = \frac{6sen\phi'}{3-sen\phi'}$;

p: tensão média efetiva.

A Equação 2.19 representa a função que define a curva de escoamento *SI*.

$$f_{SI} = s - s_0 = 0 \qquad \text{(Eq. 2.19)}$$

A Figura 2.19 representa a superfície de escoamento do BBM no espaço tridimensional (*p*, *q*, *s*).

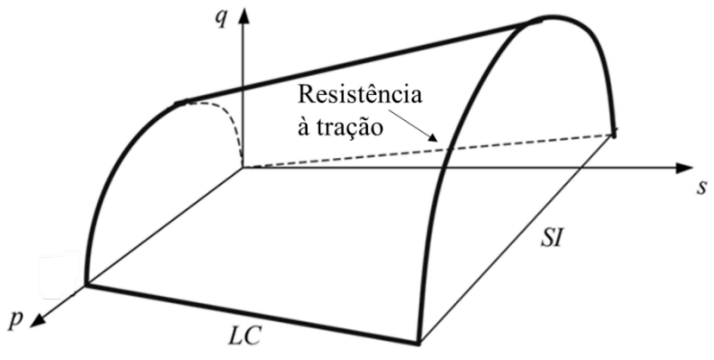


Figura 2.19 - Representação tridimensional das superfícies de escoamento no espaço (*p*, q, s) (adaptado de Alonso *et al*., 1990).

2.3.2. Implementação do BBM no Plaxis

Os parâmetros para simulação da trajetória de secagem e umedecimento no programa são (Tab. 2.2):

Tabela 2.2 – Parâmetros do BBM no Plaxis (Bentley, 2023).

Parâmetro	Descrição	Unidade
ν'	Coeficiente de *Poisson*	-
κ	Inclinação da linha de expansão no plano (v, $\ln p'$)	-
λ	Inclinação da linha de compressão do solo saturado no plano (v, $\ln p'$)	-
κ_s	Inclinação da linha de expansão no plano (v, $\ln s$)	-
K_s	Fator relacionado à resistência atração devido à sucção	-
ϕ	Ângulo de atrito no estado crítico	º
e_0	Índice de vazios inicial	-
p_r	Tensão efetiva média de referência	kN/m²
r	Parâmetro de rigidez do solo com a sucção	-
β	Parâmetro que controla o aumento da rigidez do solo com a sucção	m²/kN
α	Coeficiente do potencial plástico	-
K_0^{NC}	Coeficiente de empuxo em repouso na consolidação normal	-
OCR	*Overconsolidation ratio* (Razão de sobreadensamento)	-
POP	*Pre-Overburden pressure* (Tensão de pré-adensamento)	kN/m²

Como o modelo é elastoplástico, a deformação total é dividida nas partes elástica e plástica (Eq. 2.20). Essas deformações são induzidas por duas variáveis de tensão ($\boldsymbol{\sigma'}$) (Eq. 2.21) e s (Eq. 2.7).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{e}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{p}} \quad \text{(Eq. 2.20)}$$

$$\boldsymbol{\sigma'} = \boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\delta}\left[S_{eff} \cdot u_w + (1 - S_{eff})u_a\right] \quad \text{(Eq. 2.21)}$$

onde,

$\boldsymbol{\sigma'}$: tensão efetiva de Bishop;

$\boldsymbol{\sigma}$: tensor de tensão total;

$\boldsymbol{\delta}$: tensor identidade de segunda ordem;

S_{eff}: saturação efetiva, $S_{eff} = \frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}}$;

s_{res} e s_{sat}: são a saturação residual e saturada, respectivamente.

Como mencionado anteriormente, as deformações elásticas e plásticas são decompostas em componentes volumétricas (ε_v) e cisalhantes ($\boldsymbol{e}$) (Eq. 2.22).

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{3}\varepsilon_v \boldsymbol{\delta} + \dot{\boldsymbol{e}} \qquad \text{(Eq. 2.22)}$$

No Plaxis, a pressão de referência no nível zero é igual à pressão atmosférica. Portanto, u_a é igual a 0 (zero) e a sucção (s) é igual a $-u_w$. Desse modo, o tensor de tensão efetiva de Bishop pode ser reescrito da seguinte maneira (Eq. 2.23):

$$\boldsymbol{\sigma'} = \boldsymbol{\sigma} + \boldsymbol{\delta} s = \frac{1}{3} p' \boldsymbol{\delta} + \boldsymbol{\delta} s \qquad \text{(Eq. 2.23)}$$

A taxa de deformação elástica volumétrica pode ser calculada pela Equação 2.24, enquanto a taxa de deformação cisalhante é escrita como (Eq. 2.25):

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{\dot{p}'}{p'} + \frac{\kappa_s}{1 + e_0} \frac{\dot{s}}{s + p_{atm}} \qquad \text{(Eq. 2.24)}$$

$$\dot{\boldsymbol{e}}^{\boldsymbol{e}} = \frac{\dot{\boldsymbol{s}}}{2G} \qquad \text{(Eq. 2.25)}$$

onde,

e_0: índice de vazios inicial;

G: módulo de cisalhamento, $G = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \frac{(1+e_0)p'}{\kappa}$.

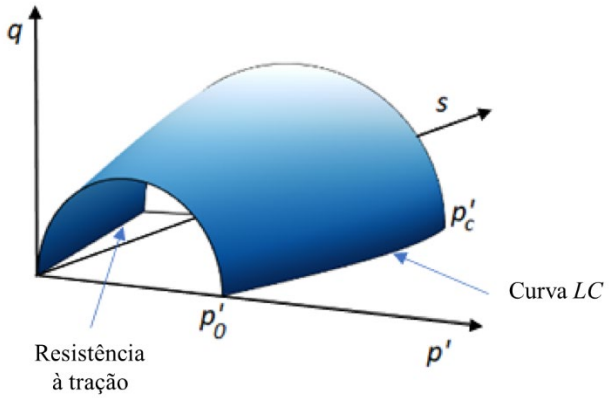


Figura 2.20 - Representação das superfícies de escoamento do BBM no Plaxis (adaptado de Bentley, 2023).

O programa considera o modelo representado no espaço estendido (*p'*, *q*, *s*) (Fig. 2.20). No entanto, as superfícies de escoamento são representadas no plano (*p'*, *q*) (Fig. 2.21).

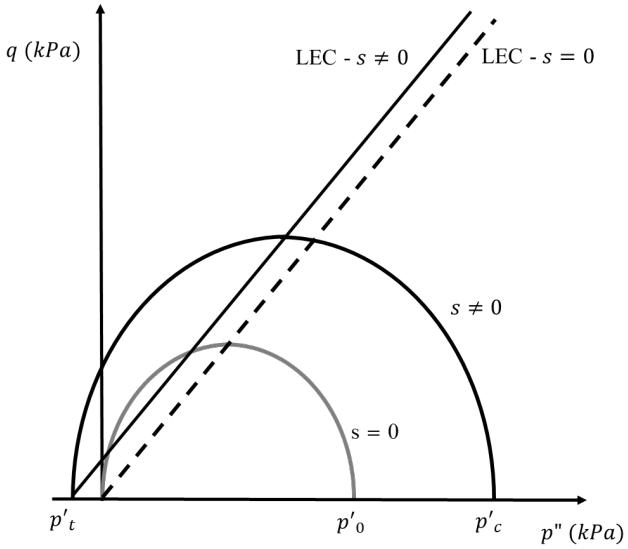


Figura 2.21 - Projeção das superfícies de escoamento no plano (*p'*, *q*) (adaptado de Bentley, 2023).

A superfície de escoamento é descrita pela função abaixo (Eq. 2.26, 2.27, 2.28, 2.29 e 2.30):

$$f = q^2 - \left(\frac{g(\theta)}{g(-1)}\right)^2 M^2(p' + p'_t)(p'_c - p') \qquad \text{(Eq. 2.26)}$$

onde,

$$g(\theta) = \left(\frac{2\alpha_\phi}{1 + \alpha_\phi + (-\alpha_\phi)\sin(3\theta)}\right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{(Eq. 2.27)}$$

g: potencial plástico;

α_ϕ: coeficiente em função do ângulo de atrito, $\alpha_\phi = \left(\frac{3-\sin\phi}{3+\sin\phi}\right)^4$;

$$\sin(\theta) = -\left(\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right) \quad \text{(Eq. 2.28)}$$

$$M = \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi} \quad \text{(Eq. 2.29)}$$

$$p'_t = k_s s \quad \text{(Eq. 2.30)}$$

$$\left(\frac{p'_c}{p_r}\right) = \left(\frac{p'_0}{p_r}\right)^{\frac{[\lambda_0 - \kappa]}{[\lambda(s) - \kappa]}} \quad \text{(Eq. 2.31)}$$

$$\lambda(s) = \lambda_0[(1 - r)\mathrm{e}^{-\beta s} + r] \quad \text{(Eq. 2.32)}$$

Nas Equações 2.31 e 2.32, os parâmetros p_r, r e β relacionam-se com a forma da curva *LC*.

A introdução do parâmetro $g(\theta)$ representa um melhoramento, tanto do modelo Cam Clay Modificado quanto do BBM original, pois leva em consideração a triaxialidade da tensão e evita, portanto, a determinação de uma resistência superestimada. Neste caso, a função de escoamento assemelha-se à de Matsuoka-Nakai (Pedroso e Farias, 2011).

A regra de fluxo não associado é similar ao do BBM original (Eq. 2.33), assim como a regra de endurecimento (Eq. 2.34).

$$g = \alpha q^2 - \left(\frac{g(\theta)}{g(-1)}\right)^2 M^2(p' + p'_t)(p'_c - p') \quad \text{(Eq. 2.33)}$$

$$\dot{p}'_0 = \frac{\nu\dot{\varepsilon}_v^p}{\lambda_0 - \kappa} p'_0 \quad \text{(Eq. 2.34)}$$

2.4. MODELOS FÍSICOS EM GEOTECNIA

A Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (*ISSMGE – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*) define a modelagem física como uma representação física simplificada de um problema com condições de contorno finitas para o qual busca-se similaridade respeitando-se regras de escala.

O projeto dos modelos precisa ater-se aos seguintes aspectos: a idealização adotada para representar o geomaterial e o comportamento da estrutura, os efeitos geométricos, os custos de construção e o meio ambiente (Al Heib *et al*., 2020).

As principais vantagens dos modelos físicos são a rapidez na execução, a possibilidade de serem replicados em mais de um estudo, a possibilidade de serem levados a condições extremas e a possibilidade de variação dos parâmetros a fim de estudar sua influência.

A modelagem física permite prever o comportamento da estrutura real e, ainda que apresente limitações, estas podem ser reduzidas seguindo regras de similaridade. A similaridade compreende não só a estrutura, como também as condições de contorno, o sistema de carregamento e as leis comportamentais atuantes no caso real (Jenck, 2005). Atendidas essas regras, as soluções encontradas com o modelo podem ser aplicadas em obras reais.

Existem dois tipos de modelagem física na mecânica dos solos (Jenck, 2005):

- O modelo físico é o original, e seu comportamento é comparado com métodos de análise, podendo ter como objetivo melhorar esses métodos. Os resultados obtidos nesse caso não são aplicáveis ao dimensionamento de estruturas reais, mas ajudam a estabelecer princípios de dimensionamento. As regras de similaridade não são de primordial importância.

- O modelo físico é uma réplica da estrutura real e permite prever o seu comportamento ao satisfazer os princípios de similaridade.

Experimentos em escala real foram conduzidos anteriormente para compreender o mecanismo de transferência de carga no sistema de inclusões rígidas. Xing *et al*. (2014) e Pham *et al*. (2019) executaram modelos de campo em escala real com e sem o reforço de inclusões rígidas.

a) Xing *et al*. (2014)

Xing *et al*. (2014) realizaram dois testes em escala real com o objetivo de investigar o comportamento da PTC. O subsolo foi reforçado com inclusões de concreto com capitéis no topo. Os modelos contaram com camadas de distribuição de carga constituídas por pedregulho, das quais apenas uma foi reforçada com geogrelha. Os modelos foram instrumentados com *strain gauges*, um inclinômetro e células de tensão total.

Os modelos foram executados como protótipos do projeto de uma usina termelétrica na cidade de Jingjiang, na província de Jiangsu, na China, na qual se previa a construção de tanques circulares de armazenamento de carvão com 120 m de diâmetro e 16 m de altura. Sabendo-se que o solo do local consiste em argila mole e a capacidade de carga não atende ao projeto, foi considerada a implantação de uma plataforma de transferência de carga reforçada ou não com geogrelha.

A estratigrafia do solo a partir da superfície é a seguinte: uma camada de 1,4 m de espessura de argila siltosa; camada de 3,2 m de argila siltosa mole; camada de 4,3 m de argila siltosa; camada de 3,1 m de silte; camada de 2,9 m de argila siltosa; camada de 12,9 m de areia fina; e uma camada de 14 m de areia fina siltosa subjacente a uma camada de areia fina.

Os modelos foram construídos a uma distância superior a 20 m um do outro para evitar a influência mútua em ambos os testes. Os dois modelos apresentaram a mesma configuração, com a diferença apenas na PTC reforçada com geogrelha.

Foram executadas 7 inclusões vazadas de concreto protendido com 0,6 m de diâmetro externo e 0,38 m de diâmetro interno, distribuídas de forma triangular com 3,5 m de espaçamento e 34 m de comprimento (segmentos de 12 m, 11 m e 11 m, respectivamente).

Os capitéis quadrados com lado de 1,5 m de comprimento foram posicionados sob a PTC de 1 m de altura. Acima da fundação foi executado cilindro de aço com 9,5 m de diâmetro e 16 mm de espessura para conter o preenchimento de areia que recebeu o carregamento composto por grandes blocos de concreto (Fig. 2.22).



Figura 2.22 - Vista de um dos modelos de Xing *et al*. (2014).

Os principais resultados obtidos pelos autores foram os seguintes:

- A força axial na inclusão rígida foi distribuída de forma não-linear ao longo do fuste;
- O atrito lateral negativo foi distribuído na porção superior da inclusão. Outro ponto, foi que o atrito negativo no ensaio com geogrelha foi inferior ao teste sem geogrelha;
- A pressão de contato no capitel central do teste com geogrelha foi superior ao ensaio sem geogrelha;
- A adição de geogrelha não influencia consideravelmente a eficiência do sistema, visto que com geogrelha *E* foi igual a 80,2%, o que representou um aumento de apenas 2,5% em relação ao sistema sem geogrelha (*E* = 77,7%).

b) Pham *et al*. (2019)

Pham *et al*. (2019) executaram modelos físicos constituídos por uma inclusão isolada, uma sapata sobre solo não reforçado e sapata sobre solo reforçado. No caso das sapatas foram consideradas três formas diferentes de carregamento: cargas verticais centradas e excêntricas, cargas horizontais e múltiplos carregamentos cíclicos.

Os modelos apresentaram as seguintes configurações: inclusões rígidas com 0,32 m de diâmetro; 5,5 m de comprimento; e PTC com 0,5 m de altura. A Figura 2.23 mostra os modelos de sapatas com e sem reforço de inclusões rígidas.

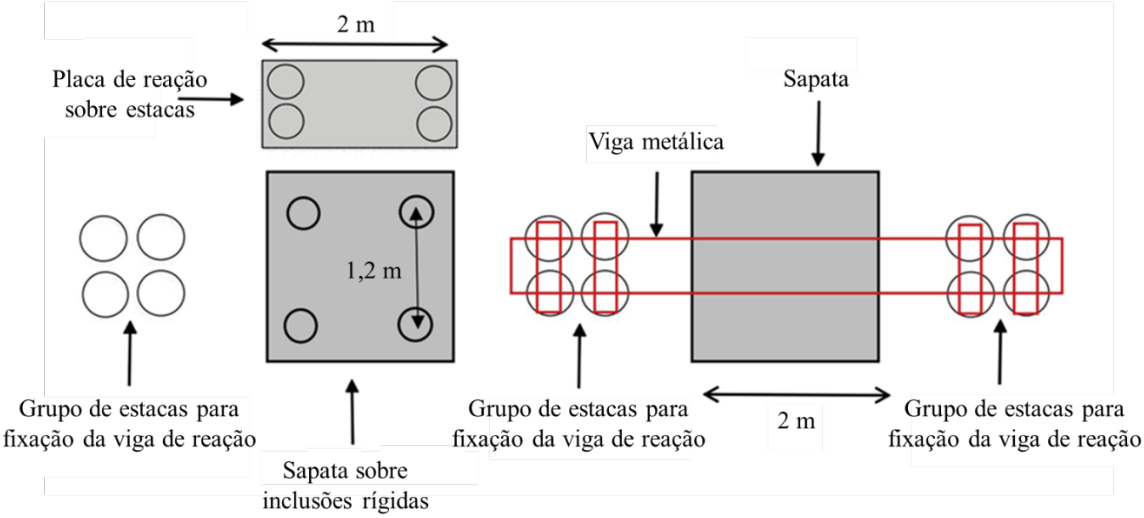


Figura 2.23 - Configuração dos modelos de Pham *et al*. (2019).

O local de testes foi a cidade de Venette, na França, com estratigrafia composta por: uma camada de 1 m de espessura de aterro; seguida por uma camada de 4 m de silte; uma camada de 4,5 m de areia e pedregulho; e camadas de calcário com consistência mole a dura compreendendo o total de 15,5 m de espessura.

Os modelos foram instrumentados com células de tensão total, transdutores de deslocamento, extensômetros de haste, tiltímetro e inclinômetro.

Os principais resultados obtidos foram:

- As tensões medidas no topo das inclusões rígidas foram significativamente superiores às tensões transmitidas ao solo reforçado, o que indica uma boa eficiência do sistema de fundação. Diferentes excentricidades da carga vertical provocam diferentes cargas axiais nas inclusões;

- A tensão atuante no topo das inclusões foi reduzida a partir de um determinado número de ciclos de carga;

- O deslocamento vertical no solo reforçado foi reduzido pela metade quando comparado ao modelo sobre o solo não reforçado;

- Sob cargas de baixa magnitude, o sistema se comportou de maneira aproximadamente linear elástica, com recalque cumulativo insignificante após os ciclos de carga. Por sua vez, quando a carga vertical foi suficientemente grande (superior a 700 kN), ocorreu um deslocamento significativo da fundação e o recalque cumulativo sob cargas cíclicas foi observado.

c) Santos (2011)

Santos (2011) construiu 3 muros envelopados em escala real com resíduos de construção e solo silto-arenoso, reforçados com geogrelhas e geotêxtil não tecido no antigo Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB). Para verificar o desempenho dos muros, foram utilizados instrumentos como: células de tensão total, inclinômetros, medidores de recalque e extensômetros de cabo de aço e elétricos. O programa dos testes incluiu a inundação da camada de argila porosa com o objetivo de analisar o comportamento da estrutura com a indução do colapso.

O sistema de inundação utilizado foi composto por tubos de verificação, drenos de brita, valas de brita, piscinas e tubos de alimentação entre as piscinas (Fig. 2.24). Na base da fundação dos muros foram instaladas as valas de brita com seção transversal de 25 x 20 cm. As piscinas foram construídas à frente das faces dos muros e interligadas por tubos para manter o mesmo nível d'água durante o processo de inundação. A inundação ocorreu durante o tempo de 33horas e 17 minutos.



Figura 2.24 – Visão geral do sistema de inundação proposto por Santos (2011).

Santos (2011) registrou os deslocamentos laterais do solo de fundação dos muros durante 360 dias antes da inundação. Nesse período, apenas com a variação pluviométrico devido à mudança de estação climática, o solo acumulou um deslocamento máximo de 6,5 mm e, após a inundação esse valor evoluiu para 10,5 mm. O gráfico da Figura 2.25 mostra os perfis de deslocamento lateral no solo de fundação de um dos muros até 9 m de profundidade. Nota-se que até o final da construção do muro os deslocamentos foram desprezíveis, porém, antes da inundação, portanto, apenas com a variação pluviométrica, o deslocamento máximo chegou a 6,5 mm, ao passo que após a inundação, esse valor aumentou cerca de 60%, atingindo 10,5 mm.

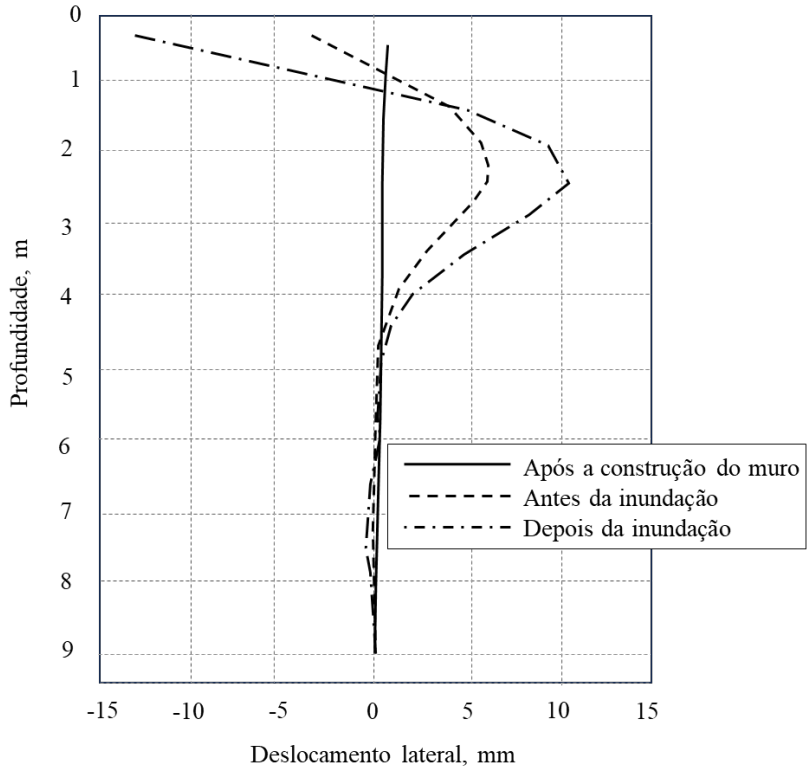


Figura 2.25 – Deslocamentos laterais no solo de fundação do muro 1 (adaptado de Santos, 2011).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EXPERIMENTAL

A pesquisa foi realizada numa área de testes próxima ao antigo Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEFECUnB), localizado no Campus Darcy Ribeiro na Asa Norte em Brasília, Distrito Federal (Fig. 3.1). A posição geográfica do local de testes é dada pelas coordenadas 15°45’58” de latitude sul e 47°52’23” de longitude oeste, com uma área de aproximadamente 115 m² (Fig. 3.2).



Figura 3.1 - Localização do antigo CEFECUnB.

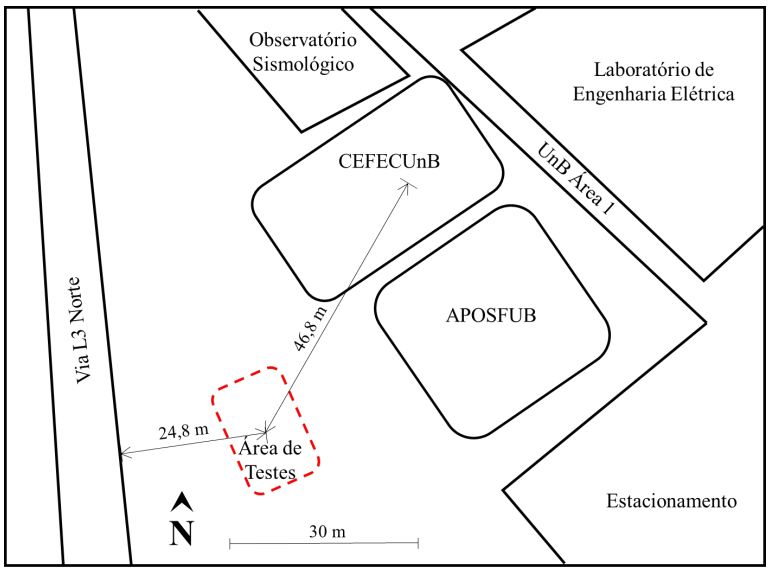


Figura 3.2 - Localização da área de testes dos modelos físicos.

O CEFECUnB foi vastamente estudado em diversos trabalhos acadêmicos (Cruz, 1987; Perez, 1997; Jardim, 1998; Sales, 2000; Cardoso, 2002; Guimarães, 2002; Mota, 2003; Coelho, 2013; Sales *et al*., 2015; Rodríguez-Rebolledo *et al*., 2019), além de representar adequadamente o perfil típico do solo de Brasília. A estratigrafia é composta por uma camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de "argila arenosa porosa". A argila porosa compreende a camada até 5,5 m, com alto índice de vazios (e), entre 1,3 e 1,6, N_{SPT} entre 2 e 4, baixa resistência de ponta (q_c), de 0,4 a 1,1 MPa, baixo grau de saturação e alta permeabilidade (k), entre 10^{-3} e 10^{-4} m/s. Devido à alta porosidade e tipo de ligação cimentícia, a argila porosa é altamente instável quando submetida ao aumento de umidade e/ou mudanças no estado de tensão, apresentando quase sempre uma variação de volume tão alta quanto a variação desses fatores, com potencial de colapso quando inundado sob uma tensão efetiva de 200 kPa (PC_{200}) de até 22%.

A camada situada entre 5,5 e 8,2 m de profundidade é composta por argila porosa com areia, que apresenta índice de vazios entre 0,9 e 1,15, N_{SPT} de 5 a 13, q_c entre 1,3 e 2,6 MPa, e PC_{200} até 11%. A partir de 8,2 m, o material compreende um solo saprolítico com fragmentos de rocha alterada com matriz siltosa, o N_{SPT} alcança até 20 e o q_c chega a superar 6 MPa. Na área do experimento foi observada uma camada superficial de aterro, cerca de 1 m de espessura, composto por material argiloso sobreadensado.

A Figura 3.3 apresenta o perfil estratigráfico do antigo CEFECUnB baseado nos trabalhos de Guimarães (2002), Mota (2003) e Rodríguez-Rebolledo *et al*. (2019), esse último estendeu as propriedades do solo saprolítico até 20 m de profundidade.

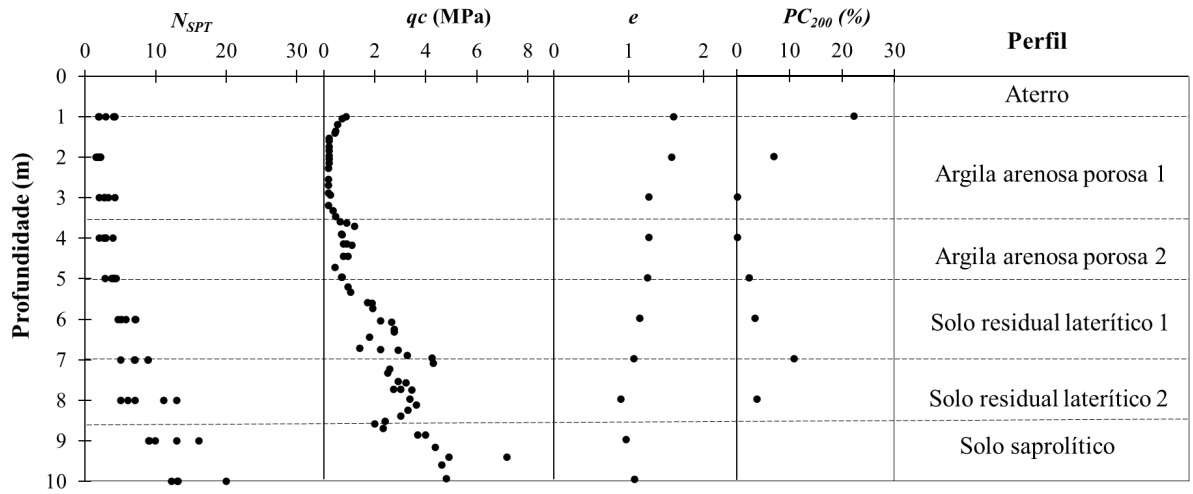


Figura 3.3 - Perfil estratigráfico do CEFECUnB.

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros médios do antigo Campo Experimental da UnB.

Tabela 3.1 – Parâmetros médios do solo do antigo CEFECUnB.

Parâmetro	Profundidade (m)					
	1,0	1,0 – 3,5	3,5 – 5,0	5,0 – 7,0	7,0 – 8,0	8,5 - 10
N_{SPT}	3	3	3	6	8	13
q_c	0,79	0,27	0,81	2,25	3,12	3,88
e	1,6	1,48	1,26	1,15	0,98	0,98
$^{(1)}PC_{200}$	22,3	9,8	0,87	5,6	7,35	3,8

(1) Potencial de colapso do solo inundado a uma tensão efetiva de 200 kPa

O posicionamento dos modelos físicos experimentais e a locação dos pontos de investigação são mostrados na Figura 3.4.

Com o objetivo de obter o perfil de umidade do solo antes e depois da inundação, foram executadas sondagens do tipo SPT e sondagens a trado (ST). O SPT1 e ST2 representam o local de sondagem quando o solo estava na condição de umidade natural. Já os SPT2, SPT3 e ST1 foram executados após a inundação da camada até 3,5 m de profundidade (argila porosa). Os permeâmetros de poço (PP) foram executados para determinar a vazão com a qual a água permeia o solo apenas com a ação da gravidade.

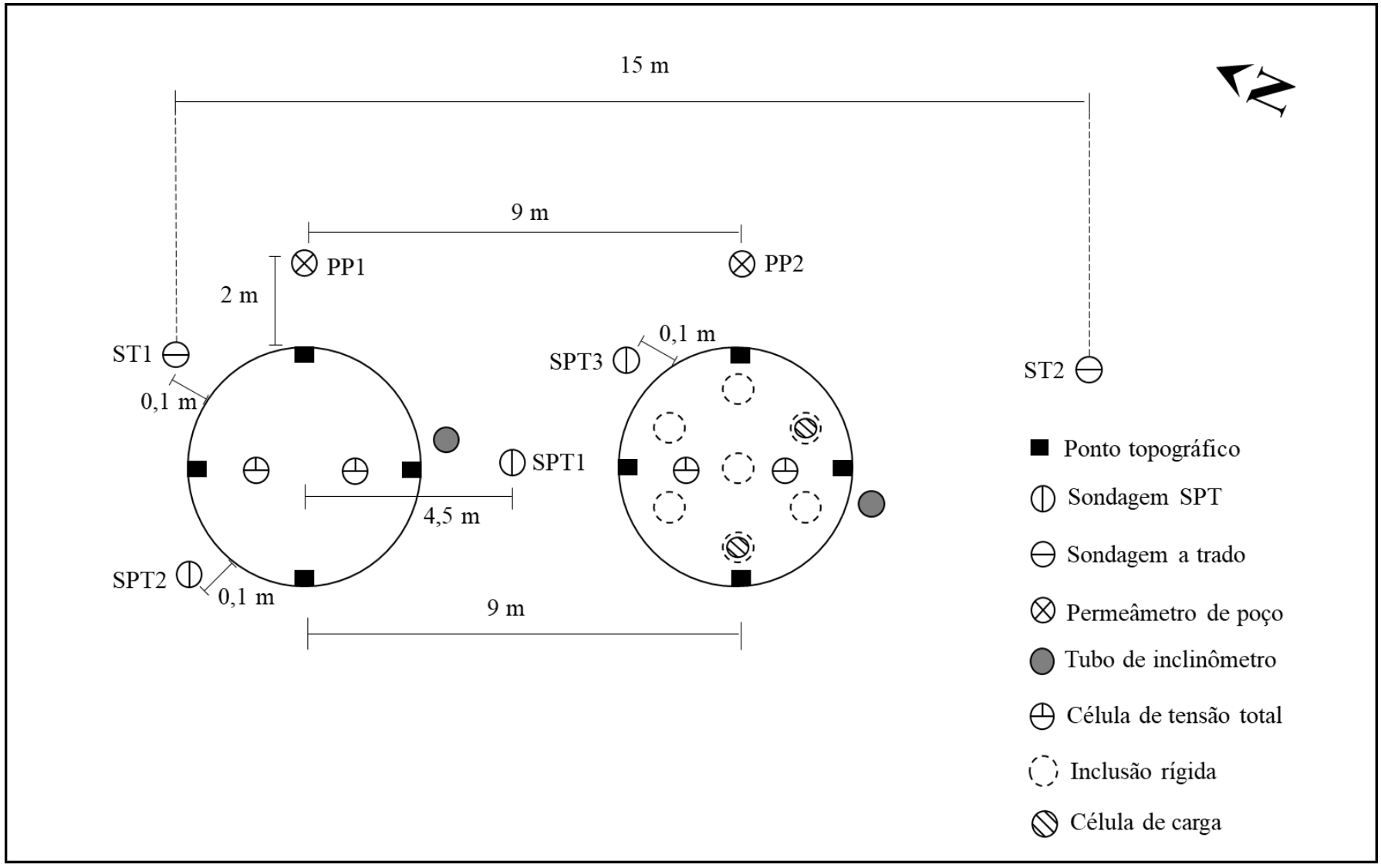


Figura 3.4 - Esquema dos modelos físicos, locação dos pontos de investigação e da instrumentação (sem escala).

3.2. MODELOS FÍSICOS

Com o objetivo de investigar o mecanismo de redistribuição de carga devido ao colapso, foram construídos modelos físicos em grande escala: o modelo de referência, composto por um radier de concreto armado apoiado diretamente sobre o solo da área de estudo, e o modelo com inclusões rígidas, constituído por um radier apoiado no sistema de inclusões rígidas.

Os modelos foram dimensionados de acordo com a proposta de Gomes (2020). O autor propôs a concepção de um modelo de referência (radier simples) e um modelo com inclusões rígidas para investigar as tensões e deslocamentos no solo a partir da aplicação de carga e posterior inundação da camada colapsível.

O modelo de referência foi adotado como modelo de referência, com o objetivo de obter as tensões transmitidas entre o radier e o subsolo e os deslocamentos verticais e horizontais sem o reforço das inclusões rígidas.

Os radiers (Fig. 3.5) foram construídos com 3 m de diâmetro e 0,3 m de altura. O sistema de inundação do solo foi constituído de tubos horizontais inseridos na estrutura do radier para entrada da água a ser bombeada. Entre a entrada de água e o radier foi instalado um hidrômetro digital a fim de controlar a vazão de abastecimento. Foram inseridos no solo drenos verticais perfurados de 5 cm de diâmetro e 3,5 m de comprimento (dentro da camada de argila porosa) para permitir a inundação do solo e indução do colapso.

O carregamento foi aplicado por meio de um tanque preenchido com brita nº4 saturada.

No modelo com inclusões rígidas a PTC foi construída com o mesmo diâmetro do radier (3 m) e 0,5 m de espessura. As inclusões rígidas como 0,3 m de diâmetro e 9,5 m de comprimento.

As dimensões foram definidas de modo a atender a viabilidade de construção na área de estudo. A seguir serão descritos os requisitos de dimensionamento e processo construtivo de cada elemento.

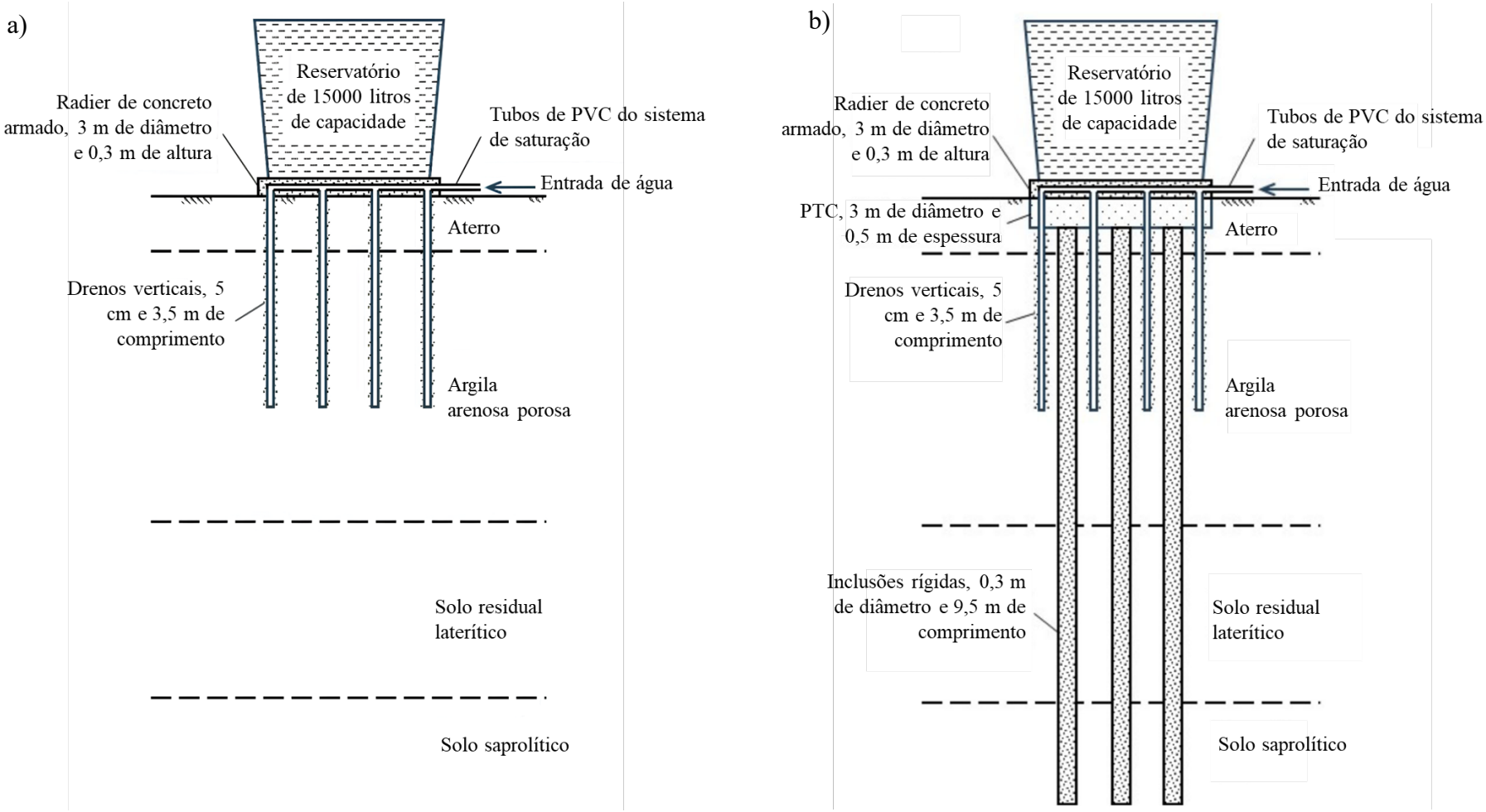


Figura 3.5 - Desenho esquemático dos modelos físicos experimentais: a) modelo de referência e b) modelo com inclusões rígidas (sem escala).

3.2.1. Inclusões Rígidas

O dimensionamento das inclusões rígidas foi iniciado com a definição da quantidade de inclusões. Para observar a redistribuição de carga entre as inclusões durante a aplicação de carga e a inundação do subsolo, posicionou-se uma inclusão central cercada por inclusões perimetrais e com a distribuição triangular, o que resultou em 7 inclusões (Fig. 3.6). As inclusões foram executadas *in situ* por escavação e, segundo a ASIRI (IREX, 2011), inclusões rígidas executadas sem deslocamento de solo devem ter no mínimo 0,25 m de diâmetro e espaçamento mínimo de 3 vezes o diâmetro. Desse modo, o diâmetro (a) adotado é 0,3 m e o espaçamento (s) é 1 m.

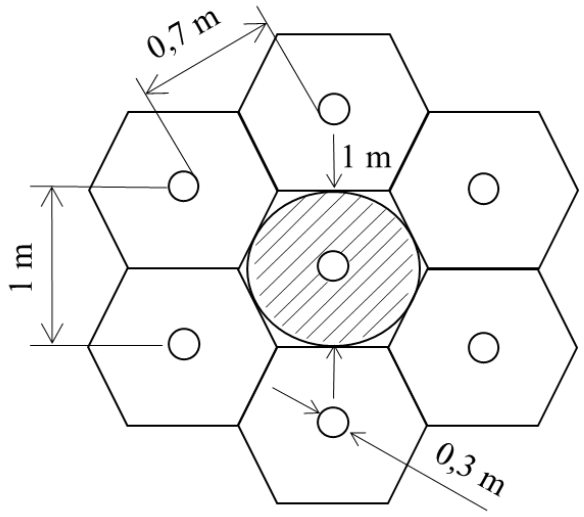


Figura 3.6 - Esquema de distribuição das inclusões rígidas.

A área da inclusão (A_c) é 0,1 m² e a área de influência (A) é 0,8 m². Portanto a taxa de cobertura calculada pela Equação 2.1 é de 9%, o que dispensa a necessidade de capitéis de acordo com a recomendação da ASIRI.

As inclusões tiveram o comprimento de 9,5 m, a fim de observar o desenvolvimento do atrito lateral, principalmente o atrito negativo a partir da indução do colapso. Por esse motivo, a concretagem foi executada da cota -0,5 a -10 m de profundidade, visto que acima das inclusões foi executada a camada de distribuição de carga com 0,5 m de espessura.

As escavações foram executadas com trado mecânico, foram executados 7 furos até 10 m de profundidade (Fig. 3.7).



(a) (b)

Figura 3.7 - Escavação dos furos para execução das inclusões rígidas.

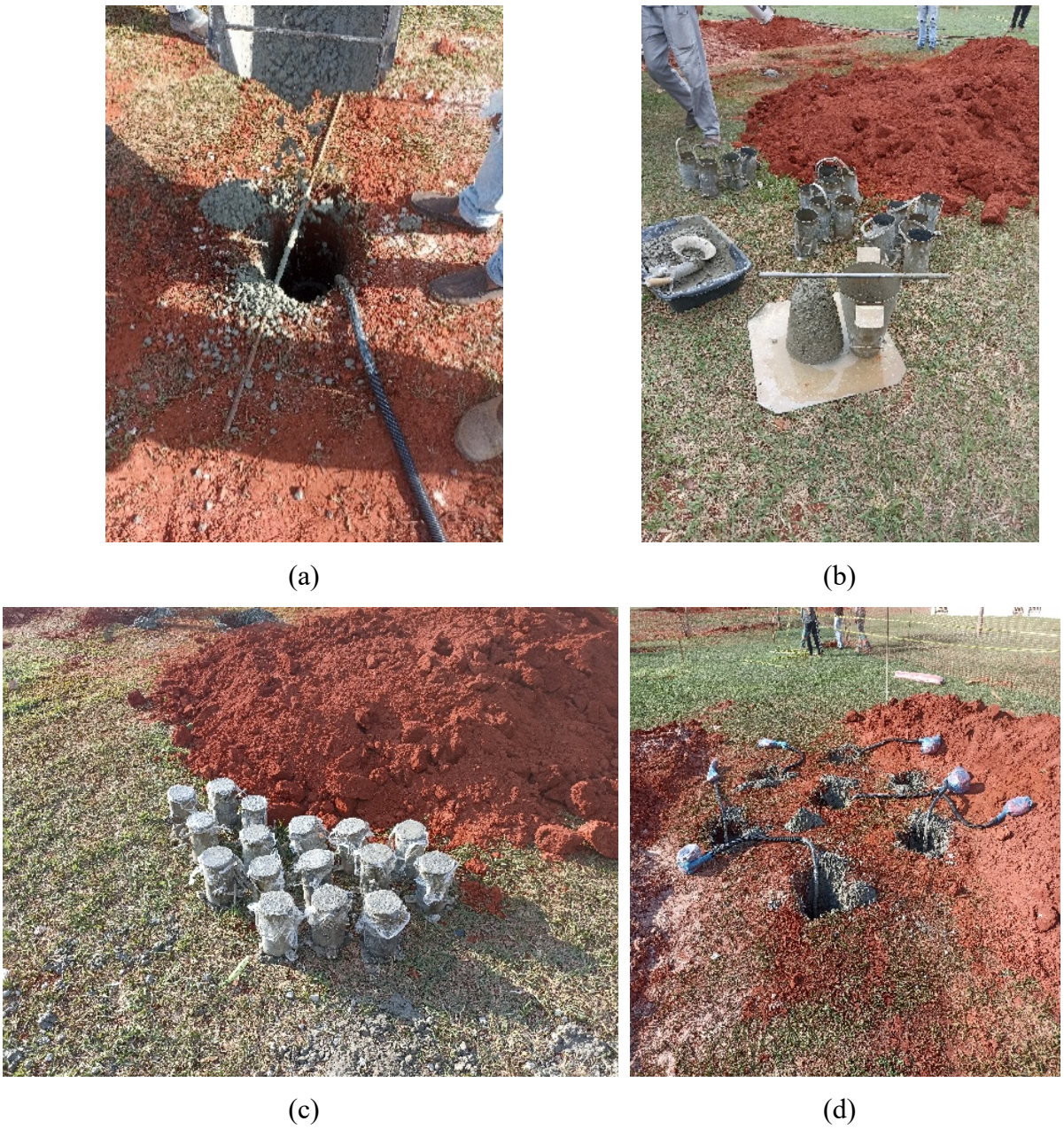
Os sensores de deformação foram inseridos nos furos com a ajuda de centralizadores feitos com barras de aço, porém, sem a finalidade estrutural, os cabos foram protegidos e posicionados acima da superfície (Fig. 3.8).



(a) (b)

Figura 3.8 - Posicionamento das barras instrumentadas e proteção dos cabos de aquisição de dados.

A Figura 3.9 mostra o processo de concretagem das inclusões. O concreto utilizado foi de resistência à compressão (f_{ck}) igual a 25 Mpa. Durante o processo de concretagem foram realizados o *slump test* do concreto (7 cm) e moldados os corpos de prova para o ensaio de resistência a compressão (f_{ck}, 25,3 MPa) e obtenção do módulo de elasticidade (E_r, 30 GPa) em laboratório.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 3.9 - Concretagem das inclusões rígidas: (a) lançamento do concreto, (b) execução do *slump test*, (c) moldagem dos corpos de prova para ensaio de compressão e módulo de elasticidade e (d) concretagem finalizada com todos os *strain gauges* posicionados.

Durante a regularização e nivelamento do topo das inclusões, as I1 e I6 ficaram com 9,4 m de comprimento, visto que a espessura do conjunto da célula de carga é 0,1 m, o que manteve todas os topos dos elementos com a mesma cota.

3.2.2. Sistema de Inundação do Subsolo

O sistema de inundação (Fig. 3.10) foi projetado para induzir o colapso da camada superficial de argila porosa até a cota -3,5 m. O procedimento de indução do colapso teve a intenção de provocar grandes deslocamentos, por esse motivo, não foram seguidas regras de similaridade geométrica, cargas externas ou da permeabilidade natural do solo.

Os tubos verticais conectaram-se com os horizontais dentro do radier. Os espaçamentos foram definidos com o objetivo de que a água de cada dreno atingisse um raio de 0,5 m, desse modo toda a área sob o radier seria igualmente saturada.

No tubo de abastecimento externo foi instalado um hidrômetro digital para medir o volume e vazão instantânea em L/min.

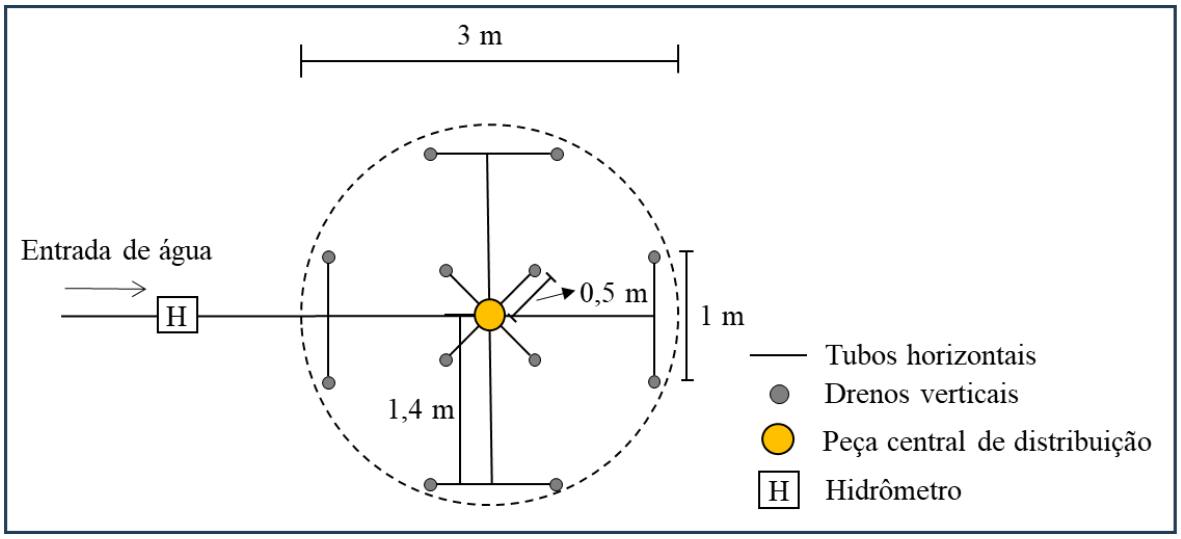


Figura 3.10 - Planta baixa do sistema de inundação (sem escala).

Os tubos horizontais e verticais foram de PVC com 25 mm de diâmetro. Os tubos verticais foram inseridos em poços com 5 cm de diâmetro e 3,5 m de comprimento. Esses poços foram escavados com trado manual, os tubos de PVC foram perfurados apenas na profundidade em contato com a camada de argila porosa e o espaço entre os tubos e a parede dos poços foi preenchido com material drenante do tipo pedrisco (Fig. 3.11).



(a) (b)

Figura 3.11 - Processo de execução dos drenos verticais: (a) escavação com trado manual até a cota -3,5 m e (b) preenchimento do espaço entre o tubo e a parede do furo com pedrisco.

Os tubos verticais foram prolongados até uma cota acima do terreno para a instalação dos tubos horizontais. O dispositivo de distribuição central foi posicionado para distribuição radial da água, composto por uma peça de 150 mm e dois caps (Fig. 3.12).



(a) (b)

Figura 3.12 - (a) Vista dos tubos verticais após a execução da camada de distribuição de carga e (b) tubos horizontais instalados após o posicionamento da malha metálica.

A Figura 3.13 mostra uma visão geral do sistema da inundação com todos seus componentes no local de estudo e na hora do ensaio.

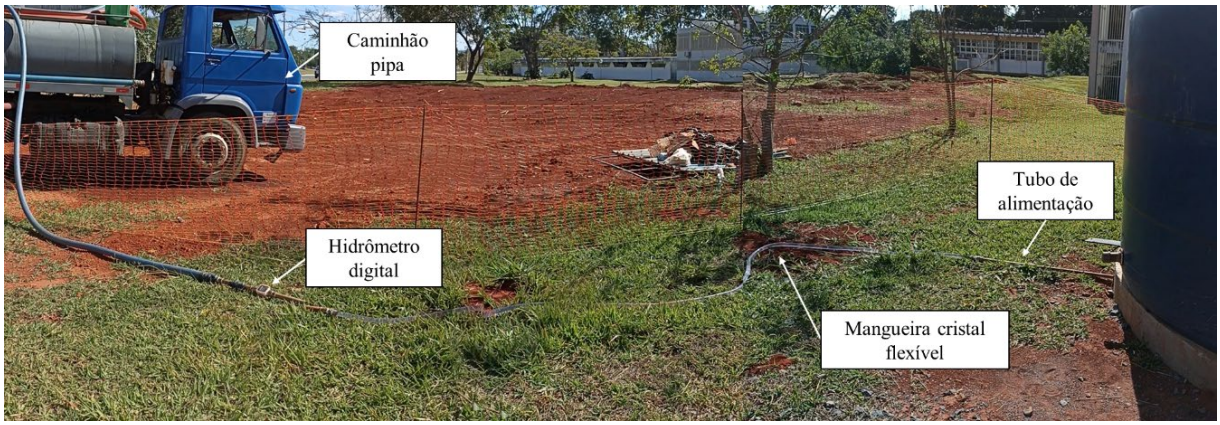


Figura 3.13 - Sistema de inundação com todos seus componentes.

3.2.3. Plataforma de Transferência de Carga

A plataforma de transferência de carga (PTC) foi executada com o solo escavado após a concretagem das inclusões. A espessura mínima da PTC (Eq. 3.1) para que não ocorram recalques diferenciais na superfície do terreno foi calculada pela norma britânica BS8006-1 (BSI, 2010) e ASIRI (IREX, 2011):

$$h_m \geq 0{,}7(s - a) \qquad \text{(Eq. 3.1)}$$

O espaçamento entre as inclusões é 1 m e o diâmetro do topo da inclusão é 0,3 m. Portanto, a altura da PTC (h_m) é igual a 0,5 m.

O material da PTC foi composto apenas pelo solo escavado compactado, e os parâmetros de compactação foram definidos de acordo com Buriticá García (2013), com peso específico seco (γ_d) igual a 15,42 kN/m³ e com umidade ótima igual a 23% na energia Proctor Normal. Foram aplicadas cinco camadas de solo com 0,1 m de altura final e o acréscimo de 260 L de água, aproximadamente (Fig. 3.14).



Figura 3.14 – Processo de compactação da plataforma de distribuição de carga.

A compactação foi executada com o auxílio de um compactador de solos movido à gasolina. Ao final do procedimento, foi possível obter os seguintes valores a partir do controle de execução: γ_d de 15,1 kN/m³ e umidade média de 26%. Portanto, o grau de compactação de 98% foi considerado satisfatório (Fig. 3.15).



(a) (b)

Figura 3.15 - (a) aspecto final da PTC e (b) controle tecnológico da compactação.

A PTC foi compactada entre duas camadas de areia média com 10 cm de espessura. O objetivo da camada inferior foi preencher o espaço entre as inclusões a fim de manter a camada de distribuição de carga apenas acima do topo das inclusões. Já a camada superior tinha a função de acomodar as células de tensão total para evitar interferências na deformação medida no diafragma das células.

3.2.4. Radier

Os radiers foram construídos com diâmetro de 3 m e altura de 0,3 m. A geometria circular foi selecionada a fim de minimizar a concentração de tensões nas bordas, e permitir a realização de uma análise axissimétrica na simulação numérica. O diâmetro foi selecionado para atender o carregamento desejado, visto que dimensões maiores exigiriam um sistema de aplicação de carga mais complexo.

A altura foi definida de modo a embutir os tubos horizontais do sistema de inundação e também contribuir com a sobrecarga aplicada. O radier foi de concreto armado, com resistência à compressão (f_{ck}) de 25 MPa, de acordo com a classe de agressividade ambiental descrita na NBR 6118 (ABNT, 2023), e uma tela metálica com barras de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro e 7 cm de espaçamento.

Para garantir que a placa de concreto não sofra os efeitos do carregamento uniforme e os recalques sejam iguais em todo o radier, a sua rigidez relativa foi calculada de acordo com os parâmetros de deformabilidade do solo e do concreto e a geometria.

Brown (1969) propôs a Equação 3.2 para calcular a rigidez relativa de um radier circular:

$$K_r = \left(\frac{E_r(1-\nu_s)}{E_s}\right)\left(\frac{t}{R}\right)^3 \qquad \text{(Eq. 3.2)}$$

E_r é o módulo de elasticidade do concreto; t é a espessura do radier e R é o raio; E_s e ν_s são o módulo de elasticidade na profundidade $z = R$ e o coeficiente de Poisson do material de fundação, respectivamente.

O módulo de elasticidade do radier foi calculado a partir da equação (Eq. 3.3) fornecida pela NBR 6118 (ABNT, 2023),

$$E_r = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} \qquad \text{(Eq. 3.3)}$$

onde,

α_E é um parâmetro determinado em função do agregado, igual a 1 para granito e gnaisse.

O módulo E_r é igual a 28 GPa; E_s na profundidade de 1,5 m é igual a 4,9 MPa, de acordo com Rebolledo *et al*. (2019); o coeficiente de Poisson adotado igual a 0,3; t e R foram 0,3 m e 1,5 m, respectivamente.

Desse modo, a rigidez relativa é 32, de acordo com Brown (1969), radiers circulares com valores de K_r acima de 10 apresentam a deflexões relativas praticamente nulas.

O processo executivo dos radiers seguiu a seguinte ordem (Figura 3.16): após o posicionamento da tela metálica e a finalização do sistema de inundação, a fôrma do radier foi montada; o concreto usinado foi lançado diretamente do caminhão e espalhado com o auxílio de enxadas, tomando cuidado para não deslocar os tubos de PVC; o concreto foi vibrado com auxílio de um equipamento mecânico para garantir o correto espalhamento em toda a fôrma, incluindo a região abaixo dos tubos; após 7 dias de cura a fôrma foi desmontada e o concreto apresentou aparência homogênea e sem fissuras.



(a) (b) (c)

Figura 3.16 - Processo de execução dos radiers: (a) lançamento do concreto, (b) adensamento do concreto e (c) retirada da fôrma após o período de cura.

3.2.5. Sistema de carregamento

O carregamento foi composto pelo peso próprio do radier e um tanque preenchido com brita nº4 saturada. O modelo de referência foi o primeiro a ser testado, com o objetivo de determinar a magnitude dos esforços e dos recalques, sem o reforço das inclusões rígidas, e definir a metodologia mais apropriada.

No primeiro momento foi utilizado um tanque com 1,93 m de altura e 2,78 m de diâmetro. A brita foi colocada dentro do tanque e posteriormente, os vazios foram preenchidos com água de um caminhão pipa. A pressão aplicada apenas pelo radier é de 7,5 kPa (53 kN), calculada utilizando-se a Equação 3.4.

$$q_r = \gamma_{conc} \cdot h_r \quad \text{(Eq. 3.4)}$$

onde,

q_r: é a pressão aplicada no solo pelo peso próprio do radier;

γ_{conc}: peso específico do concreto armado, igual a 25 kN/m³;

h_r: altura do radier, igual a 0,3 m.

A pressão aplicada pelo peso da brita nº4 saturada é 30,8 kPa (219 kN), calculada a partir da Equação 3.5.

$$q_{bs} = \frac{\gamma_{bs} \cdot V_{tanque}}{A_r} \quad \text{(Eq. 3.5)}$$

Onde,

q_{bs}: é a pressão aplicada pelo peso da brita nº 4 saturada;

γ_{bs}: peso específico da brita nº 4 saturada, igual a 21,9 kN/m³;

V_{tanque}: volume interno do tanque, 10 m³;

A_r: área do radier, igual a 7,1 m².

A pressão total aplicada é a soma de q_r e q_{bs}, igual a 38 kPa (271 kN). Numa segunda tentativa, optou-se por utilizar um tanque maior (Fig. 3.17) com volume igual a 15 m³. A nova pressão provocada pelo carregamento da brita (q_{bs}) é igual a 46,3 kPa (328,5 kN), resultando em uma pressão total de 54 kPa (381 kN), ou seja, cerca de 40% de incremento de carga.



(a) (b)

Figura 3.17 - Dimensões dos tanques utilizados na sobrecarga: (a) primeiro tanque com a pressão de 38 kPa (271 kN) e (b) segundo tanque com a pressão de 54 kPa (381 kN).

O processo de enchimento do tanque e saturação da brita é mostrado na Figura 3.18.



Figura 3.18 – Processo de enchimento do tanque e saturação da brita.

3.3. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

3.3.1. Aspectos gerais

A análise experimental compreendeu o monitoramento dos modelos físicos a partir das medidas de esforços e deslocamentos provocados pelo acréscimo de tensão e posterior inundação do subsolo. Para isso, os elementos estruturais dos modelos foram instrumentados com equipamentos medidores.

Foram utilizados medidores de deformação (*strain gauges*) e células de tensão total, células de carga, tubos de inclinômetro e placas de controle de recalque, com o objetivo de medir tensão, carga e deslocamento horizontal e vertical, respectivamente.

As inclusões rígidas 3, 4 e 5 foram monitoradas por *strain gauges* distribuídos ao longo do seu comprimento, a fim de obter a distribuição de carga. Nas inclusões periféricas 1, 2, 6 e 7 os sensores foram instalados no topo para obter a carga transferida da PTC para as inclusões e a 3,5 m de profundidade, posição estimada do eixo neutro.

Células de tensão total foram instaladas no modelo de referência para verificar a tensão transferida do radier diretamente para o subsolo. Já os pontos topográficos, que compreendem placas metálicas fixadas nas bordas do radier, foram instalados para medir o recalque nas diferentes etapas dos testes. Os tubos guias do inclinômetro foram posicionados a 0,1 m da borda do radier, com as ranhuras na direção radial e comprimento de 10,5 m (Fig. 3.19).

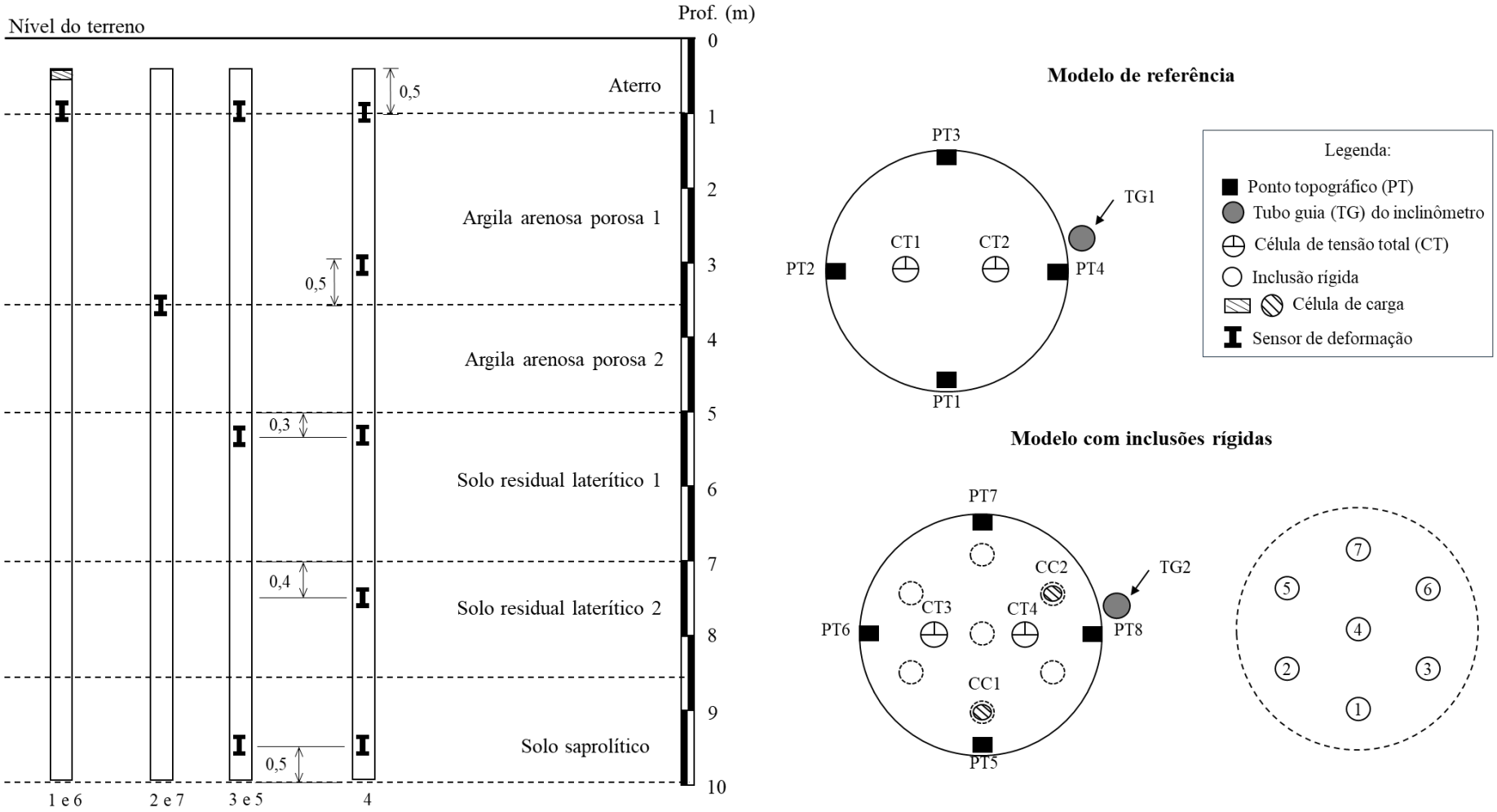


Figura 3.19 - Localização da instrumentação geotécnica (sem escala).

3.3.2. Medidores de Deformação (*Strain Gauges*)

Os medidores de deformação das inclusões rígidas foram posicionados no sentido longitudinal, ou seja, no sentido de aplicação da carga nas inclusões. Os medidores foram confeccionados de acordo com a metodologia proposta por Cruz Junior (2016) (Fig. 3.20). O autor realizou diversos testes com pilaretes de concreto e observou que, após o processo de cura, os sensores são capazes medir com precisão considerável as deformações na estrutura. Além disso, os módulos de elasticidade obtidos por meio dos medidores apresentaram equivalência de aproximadamente 92% do módulo de elasticidade do concreto (E_r) obtido em laboratório, aspecto importante para justificar o uso desse instrumento na presente pesquisa.



(a) (b)

Figura 3.20 - Medidores de deformação: (a) montagem do circuito e (b) proteção contra a umidade.

Depois de confeccionados, os medidores passaram por calibração livre, com três ciclos de carga e descarga para cada um. Foi utilizada uma prensa Humboldt, com célula de carga de 10 kN. Os *gauge fator* dos extensômetros foi de 2,15 e o *bridge factor* de 2,66. A frequência de aquisição de dados utilizada foi 5 Hz.

A quantidade e o posicionamento dos medidores nas inclusões rígidas foram definidos de acordo com simulação numérica prévia. Após o procedimento de confecção e calibração dos *strain gauges*, foram montadas barras de aço instrumentadas, ondem os medidores foram fixados. Além disso, espaçadores foram soldados para garantir a centralização da barra e o ajuste ao furo de 0,3 m. Os cabos foram fixados ao longo da barra com presilhas plásticas e protegidos para evitar que fossem cortados (Fig. 3.21).



(a) (b) (c)

Figura 3.21 - Montagem das barras de aço instrumentadas com os medidores de deformação: (a) fixação dos sensores, (b) posicionamento dos centralizadores e (c) proteção contra danos aos cabos.

Em seguida, os sensores foram protegidos contra choques e as barras instrumentadas foram transportadas até o CEFECUnB e inseridas nos furos das inclusões rígidas (Fig. 3.22).



(a) (b) (c)

Figura 3.22 - Instalação das barras instrumentadas: (a) proteção contra choques, (b) transporte até a área de estudo e (c) posicionamento dentro dos furos.

Os medidores de deformação foram configurados como *strain gauges* no *catmanEasy*. Onde a deformação foi lida em *microstrain* (μm/m) (Fig. 3.23) e posteriormente transformada em tensão (kPa) (Eq. 3.6) por meio do E_r (módulo de elasticidade) do concreto obtido no laboratório.

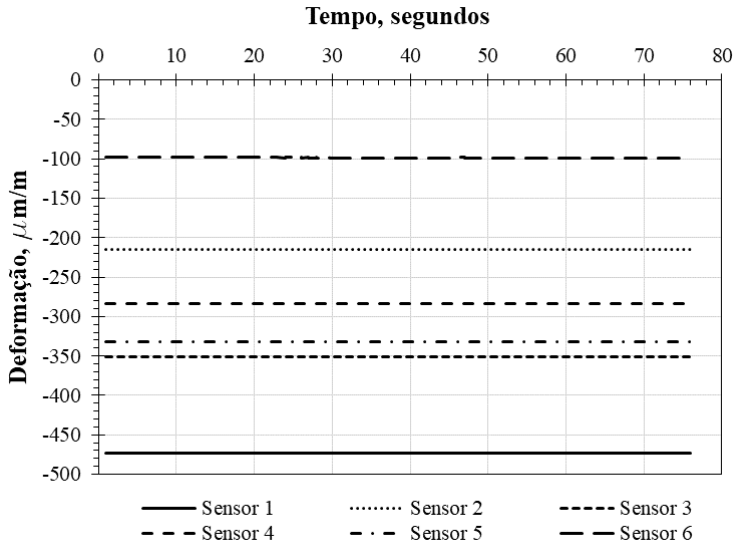


Figura 3.23 - Deformação medida em relação ao tempo, com frequência de 5 Hz.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \qquad \text{(Eq. 3.6)}$$

Onde,

σ: é a tensão axial;

ε: é a deformação;

E: módulo de elasticidade do concreto, igual a 30 GPa.

3.3.3. Células de Tensão Total

As células de tensão total também foram configuradas no *software* como *strain gauges* e a calibração foi executada em campo, com as células já posicionadas sobre o solo.

As células de tensão total (CT) do tipo diafragma foram confeccionadas no Laboratório de Geotecnia da UnB, com placas de aço inoxidável, cujas faces sensíveis tiveram em média 60 mm de diâmetro e espessura de acordo com a capacidade máxima (600 kPa).

A tensão é obtida a partir da correlação da deformação no diafragma medida por extensômetros colados na face em contato com o solo. Os extensômetros foram do tipo unidirecionais modelo PA-06-125AC-120-L (resistência de 120 ohms) e *gauge fator* (k) igual

a 2,16 e a resistência elétrica foi medida pelo circuito de Ponte de Wheatstone com quatro resistores em paralelo e em série (Fig. 3.24).

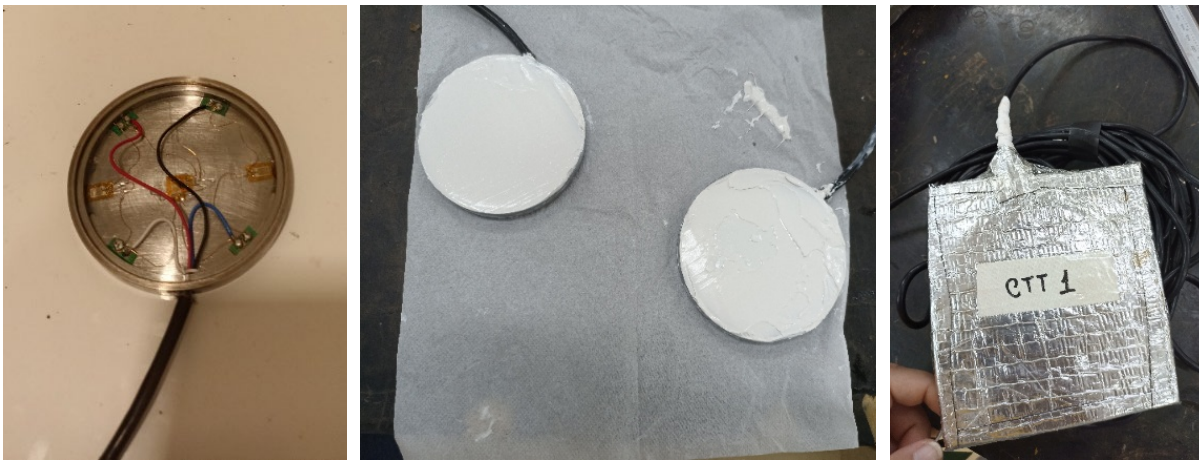


(a) (b)

Figura 3.24 - Células de tensão total: (a) imagem das placas e (b) resistores e terminais de solda colados.

Em seguida, o circuito foi fechado com a soldagem dos fios 26 AWG nos terminais, o cabo utilizado para alimentação e saída de tensão foi do tipo manga de 4 vias com blindagem.

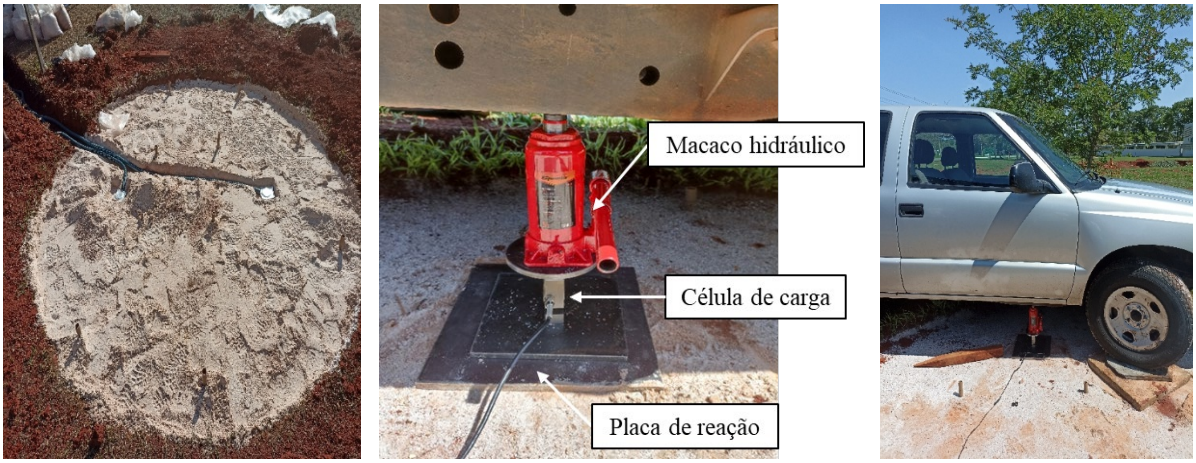
Após a colagem das tampas das células de tensão, elas foram impermeabilizadas com o intuito de proteger o circuito contra. Primeiramente foi aplicada uma camada de silicone impermeabilizante a fim de selar as bordas da tampa. A seguir, a célula foi coberta por remendo de borracha e manta asfáltica e, na região de entrada do cabo, foi aplicada uma camada generosa de fita veda rosca (Fig. 3.25).



(a) (b) (c)

Figura 3.25 - Células de tensão total: (a) circuito fechado, (b) impermeabilização com silicone e (c) proteção com remendo de borracha e manta asfáltica.

Depois de montadas, as células foram calibradas no próprio modelo de referência. Onde foi executada uma camada de areia média com 0,1 m de espessura para garantir a uniformidade de aplicação da tensão e evitar a ação de pedregulhos na face sensível das células. As células foram posicionadas na camada de areia cerca de 1 m das bordas e os cabos foram envolvidos com eletrodutos a fim de protegê-los durante a execução do radier. A calibração ocorreu por meio de um sistema de aplicação de carga composto por uma placa metálica, uma célula de carga e um macaco hidráulico com capacidade máxima de 5 toneladas. A carga foi aplicada por meio da reação de uma caminhonete (Fig. 3.26).



(a) (b) (c)

Figura 3.26 - Calibração das células de tensão total: (a) posicionamento das CTs na camada de areia, (b) proteção dos cabos com eletrodutos, (c) esquema de reação com o macaco hidráulico e (d) aplicação de carga com a caminhonete.

Os diagramas de calibração foram traçados (Fig. 3.27) a partir das cargas (kN) lidas pela reação do macaco hidráulico, que foram transformadas em tensão (kPa) por meio da área da placa de reação (29 x 29 cm), e das deformações nas células de tensão para obter as equações para o cálculo das tensões.

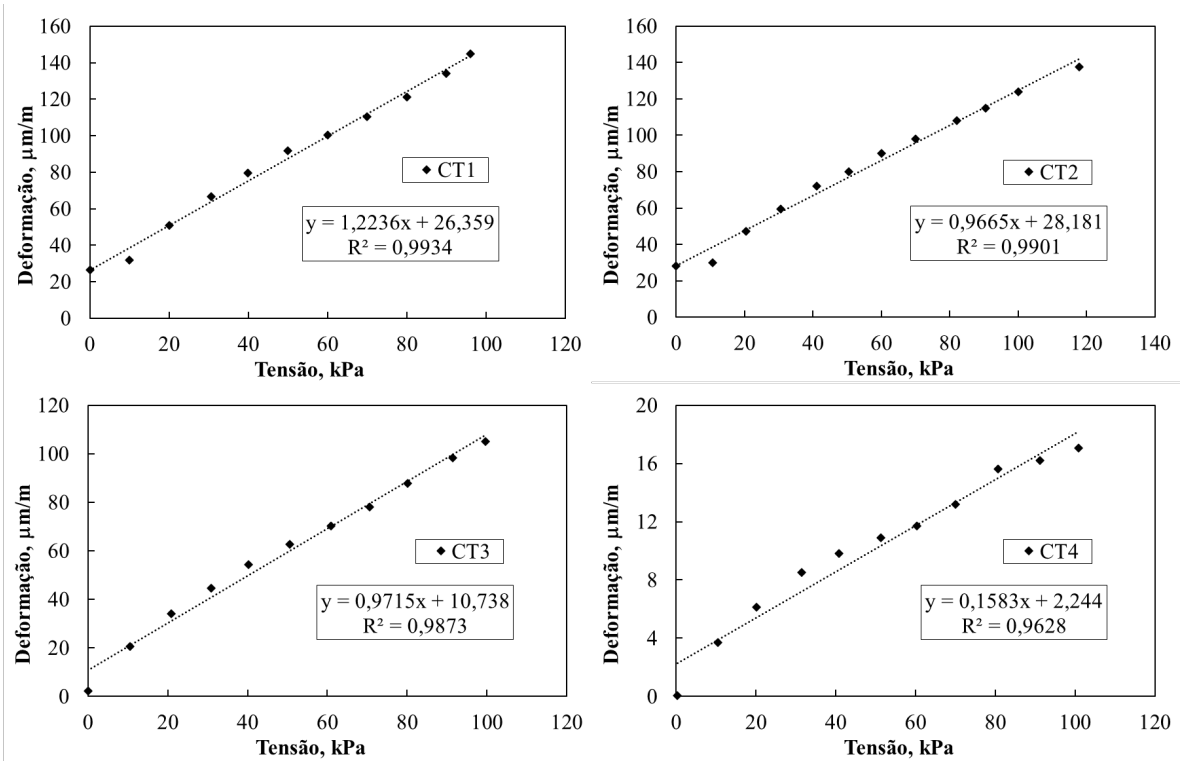


Figura 3.27 - Diagramas de calibração das células de tensão total.

3.3.4. Células de Carga

As células de carga foram instaladas no topo de duas inclusões rígidas com o objetivo de obter o módulo de elasticidade do concreto (E) sob as condições de contorno do experimento. A CC 1 foi instalada na inclusão 1 e a CC 2 foi instalada na inclusão 6 para que, conhecendo-se a força na cabeça da inclusão (F_c) e a área da seção transversal (A) (Eq. 3.7), fosse possível calcular o módulo de elasticidade do concreto a partir da deformação (ε_c) nos sensores próximos ao topo das inclusões (Eq. 3.8).

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} \qquad \text{(Eq. 3.7)}$$

$$E = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} \qquad \text{(Eq. 3.8)}$$

Conhecido o módulo de elasticidade, é possível calcular a carga (F_{si}) nos pontos de instalação dos sensores (i) a partir das deformações medidas (ε_{si}, Eq. 3.9).

$$F_{si} = E \cdot A \cdot \varepsilon_{si} \qquad \text{(Eq. 3.9)}$$

As células de carga têm capacidade máxima de 50 kN e foram montadas com chapas metálicas de 10 mm de espessura rosqueadas no mesmo diâmetro das inclusões rígidas. O espaço entre as chapas foi preenchido com tiras de borracha (Fig. 3.28), o conjunto foi impermeabilizado a fim de proteger as células de carga da ação da água. A impermeabilização consistiu na cobertura total do conjunto com remendo de borracha e manta asfáltica.



Figura 3.28 – Processo de preparação e impermeabilização das células de carga.

Os conjuntos das células de carga foram calibrados no Laboratório de Engenharia Mecânica da UnB, com a máquina de ensaios MTS 810 – *Material Test System* (Fig. 3.29).



Figura 3.29 – Máquina de ensaios MTS 810 (*Material Test System*).

As células de carga foram configuradas como sensores de ponte completa, portanto, foram tomados os valores instantâneos de voltagem (mV/V) para os ciclos de carga e descarga com intervalos de 5 kN (Fig. 3.30). Após a configuração das células de carga, elas foram submetidas novamente aos carregamentos na máquina de ensaio para realização de um teste de

carga, agora com intervalos de 10 kN. A diferença entre a carga aplicada e a lida pela célula foi inferior a 10% em todos os estágios.

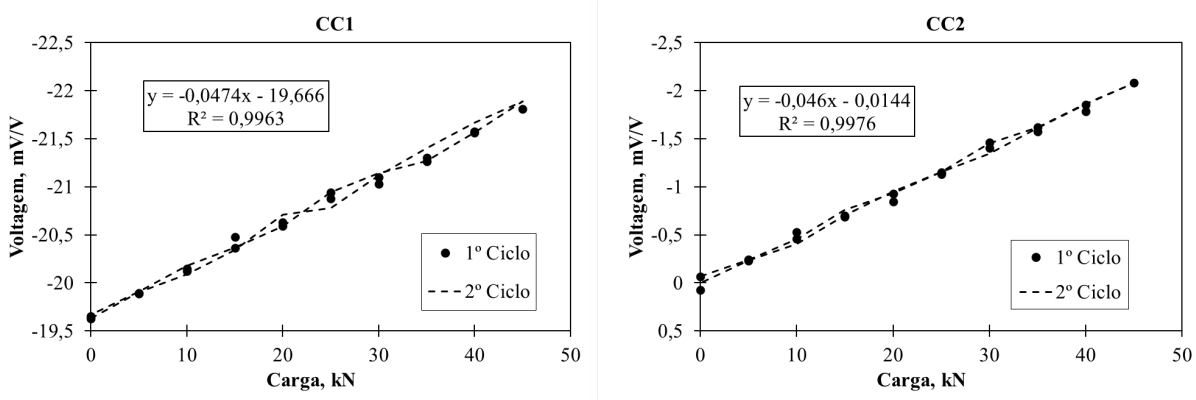


Figura 3.30 - Diagramas de calibração das células de carga.

As células de carga foram instaladas após a regularização e nivelamento do topo das inclusões (Fig. 3.31).



Figura 3.31 – Células de carga instaladas nas inclusões 1 e 6.

3.3.5. Sistema de Aquisição de Dados

Para aquisição dos dados foi utilizado o módulo Quantum MX840A da HBM (Fig. 3.32), conectores do tipo VGA macho com 15 pinos. Foi necessária a execução de *jumpers* devido ao módulo fazer leituras apenas de cabos com 6 fios. O software utilizado foi o *catmanEasy – AP* versão 3.4.2.52 (Fig. 3.33). O programa permite ler os instrumentos tanto como *strain gauges*, ou seja, a deformação medida é correlacionada à unidade de medida por

meio do diagrama de calibração quanto como sensores, configurados no próprio software, a voltagem que é relacionada à unidade de medida.



Figura 3.32 - Módulo de aquisição de dados.

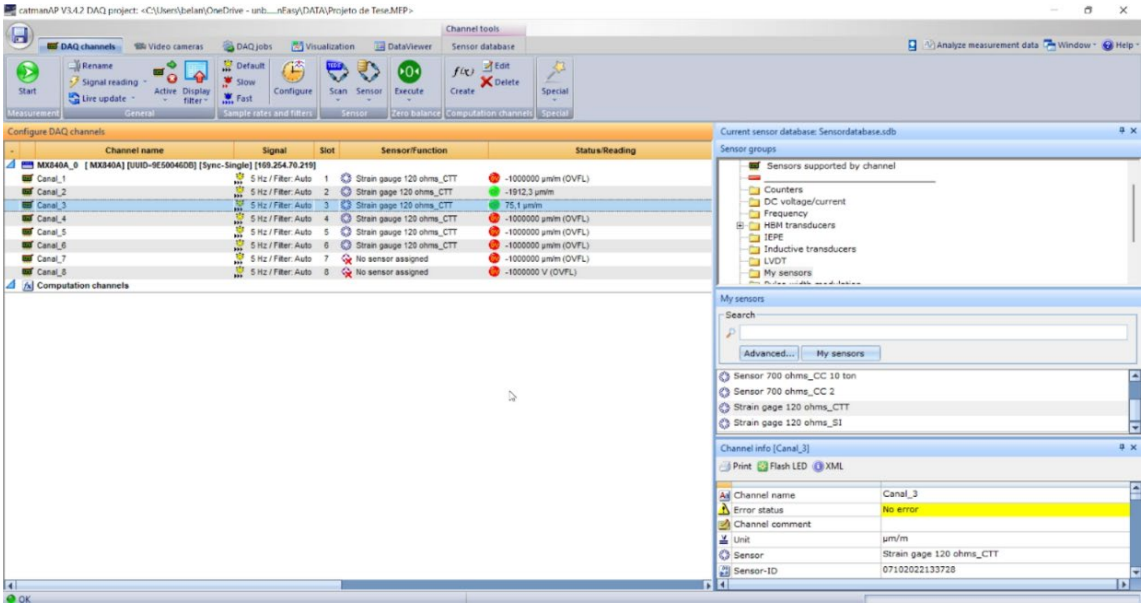


Figura 3.33 - Tela do *catmanEasy*.

3.3.6. Placas de Recalque

Placas metálicas foram fixadas com parabolts nas bordas dos radiers, enumeradas e os pontos de leitura foram marcados (Fig. 3.34).



Figura 3.34 – Placas de recalque.

O monitoramento do recalque foi realizado com um nível óptico NA 32 Geo-Tech, tripé e mira de alumínio. Antes e depois de cada etapa dos testes foram tomados os níveis das placas em relação ao referencial (marco topográfico) de concreto armado, medindo 0,8 m de altura sobre uma estaca de concreto com 2 m de comprimento (Fig. 3.35).



(a) (b) (c)

Figura 3.35 - Monitoramento do recalque: (a) nível óptico, (b) mira estadimétrica e (c) marco referencial.

3.3.7. Inclinômetro

O inclinômetro foi utilizado para medir os deslocamentos horizontais no terreno. Os tubos guias foram instalados a 0,1 m do radier de cada modelo. Para isso, foram utilizadas 14 peças de 1,5 m de comprimento de tubo PVC cinza com diâmetro de 76 mm e quatro ranhuras internas, fundo e tampa para cada prumada.

As prumadas tiveram 10,5 m de comprimento, sendo que10 m foram instalados abaixo da superfície do solo, ou seja, o fundo da prumada foi assentado no mesmo nível da base das inclusões rígidas.

O processo de instalação iniciou-se com a perfuração do solo com trado de 100 mm até a cota de assentamento. Posteriormente, as peças de PVC foram coladas com cola extra forte e após dez minutos as junções foram envolvidas por três camadas de fita adesiva resistente. Após a colagem das peças, a prumada foi inserida no furo com uma das ranhuras na direção do eixo do radier, direção do deslocamento horizontal, e posteriormente, o espaço entre o tubo e a parede do furo foi preenchido com areia média (Fig. 3.36).



(a) (b)

Figura 3.36 - Instalação dos tubos guias do inclinômetro: (a) escavação com equipamento de SPT e (b) posicionamento do tubo.

O inclinômetro utilizado foi da marca Durham Geo (Fig. 3.37), cujo a sonda digital metálica é conectada a um cabo de controle e possui dois pares de rodinhas, distantes 50 cm entre os eixos. A resolução da sonda é de 0,02 mm a cada 50 cm e a repetibilidade é de ±0,01% FS, ou seja, um altíssimo nível de precisão.

Em todas as tomadas de leitura esperou-se cerca de 15 minutos com a sonda dentro do tubo até igualar à temperatura.



Figura 3.37 – Inclinômetro Durham Geo.

A sonda (Fig. 3.38) possui dois giroscópios, um mede a inclinação no plano das rodinhas (eixo A) e outro mede a inclinação no plano perpendicular (eixo B). Quando a sonda é inclinada para A0 ou B0 as leituras são positivas, já nas direções A180 ou B180, as leituras são negativas.

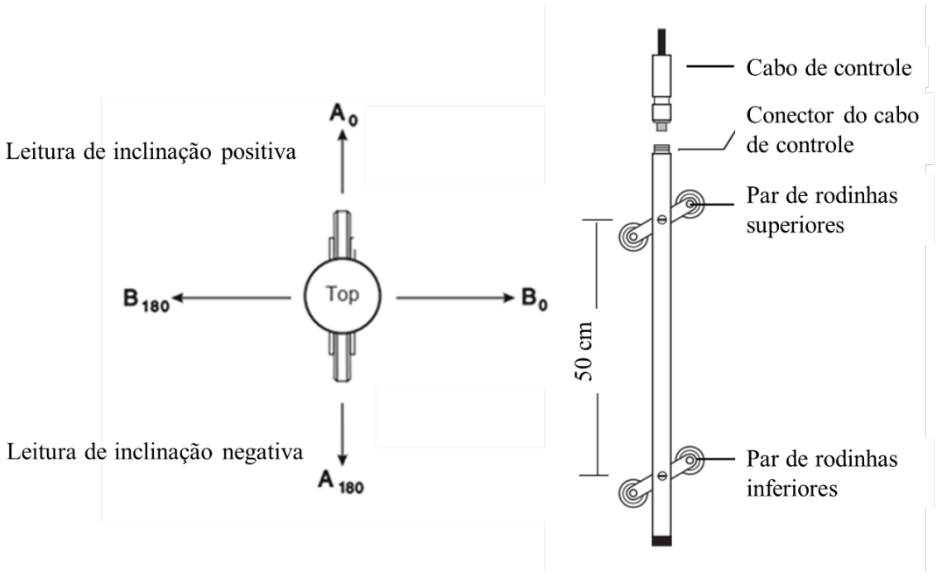


Figura 3.38 – Detalhes da sonda do inclinômetro (adaptado de Durham, 2011).

Por convenção, a direção na qual a rodinha superior está para cima corresponde ao eixo A0. Os perfis foram traçados a partir de duas leituras, uma com A0 na direção radial ao centro dos radiers, e outra com A180 voltado para o centro das placas, isso garante que os movimentos tenham valores positivos. A sonda mede a inclinação a cada 50 cm, distância entre os pares de rodinhas. Conhecendo o comprimento do intervalo e o ângulo de inclinação é possível determinar a variação das distâncias horizontais no tubo a partir de um perfil "zero", e obter deslocamentos laterais no solo a cada etapa de análise.

3.4. TRABALHOS COMPLEMENTARES

3.4.1. Ensaios de permeabilidade

O ensaio consiste na determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos permeáveis e semipermeáveis a partir da escavação de um poço com diâmetro e profundidade conhecidos, onde um aparato com controle de volume (permeâmetro) insere água no furo por meio de uma válvula de boia e são realizadas leituras do volume de água dentro do poço em determinados intervalos de tempo. A partir dos dados é possível traçar um gráfico tempo *versus* volume de descarga acumulado.

Para esta pesquisa, foram escavados dois poços (PP1 e PP2, Fig. 3.4) com 1,84 m de altura e 0,16 m de diâmetro. Os poços foram preenchidos com material mais permeável do que o solo da área de estudo e, posteriormente, foi instalado o permeâmetro, Fig. 3.39.



(a) (b)

Figura 3.39 - (a) Aparato do ensaio de permeabilidade e (b) detalhe do dispositivo de boia.

O permeâmetro consistiu em um reservatório de 220 litros equipado com uma mangueira graduada para medir o volume de água no seu interior. O intervalo de leitura da mangueira foi de 55 a 215 litros, com resolução de 5 litros.

Após a sua montagem, o permeâmetro foi posicionado próximo à entrada do poço e o reservatório foi abastecido com água potável. Após a liberação do fluxo de água e a elevação do flutuador o cronômetro foi acionado. As leituras na mangueira foram feitas em intervalos de tempo pré-definidos ou, quando julgou-se necessária, a leitura antes do reservatório ser novamente abastecido.

Os gráficos de volume de água adsorvida (V) *versus* tempo (t) foram traçados até atingir a condição de fluxo em regime permanente (estacionário). A vazão de infiltração (q) para essa condição foi calculada com a Eq. 3.10.

$$q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \qquad \text{(Eq. 3.10)}$$

Com q conhecido, foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade e a vazão do solo (Eq. 3.11, USBR, 1989).

$$k_{20} = \frac{q}{2\pi h^2}\frac{\mu_T}{\mu_{20}}\left\{\ln\left[\frac{h}{r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r}\right)^2 + 1}\right] - \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{r}\right)^2}}{\frac{h}{r}} + \frac{1}{h/r}\right\} \qquad \text{(Eq. 3.11)}$$

onde,

q: é a taxa de descarga (vazão), cm³/s;

k_{20}: coeficiente de permeabilidade, cm/s;

h: altura de água no poço, cm;

μ_{20}: viscosidade da água a 20°C;

μ_T: viscosidade da água na temperatura da água no poço;

r: raio do poço, cm.

3.4.2. Sondagens

Com o propósito de determinar a classificação expedita do solo do local de estudo, e os perfis de número de golpes (N_{SPT}) e de teor de umidade (w), antes e depois das etapas de inundação do subsolo, foram realizadas sondagens à percussão (SPT) e a trado manual (ST) (Fig. 3.40).



(a) (b)

Figura 3.40 - Sondagens para determinação da umidade e saturação: (a) SPT3 e (b) ST1.

A sondagens SPT1 e SPT2, de 10 m de profundidade, foram realizadas, respectivamente, antes e depois da primeira tentativa de inundação do modelo de referência, e durante a temporada de chuvas. Já a sondagem SPT-3 também de 10 m de profundidade foi realizada após a tentativa de inundação e durante a temporada de secas no modelo com inclusões. A sondagem ST1 foi realizada a 20 cm da borda da placa e até 5 m de profundidade após a segunda tentativa de inundação do modelo de referência, já o ST2 foi realizado também até 5m de profundidade e no mesmo dia, mas longe da influência da inundação.

A Figura 3.41 apresenta os perfis de umidade (w) e número de golpes (N_{SPT}) durante o procedimento experimental. Os dados obtidos a partir das sondagens foram utilizados para validar o procedimento de inundação do subsolo por meio da simulação numérica descrita mais adiante.

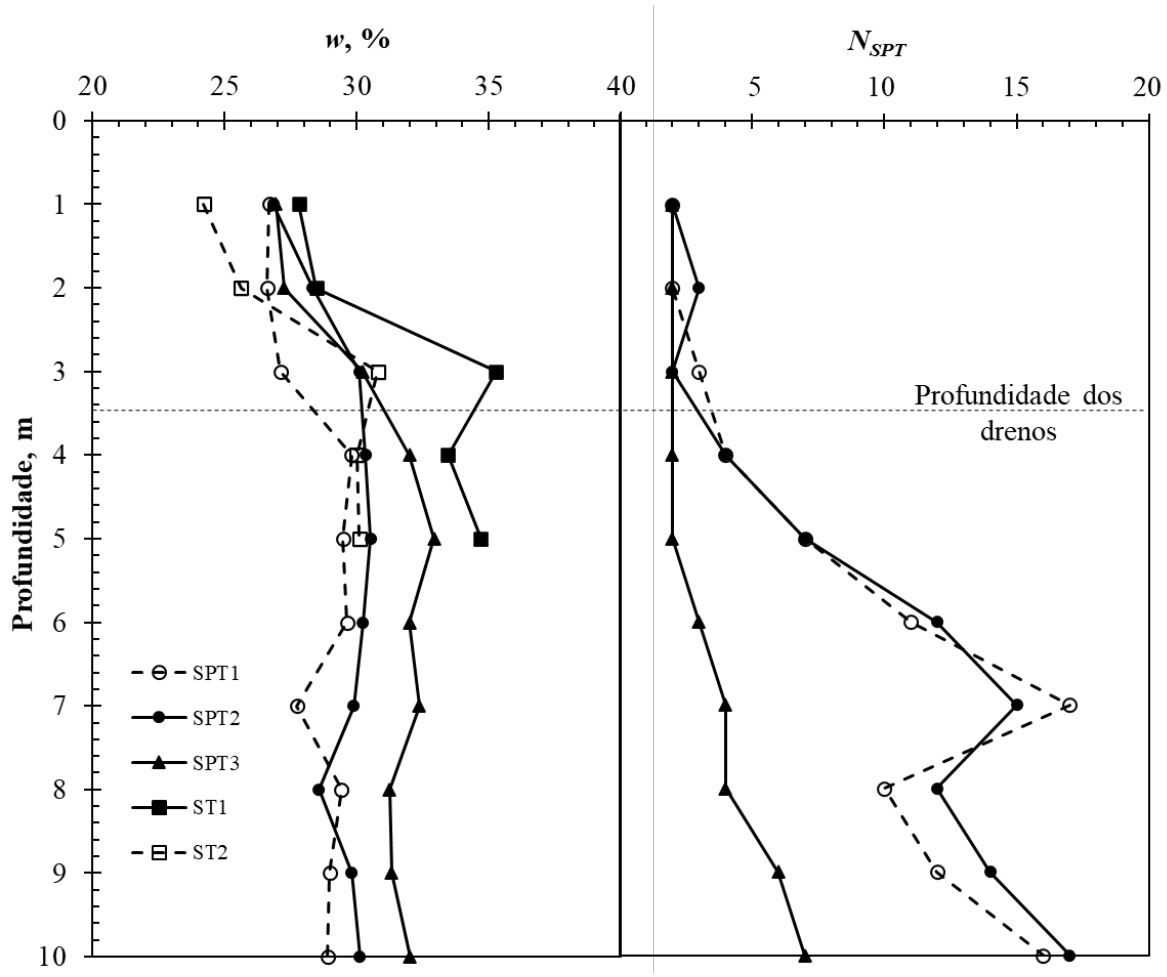


Figura 3.41 - Perfis de: a) umidade (w) e b) número de golpes (N_{SPT}).

3.5. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental detalhado foi definido em sua maioria durante a execução das etapas de carregamento, inundação, descarregamento e exploração geotécnica (sondagens). A construção dos dois modelos foi finalizada em novembro de 2022 e a finalização dos experimentos aconteceu 200 dias após no dia 10 de junho de 2023. Durante esse período o experimento ocorreu durante as temporadas de chuva e secas. Na Tabela 3.2 se apresenta um resumo detalhado do procedimento experimental em ordem cronológica.

Tabela 3.2 – Procedimento experimental em ordem cronológica.

Modelo	Etapa		Data	
Ambos	Final de construção	Estação chuvosa	23/11	2022
Referência	Sobrecarga (q = 38 kPa, P = 271 kN)		1/12	
	SPT1 (10 m de prof., determinação de w e N_{SPT})		6/12	
	Inundação do subsolo (V = 18.500 L, Q = 26 L/min)		8/12	
	SPT2 (10 m de prof., determinação de w e N_{SPT})		17/12	
	Descarregamento		20/3	
Com inclusões	Sobrecarga (q = 54 kPa, P = 381 kN)	Estação seca	27/4	2023
	Inundação do subsolo (V = 21.000 L, Q = 99 L/min)		2/5	
	SPT3 (10 m de prof., determinação de w e N_{SPT})		3/5	
	Descarregamento		22/5	
Referência	Sobrecarga (q = 54 kPa, P = 381 kN)		23/5	
	Inundação do subsolo (V = 20.000 L, Q = 90 L/min)		27/5	
	ST1 e ST2 (5 m de prof., determinação de w)		1/6	
	Descarregamento		10/6	

3.6. ANÁLISE NUMÉRICA

O modelo *Barcelona Basic Model* (BBM) implementado no Plaxis foi utilizado para simular o comportamento das camadas de argila porosa, do aterro e da PTC. Nas demais camadas foi empregado o modelo *Hardening Soil Model* (HSM), com os parâmetros do campo experimental calibrados por Rodríguez Rebolledo, *et al*. (2019).

3.6.1. VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Os parâmetros do BBM (Tab. 3.3) foram obtidos dos trabalhos de Peixoto (1999) e Pereira (1996) e validados a partir de ajustes dos ensaios de laboratório simulados no módulo *Soil Test* do Plaxis (Fig. 3.42).

Tabela 3.3 - Parâmetros do BBM na simulação numérica.

Parâmetro	Argila arenosa porosa 1 e 2	Aterro e PTC	Unidade
ν'	0,3[(2)]	0,3[(2)]	-
κ	0,0188[(1)]	0,0005[(2)]	-
λ	0,20[(2)]	0,070[(2)]	-
κ_s	0,0001[(2)]	0,0001[(2)]	-
K_s	0,09[(1)]	0,62[(3)]	-
ϕ	25[(2)]	25[(3)]	º
e_0	1,45[(2)]	0,584[(3)]	-
p_r	17,5[(1)]	4000[(2)]	kN/m²
r	0,3[(2)]	1,5[(3)]	-
β	0,027[(1)]	0,0125[(3)]	m²/kN
α	1,0[(2)]	1,0[(2)]	-
K_0^{NC}	0,5	1	-
POP	50[(2)]	150	kN/m²

[(1)] Obtido de Peixoto (1999)

[(2)] Ajuste a partir de simulações de ensaios de laboratório ou proposto neste trabalho

[(3)] Obtido de Pereira (1996)

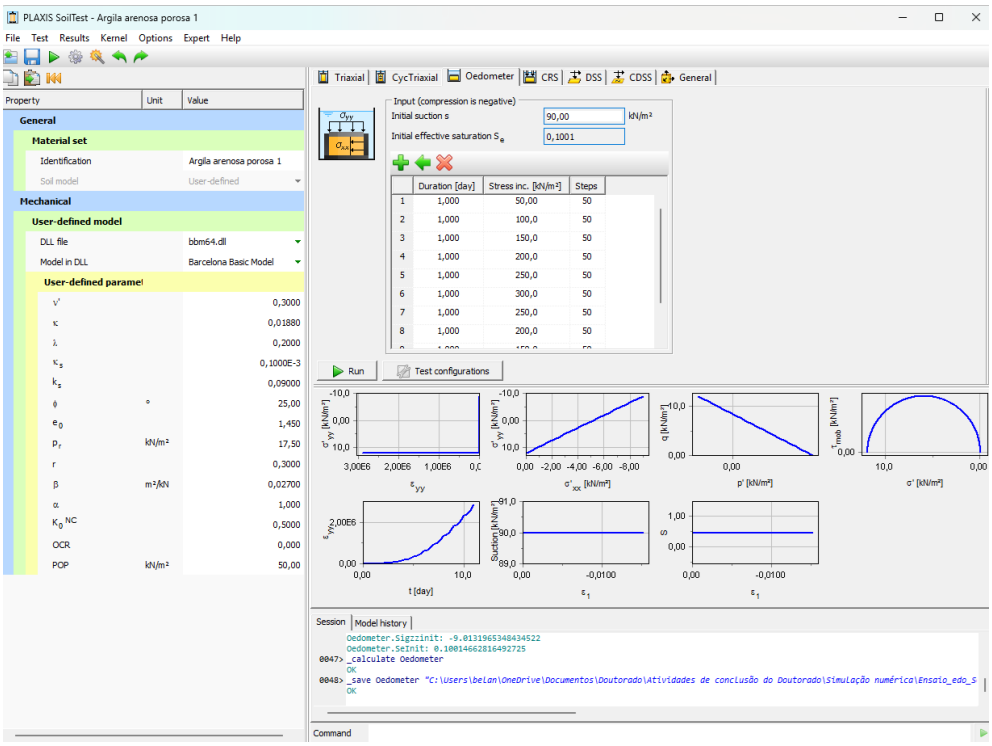


Figura 3.42 – Módulo *Soil Test* do Plaxis.

A Figura 3.43 mostra a boa concordância entre as curvas de adensamento unidimensional executadas por Peixoto (1999) na argila arenosa porosa de Brasília, onde as amostras foram submetidas a diferentes níveis de tensões (50, 100, 200, 300, 400 e 800 kPa) e a simulação numérica pelo BBM. O potencial de colapso (PC) obtido pelos ensaios de laboratório (pontos) apresentou uma tendência logarítmica muito próxima a obtida pela modelagem numérica (curva) (Fig. 3.44).

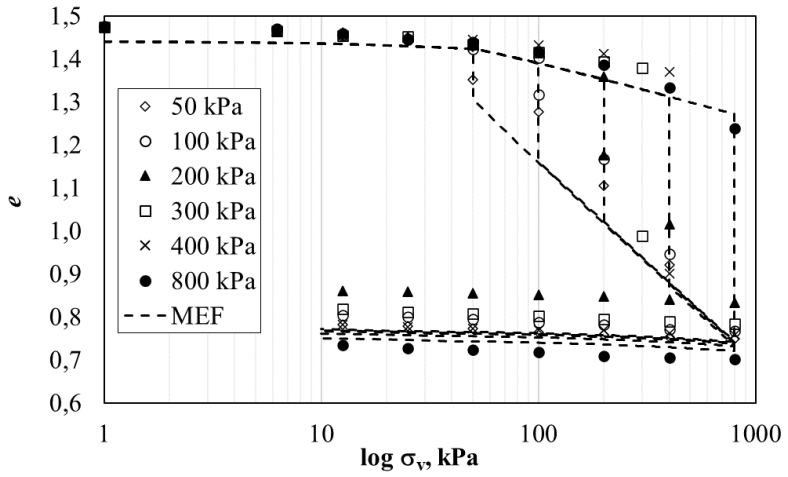


Figura 3.43 – Comparação dos resultados de laboratório e do BBM das curvas de compressibilidade para diferentes tensões de inundação para a argila arenosa porosa.

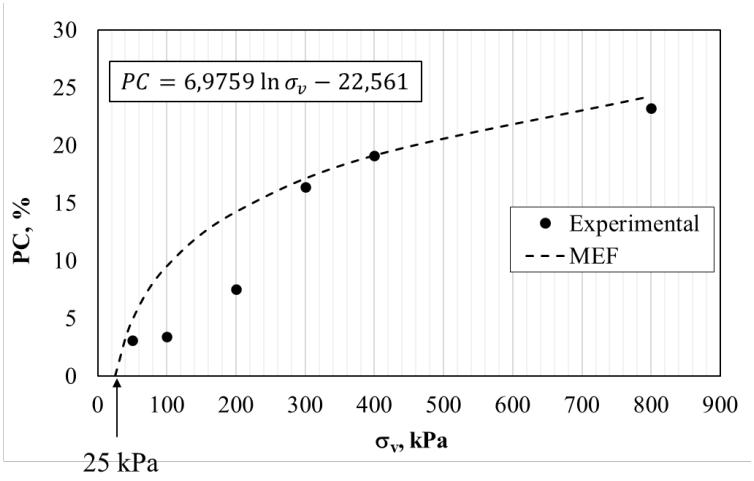


Figura 3.44 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM do potencial de colapso (PC) *vs*. tensão vertical (σ_v) para a argila arenosa porosa.

Para o material compactado foram utilizados os ensaios de laboratório conduzidos por Pereira (1996), que obteve resultados por ensaios de adensamento de amostras de areias siltosas residuais submetidas a diferentes tensões isotrópicas (p = 20, 50, 100 e 200 kPa) (Fig. 3.45).

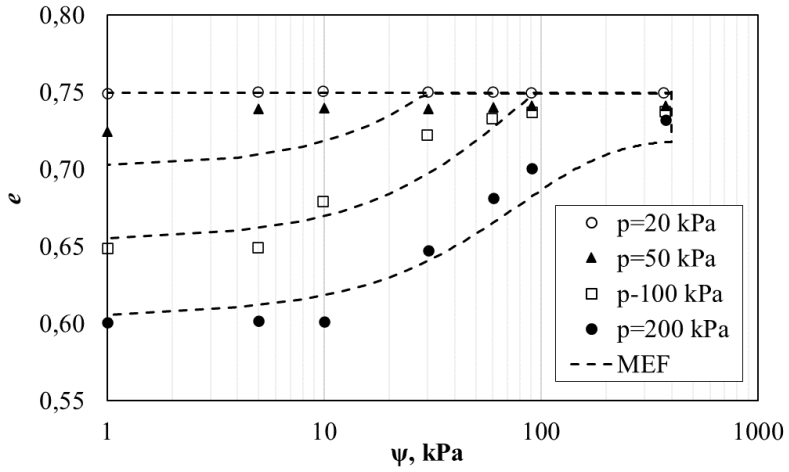


Figura 3.45 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM da relação do índice de vazios (e) *vs*. sucção (ψ) para diferentes tensões isotrópicas p para o aterro e a PTC.

As curvas obtidas pelo BBM para o aterro e a PTC (Fig. 3.46) indicam que sob uma alta concentração de tensões, tais como as desenvolvidas na PTC acima do topo das inclusões, deformações volumétricas significativas podem ser desenvolvidas se a camada se aproximar da condição de saturação.

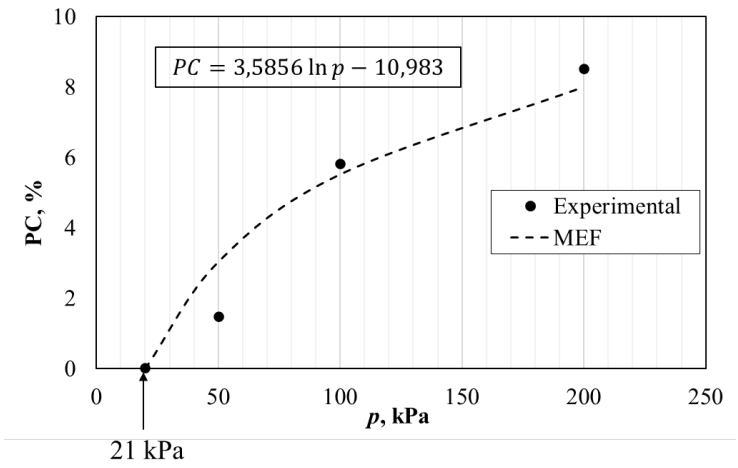


Figura 3.46 - Comparação dos resultados de laboratório e do BBM da relação potencial de colapso (PC) *vs*. p para o aterro e a PTC.

Considerando as Figuras 3.44 e 3.45 verifica-se que a variação volumétrica é bastante significativa a partir de certo valor de sucção, que é uma função da magnitude de p. Para o valor de p = 20 kPa, a deformação volumétrica é praticamente nula ($\Delta\varepsilon = 0$), enquanto que para p = 200 kPa, de atinge valores até 0,15, o que corresponde ao PC de aproximadamente 8%. Observa-se, portanto, que novamente o BBM representa satisfatoriamente o comportamento observado nos ensaios de laboratório.

Os elementos de interface do BBM implementado no Plaxis tiveram os parâmetros de rigidez e resistência definidos pelo usuário (Tab. 3.4). A rigidez da interface é associada com a lei de potência dependente da tensão normal definida pelos parâmetros E_{oed}^{ref}, m e p^{ref} (Eq. 3.12), enquanto a resistência é baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com os parâmetros c e ϕ.

Tabela 3.4 – Parâmetros de interface do BBM e valor de K_0.

Parâmetro	Argila arenosa porosa 1 e 2	Aterro e PTC	Unidade
E_{oed}^{ref}	1450	4900	kPa
m	0,5	0,5	-
p^{ref}	100	100	kPa
c'	5	5	kPa
ϕ'	25	25	º
K_0	0,7 e 0,8	2	-

$$E_{oed}\{\sigma'_n\} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{\sigma'_n}{p^{ref}}\right)^m \quad \text{(Eq. 3.12)}$$

onde,

E_{oed}^{ref}: módulo de rigidez oedométrico primário;

m: parâmetro de rigidez dependente do nível de tensão;

σ'_n: tensão normal efetiva;

p^{ref}: é a tensão de referência.

Os parâmetros do modelo HSM aplicado nas camadas subjacentes foram obtidos do trabalho de Rodríguez Rebolledo, *et al*. (2019) e são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Parâmetros de interface do HSM na simulação numérica.

Parâmetro	Solo residual laterítico1	Solo residual laterítico 2	Solo saprolítico	Unidade
γ	14,3	16	18,2	kN/m³
c'	20	75	20	kPa
ϕ'	32	20	22	º
Ψ	0	0	0	º
E_{50}^{ref}	12000	13200	12200	kPa
E_{oed}^{ref}	6900	7000	5700	kPa
E_{ur}^{ref}	37500	54000	54000	kPa
m	0,5	0,5	0,7	-
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	-
p^{ref}	100	100	100	kPa
R_f	0,9	0,9	0,8	-
POP	31,4	0	0	kPa
K_0^{NC}	0,47	0,66	0,63	-
K_0	0,56	0,66	0,63	-

As propriedades dos elementos de interface do *Hardening Soil* foram associadas ao modelo do solo circundante, com o fator de redução (R_{inter}) igual a 1. O valor do fator de redução

na interface dos elementos não é crítico, devido ao fato da análise em questão estar mais relacionada ao estado limite de serviço (recalques) do que ao estado limite último (capacidade de carga). Portanto, é esperado que o deslocamento relativo entre o solo e a inclusão seja mínimo.

A Figura 3.47 apresenta a estratigrafia utilizada na simulação numérico e os parâmetros de acordo com o modelo constitutivo de cada camada.

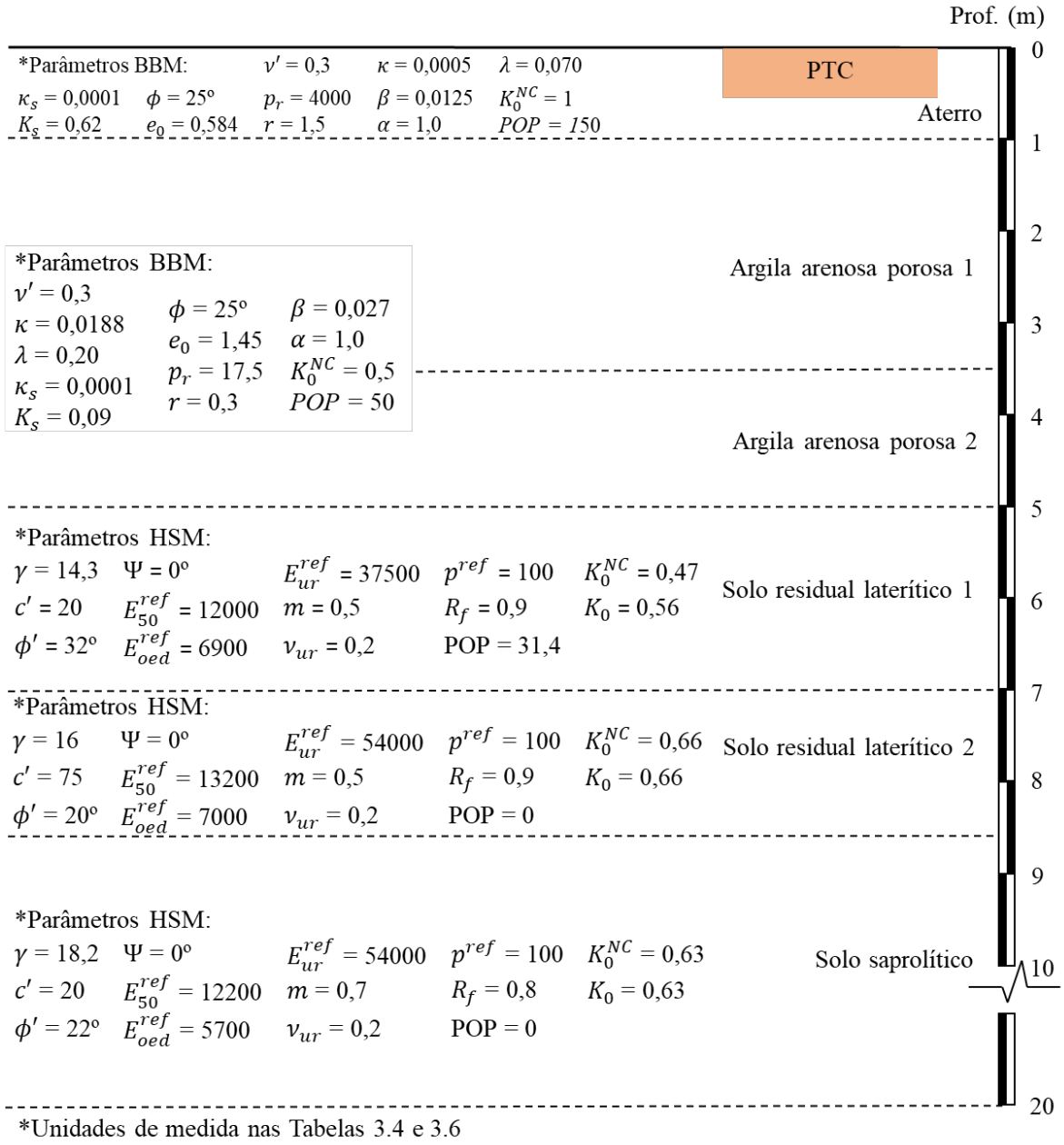


Figura 3.47 – Perfil estratigráfico da simulação numérica.

3.6.2. CURVAS CARACTERÍSTICAS

Os dados experimentais (DE) usados para obter a curva característica da argila arenosa porosa e do aterro e PTC foram obtidos pelos trabalhos de Peixoto (1999) e Pereira (1996), respectivamente.

O ajuste da curva característica foi desenvolvido utilizando as equações de Van Genuchten (1980) (VG - Eq. 3.13, Fig. 3.48) e os parâmetros obtidos para os dois materiais são apresentados na Tabela 3.6.

$$S(\psi) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res})[1 + (g_a|\psi|)^{g_n}]^{g_c} \qquad \text{(Eq. 3.13)}$$

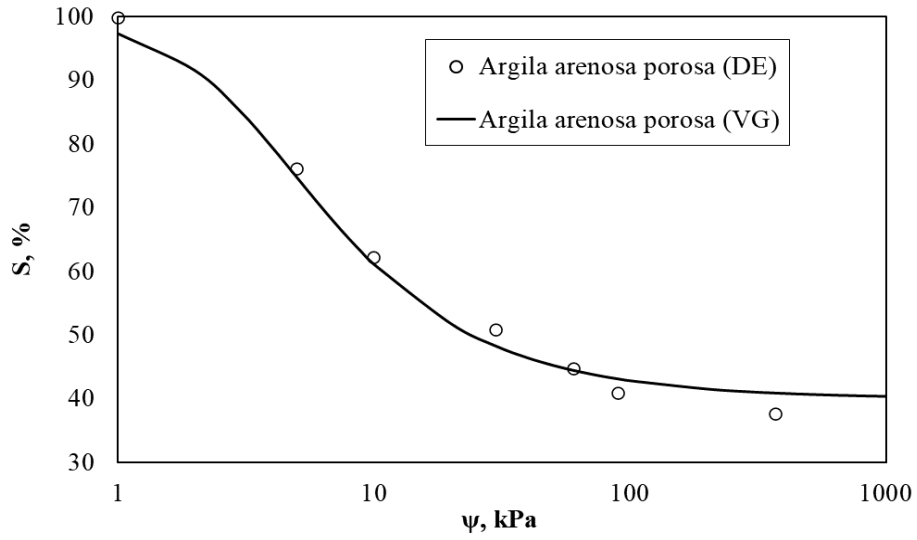
onde,

S_{res}: é o grau de saturação residual;

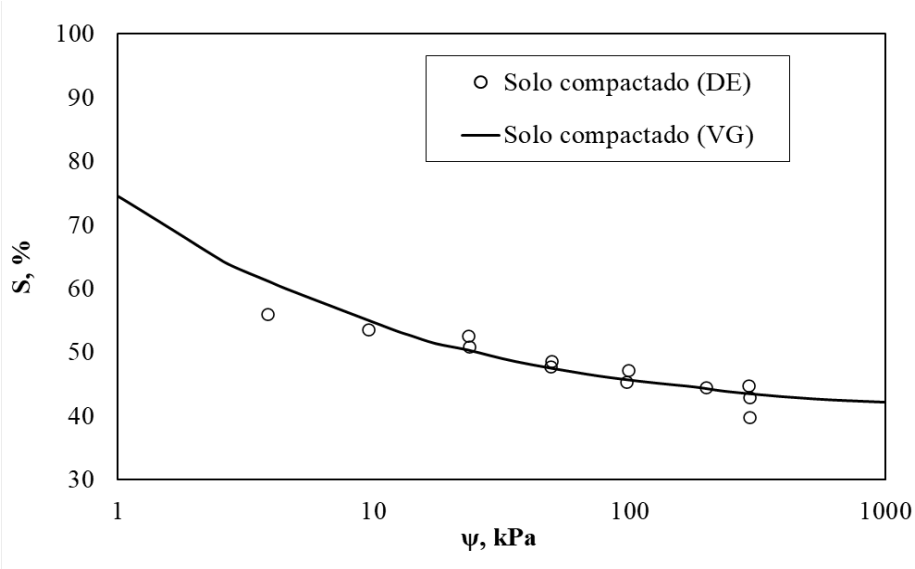
S_{sat}: é o grau de saturação total;

g_a, g_n e g_c: parâmetros de ajuste, onde $g_c = (1 - g_n)/g_n$.

Para a modelagem numérica, foi considerada a saturação inicial do aterro igual a 0,45, para argila arenosa porosa 1 igual a 0,46 e 0,65 para argila arenosa porosa 2. Todos esses valores foram definidos a partir da sondagem SPT1. A alteração de comportamento desses solos devido à mudança de estação não foi considerada porque a variação de umidade ocorre principalmente nos macroporos.



(a)



(b)

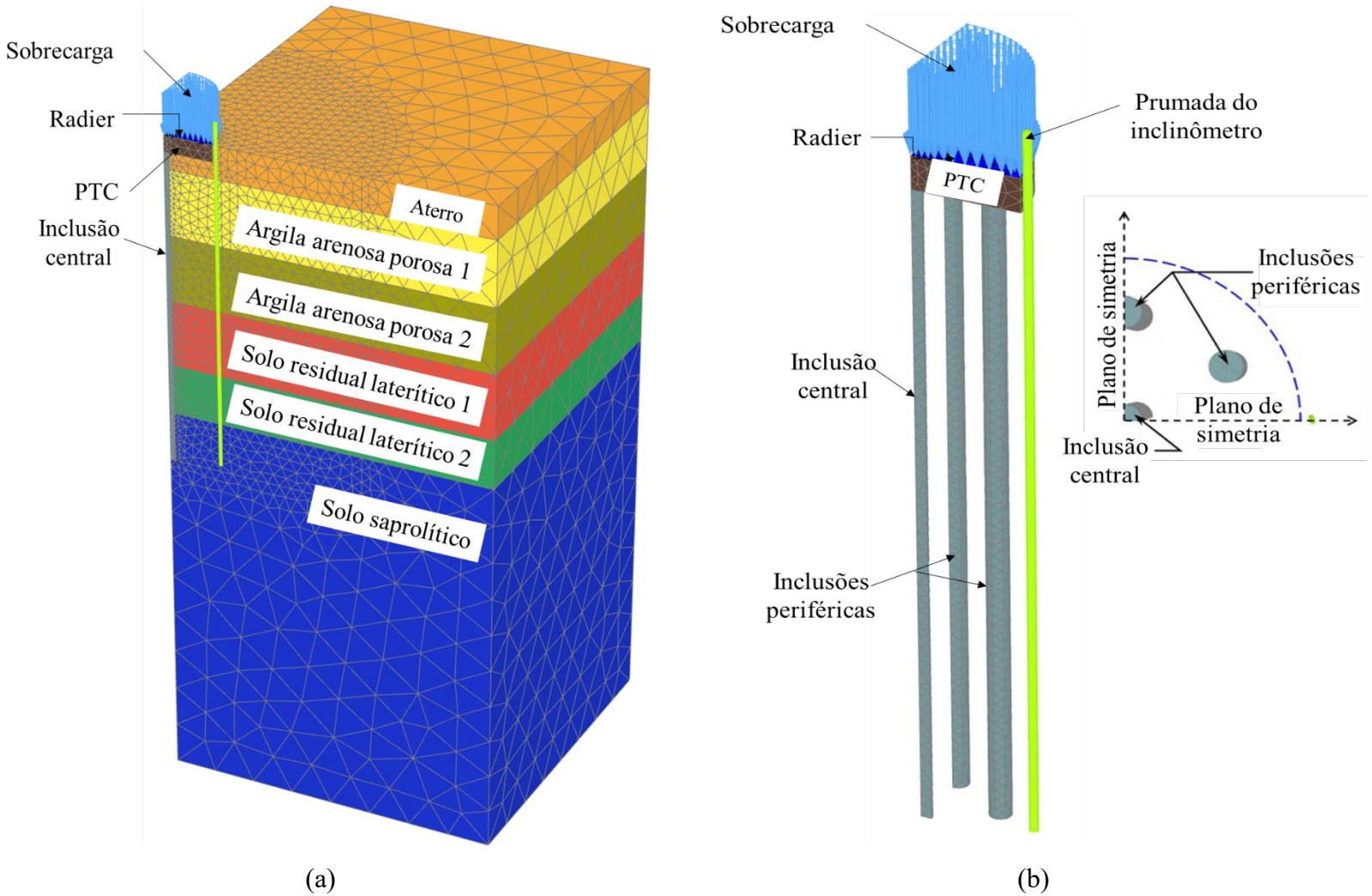
Figura 3.48 - Curvas características ajustadas por Van Genuchten (1980) (VG) a partir dos dados experimentais (DE) para: (a) argila arenosa porosa (Peixoto, 1999) e (b) aterro e PTC (Pereira, 1996).

Tabela 3.6 – Parâmetros da curva característica.

Parâmetro	Argila arenosa porosa 1 e 2	Aterro e PTC	Unidade
S_{res}	0,4	0,4	-
S_{sat}	1	1	-
g_n	1,4	1,9	-
g_a	35	3	1/m
g_c	-0,2857	-0,4737	-

3.6.3. SIMULAÇÃO DOS MODELOS

A modelagem numérica foi desenvolvida por meio do método dos elementos finitos (MEF) com o programa Plaxis 3D. Tanto o subsolo quanto as inclusões rígidas foram simulados usando elementos tetraédricos de 10 nós, enquanto o radier foi modelado como elemento do tipo placa. Ao longo das inclusões rígidas foram aplicados elementos de interface entre o fuste e o solo. A Figura 3.49 mostra uma visão geral da malha e os detalhes do sistema de inclusões rígidas, radier, e prumada do inclinômetro. A geometria dos modelos experimentais, carregamento e condições de inundação do subsolo permitiu que apenas ¼ do problema fosse simulado.



(a) (b)

Figura 3.49 - Detalhes do modelo 3D: (a) vista geral da malha e (b) detalhes do radier, sistema de inclusões rígidas, carregamento e planos de simetria do problema.

Foi executada uma análise de sensibilidade para definir as condições de contorno, as quais foram: os limites laterais da malha de elementos finitos foram posicionados a uma distância aproximada de três vezes o diâmetro do radier; o limite inferior foi até 20 m de proximidade, onde o N_{SPT} é superior a 40 golpes e o solo é classificado como muito compacto. Os limites laterais foram restritos na direção horizontal e o limite inferior foi restrito nas duas direções.

Com os parâmetros dos modelos constitutivos estabelecidos, seguiu-se a configuração dos materiais das camadas do modelo (Fig. 3.50). A Figura 3.51 mostra as etapas de análise da simulação numérica.

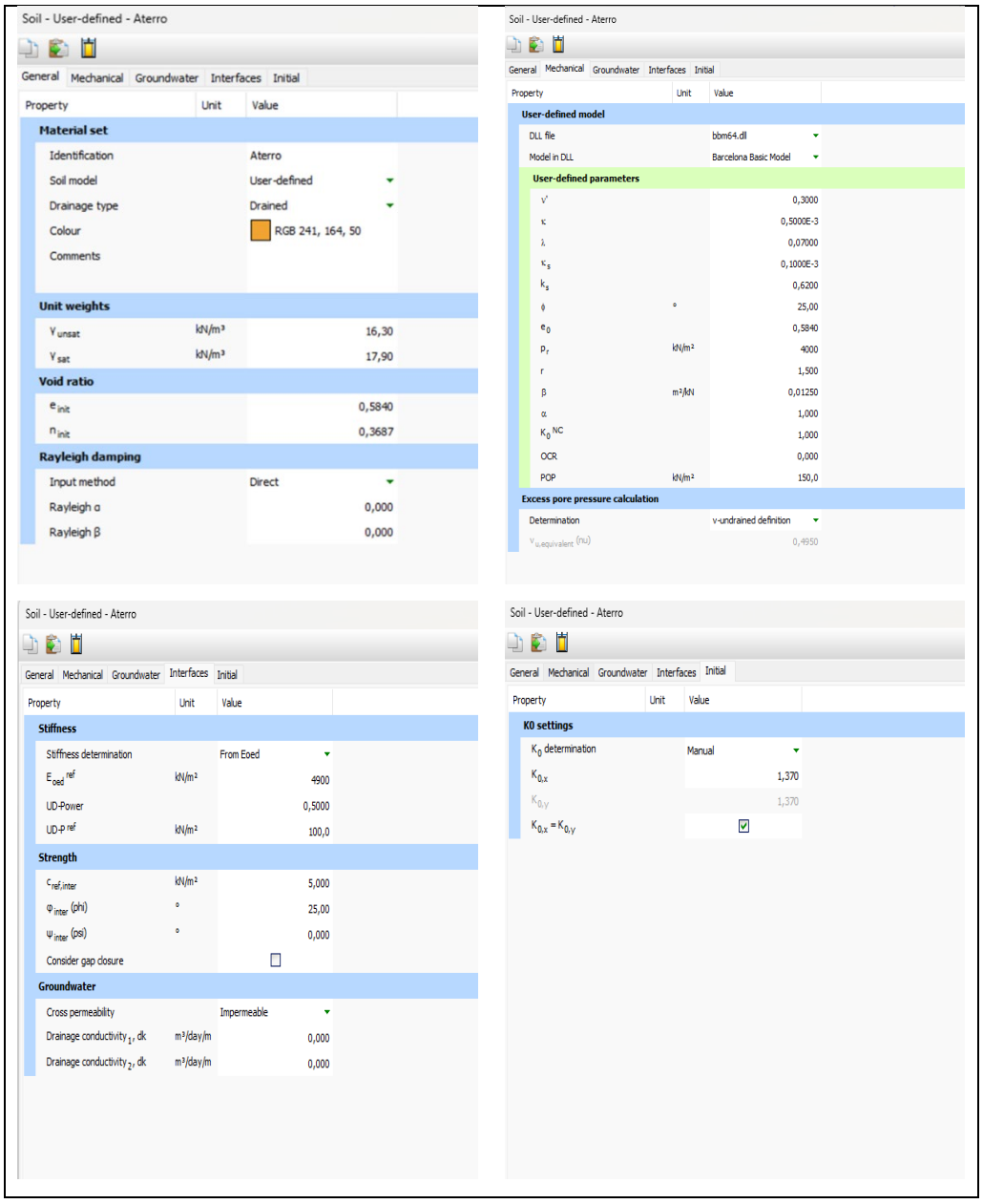


Figura 3.50 - Configuração da camada de aterro com o modelo BBM.

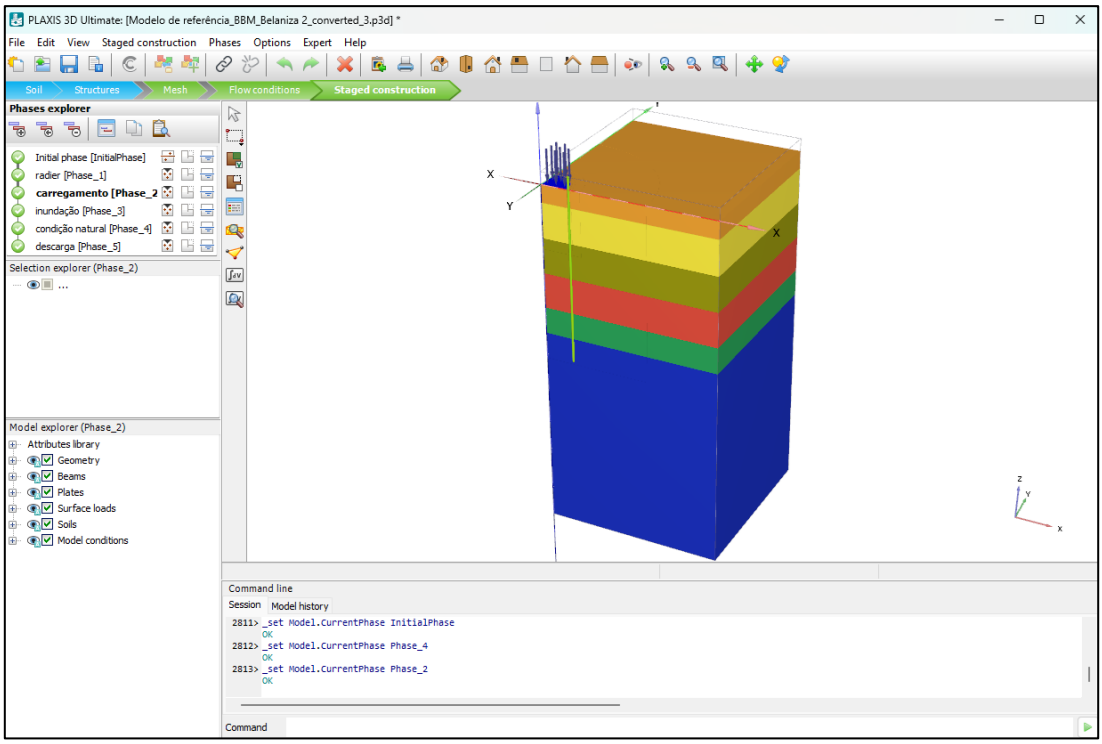


Figura 3.51 – Etapas de análise da simulação numérica.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados e discussões do procedimento experimental e da simulação numérica.

4.1. INDUÇÃO DE COLAPSO

4.1.1. Tentativa inicial de inundação do subsolo

A quantidade de água necessária para garantir a inundação do solo foi avaliada por meio de testes de permeabilidade *in situ* do tipo USBR a carga constante (ver item 3.4.1). As leituras foram realizadas até que o gráfico tempo *versus* volume de descarga acumulado apresentasse um trecho reto (Fig. 4.1), assim foi possível calcular a taxa de descarga, *q* (Eq. 3.7).

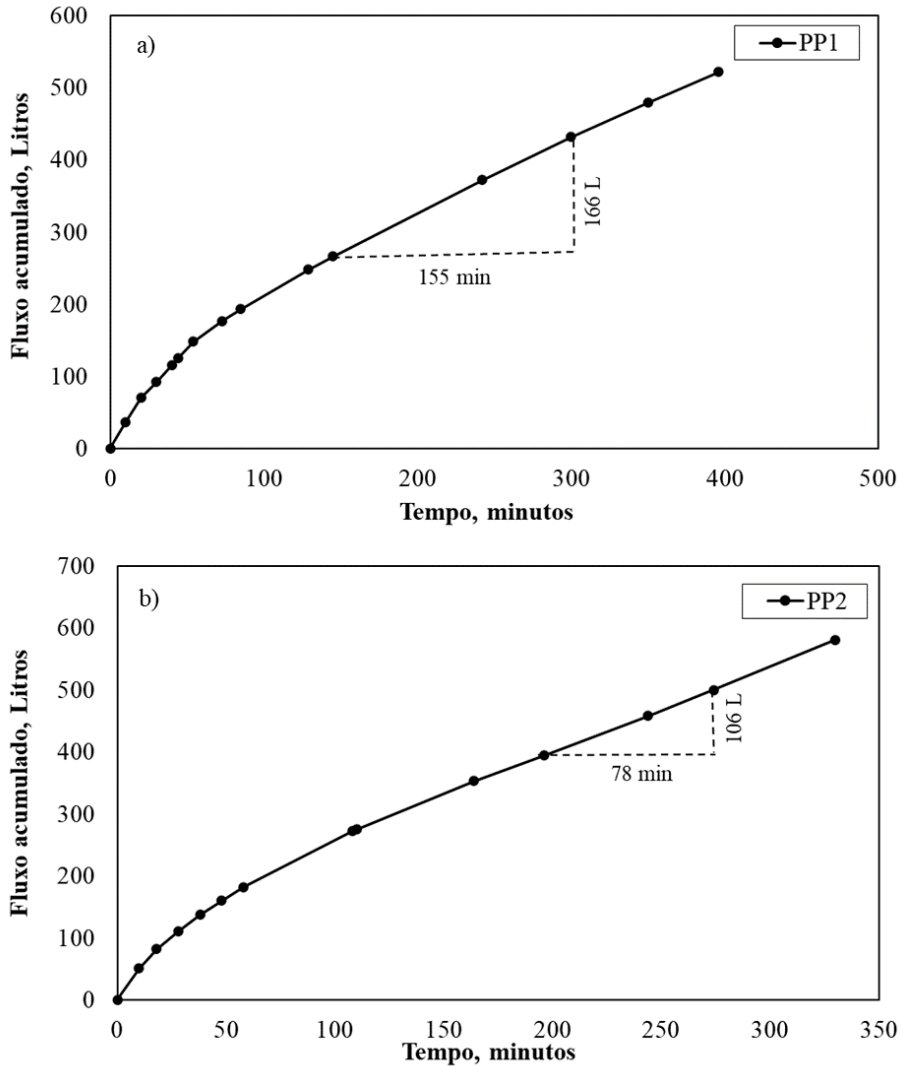


Figura 4.1 - Gráficos dos ensaios de permeabilidade nos poços: (a) PP1 e (b) PP2.

A altura de água nos dois poços foi de 1,71 m e as taxas de descarga foram 17,85 cm³/s e 22,65 cm³/s no PP1 e PP2, respectivamente. A vazão média foi de 20,25 cm³/s, a temperatura final da água do poço foi igual a 27,3° e a razão de viscosidade de 0,84. Com essas informações foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade do solo (k_{20}) igual a 2,60 x 10^{-4} cm/s.

Usando esse valor, a descarga de água necessária (Q) de acordo com a Equação 4.1 foi calculada para manter condições de fluxo em estado estacionário, levando em consideração as dimensões de cada dreno vertical, que possui um raio (r) de 2,5 cm e uma profundidade (h) de 3,5 m. Devido à alta porosidade do solo, o valor de permeabilidade é relativamente alto (comparável ao da areia fina), levando a um fluxo significativo de água até a saturação. Foi determinado que manter as condições de inundação exigiria bombear aproximadamente Q = 5x10⁻⁴ m³/s (30 L/min), o que equivale a 11.000 litros de água ao longo de um período de 6 horas.

$$Q = \frac{1}{V}\frac{2\pi h^2 k_{20°}}{\ln(A+B) - \frac{B+1}{A}}N_d \qquad \text{(Eq. 4.1)}$$

onde N_d é o número de drenos, $A = h/r$ e $B = \sqrt{A^2 + 1}$.

A primeira tentativa de inundação do subsolo e colapso do modelo de referência envolveu a injeção de um total de 18.500 litros de água ao longo de aproximadamente 12 horas (Q = 26 L/min). No entanto, concluiu-se que o procedimento não foi suficiente para provocar a inundação e o colapso do solo.

Observou-se que para ocorrer o colapso da camada superficial, tanto a sobrecarga quanto a vazão de inundação precisariam ser elevadas. Optou-se, portanto, por incrementar cerca de 40% da sobrecarga e definir a nova vazão de inundação a partir de análises numéricas.

4.1.2. Determinação da quantidade de água necessária para gerar o colapso

A simulação da inundação do subsolo foi obtida a partir do trabalho de Silva (2024) desenvolvido como parte do mesmo projeto desta pesquisa. O autor simulou os modelos físicos para determinar as dimensões do bulbo de saturação por meio de análise não acoplada de fluxo transiente do modelo de referência. No modelo do MEF, o teor de umidade inicial baseou-se nos perfis SPT2 e ST1 (Fig. 4.2).

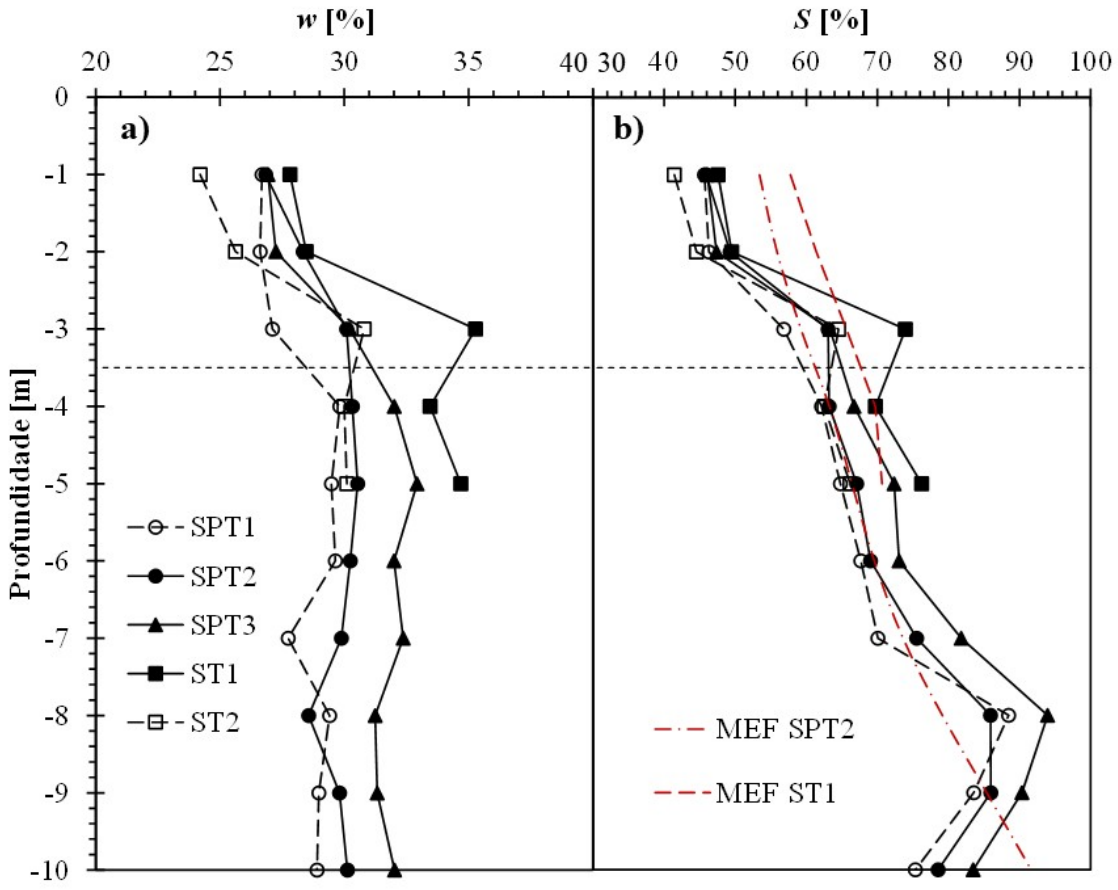


Figura 4.2 - Perfis de: a) umidade (*w*) e b) saturação (*S*).

A seguir, descreve-se o cálculo passo a passo do valor de *Q* necessário para gerar uma magnitude de subsidência razoável devido ao colapso do solo no modelo de referência e para definir a configuração do bulbo de saturação utilizado nas análises numéricas:

Passo 1. Análises preliminares transientes axisimétricas pelo método dos elementos finitos (MEF) dos testes de permeabilidade de campo foram realizadas comparando curvas de Q *versus* tempo. As simulações foram realizadas variando os valores de permeabilidade horizontal e vertical (k_h e k_v, respectivamente), e os resultados foram comparados com os dados do teste de campo. O melhor ajuste foi obtido para k_h = $1{,}3\times10^{-5}$ cm/s ($k_{20°}/2$) e $k_v = 4{,}7\times10^{-5}$ cm/s ($k_{20°}/5{,}5$), conforme mostrado na Fig. 4.3.

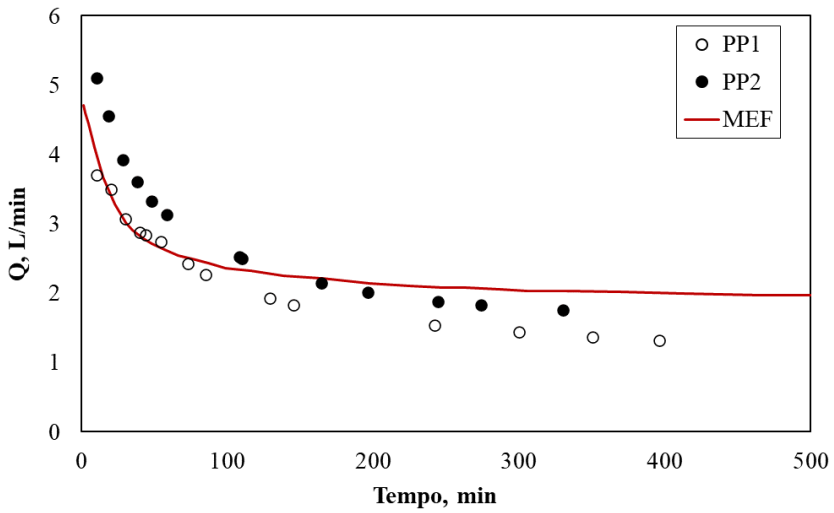
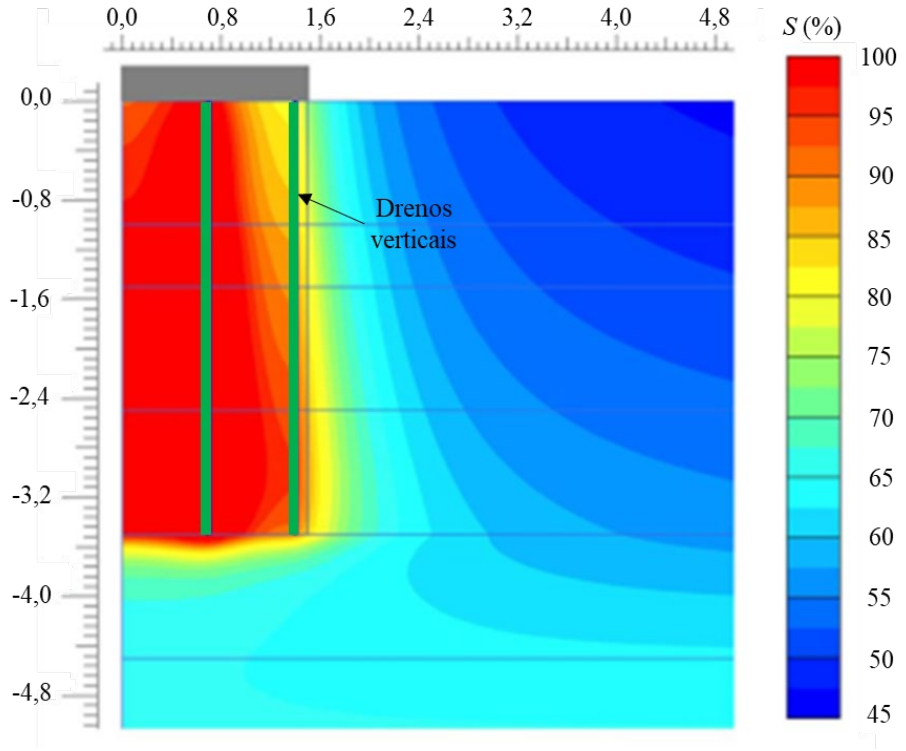


Figura 4.3 - Curva da vazão vs. tempo obtida pelo ajuste de k_h e k_v no MEF (adaptado de Silva, 2024).

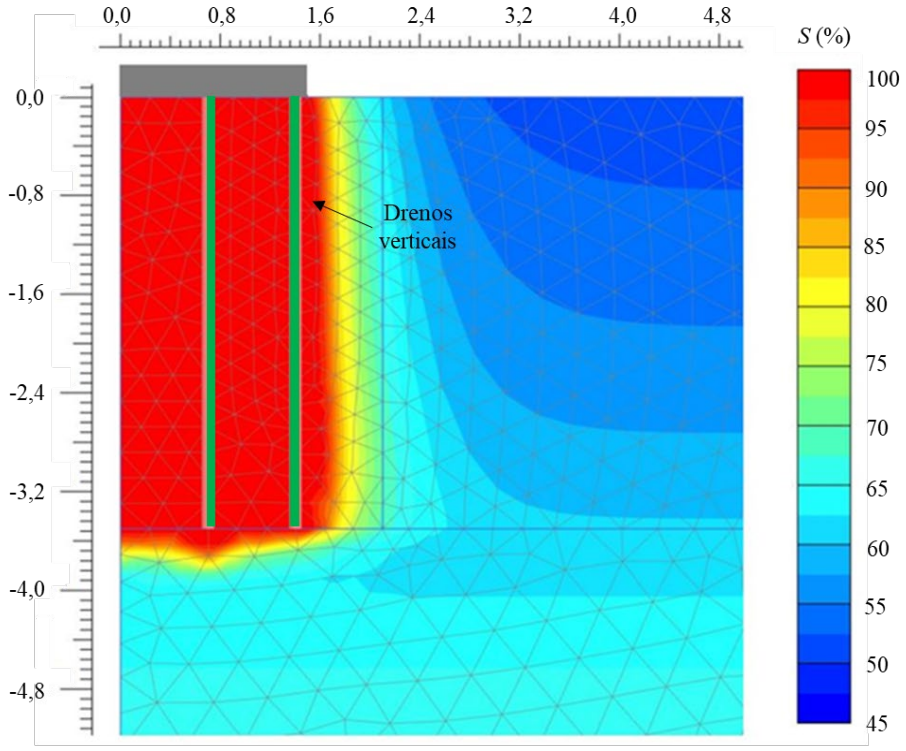
Passo 2. As dimensões do bulbo de saturação para a tentativa inicial de inundação (Q = 26 L/min) do modelo de referência foram determinadas por meio de uma análise transiente MEF desacoplada. Esta análise incorporou os valores de permeabilidade obtidos no passo anterior, juntamente com as dimensões especificadas e a distribuição dos drenos verticais. O bulbo de saturação resultante é ilustrado na Figura 4.4a. A comparação entre o perfil de saturação previsto pelo modelo e o observado no SPT2 (Fig. 4.2b) revela uma concordância razoavelmente boa.

Passo 3. O bulbo de saturação obtido foi incorporado em uma análise de tensão-deformação pelo MEF, considerando a carga aplicada de 34 kPa (271 kN). Semelhante ao modelo físico, a magnitude do recalque por colapso foi significativamente menor do que o esperado, medindo aproximadamente 2 cm, como será mostrado mais adiante.

Passo 4. Para a segunda tentativa de inundação, os passos 2 e 3 foram repetidos com um aumento no valor da vazão de inundação até que uma magnitude significativa de colapso do solo (entre 10 e 12 cm, como será mostrado mais adiante) fosse alcançada, considerando desta vez uma carga externa de 54 kPa (381 kN). O valor final da vazão de inundação alcançado foi de aproximadamente 90 L/min, e o bulbo de saturação resultante é apresentado na Figura 4.4b. A comparação entre o perfil de saturação previsto pelo modelo e o observado no ST1 após a inundação (Fig. 4.2b) também demonstrou uma boa concordância.



(a)

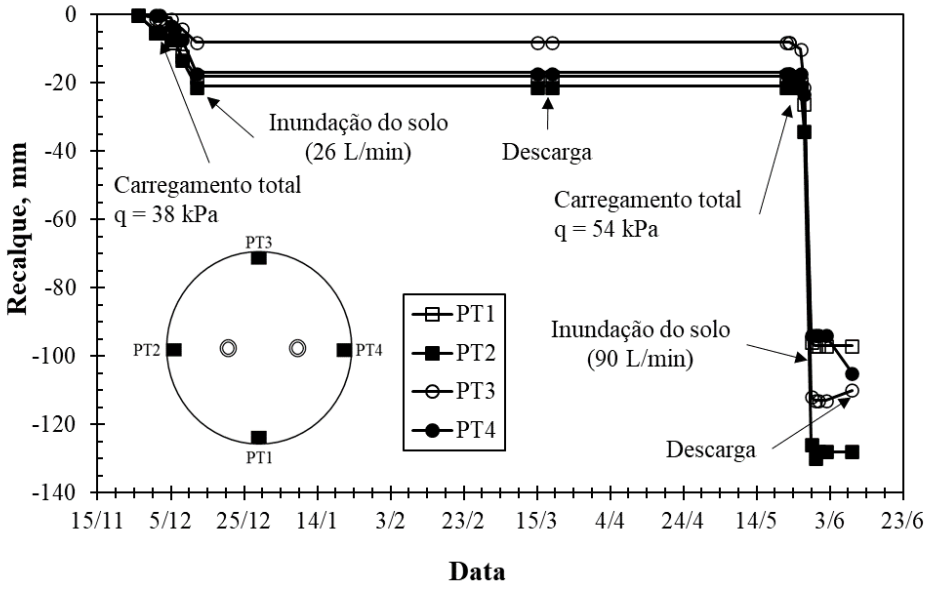


(b)

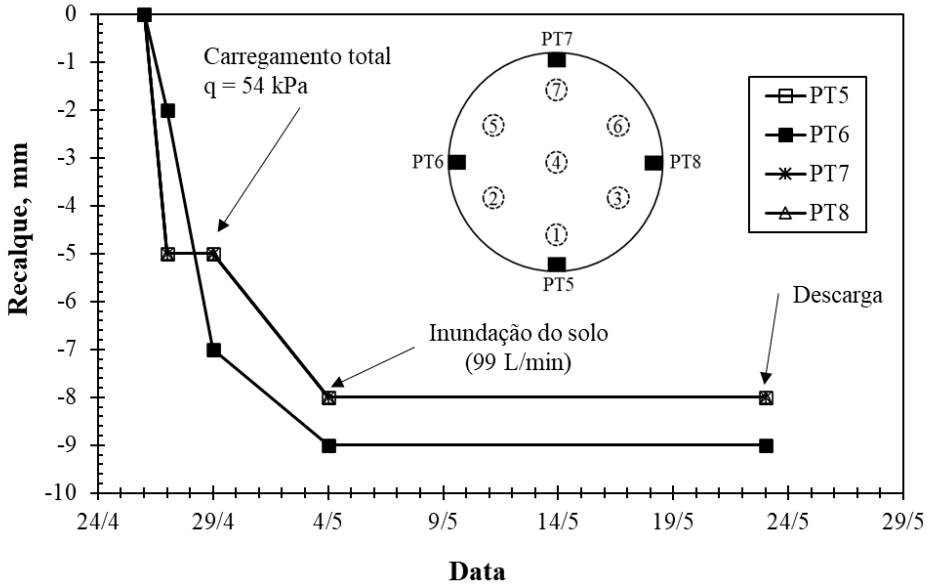
Figura 4.4 - Bulbos de saturação obtidos para o modelo de referência para: a) primeira tentativa de saturação com medição em campo de Q de 26 L/min; e b) com a segunda tentativa de saturação com valor calculado de Q de 90 L/min (adaptado de Silva, 2024).

4.2. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos verticais (recalques) (Fig. 4.5) foram medidos a partir de placas fixadas nas bordas dos radiers. Os pontos marcados nas placas foram chamados de pontos topográficos (PT) e identificados de 1 a 8. Sendo os pontos PT1 a PT4 do modelo de referência e PT5 a PT6 do modelo com inclusões rígidas.



(a)



(b)

Figura 4.5 - Recalques medidos durante o procedimento experimental: (a) modelo de referência e (b) modelo com inclusões rígidas.

No modelo de referência (Fig. 4.6a), o recalque máximo gerado com a primeira sobrecarga aplicada (271,1 kN) foi apenas 5 mm, e com a primeira tentativa de saturação do subsolo (V = 18.500 L, Q = 26 L/min) o recalque máximo evoluiu para 21 mm. Estes valores não foram considerados satisfatórios, sendo necessárias modificações na magnitude da sobrecarga e do valor de Q.

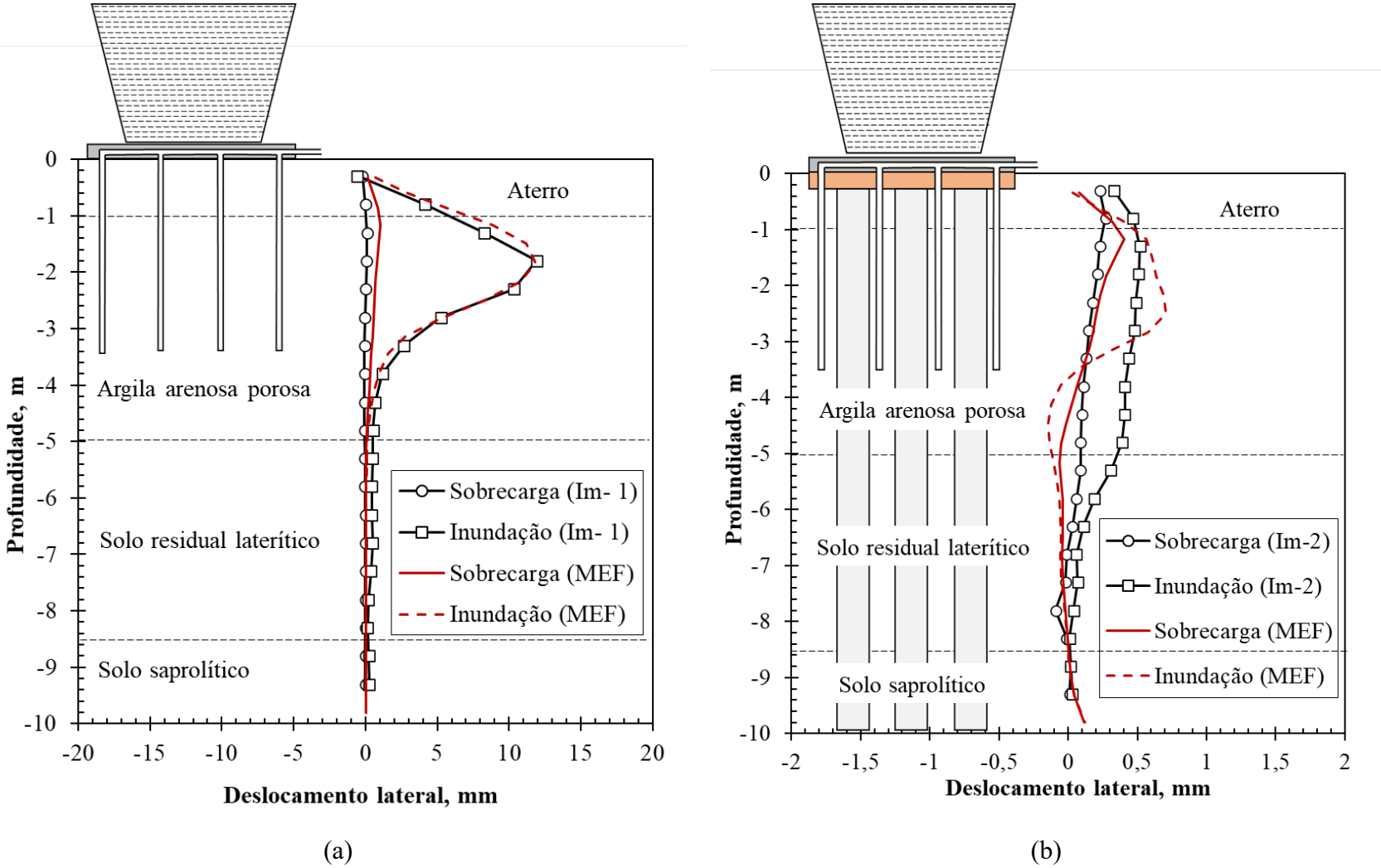
Entre o primeiro descarregamento e o segundo carregamento, o deslocamento vertical foi mínimo, indicando o desenvolvimento de deformação volumétrica irreversível a partir da inundação. Na segunda inundação do subsolo (V = 21.000 L, Q = 90 L/min) o colapso foi mais significativo, atingindo o recalque mínimo de 95 mm (PT4) e o máximo de 131 mm (PT2). Com base na performance do modelo com inclusões, esses valores foram considerados satisfatórios.

É possível observar que a grande diferença de valores de recalque ocorre a partir da inundação do subsolo, como o recalque desenvolvido no modelo de referência após a inundação, que corresponde a cerca de 80% do recalque total. Enquanto no modelo com inclusões, após a inundação desenvolve-se aproximadamente 40% do recalque total. Portanto, indica que a maior contribuição das inclusões rígidas na redução do recalque ocorre a partir do colapso.

Para entender o desenvolvimento do colapso é importante analisar os resultados obtidos a partir do inclinômetro. Assim como nos recalques, no modelo de referência, os valores de deslocamento lateral devido ao carregamento são desprezíveis (inferiores a 1 mm), enquanto que durante o estágio de inundação, o deslocamento máximo é de 12 mm a 1,8 m de profundidade.

A forma da curva de deslocamento lateral indica que não houve colapso na camada de aterro (até 1 m) e que a profundidade de influência da inundação é muito próxima da extremidade dos drenos verticais. Os perfis obtidos neste trabalho foram muito semelhantes aos de Santos (2011) descritos no item 2.4.

O modelo numérico demonstrou um comportamento semelhante aos modelos físicos, indicado pela forte concordância entre as medidas do inclinômetro e o previsto pela simulação numérica mostrada na Figura 4.6.



(a) (b)

Figura 4.6 - Variações do deslocamento lateral: (a) modelo de referência, inclinômetro (Im-1) e (b) modelo com inclusões rígidas, inclinômetro (Im-2).

A Figura 4.7 também ilustra a extensão da zona de inundação durante o experimento no modelo de referência, atingindo cerca de 10 cm da borda do radier, semelhante à extensão do bulbo de saturação na Figura 4.4b.



Figura 4.7 - Extensão da zona de inundação no modelo de referência.

Considerando a pressão média de contato radier-solo é 54 kPa (381 kN) e utilizando a equação $PC = 6{,}9759 \ln \sigma_v - 22{,}561$ (Fig. 3.43) obtida pela simulação numérica, é possível estimar que o potencial de colapso (PC) é de 5,3%. Já a partir da equação geral do PC (Eq. 4.2) o valor do recalque na camada colapsível de 2,5 m (entre 1 e 3,5 m de profundidade) é 132 mm; o valor é muito próximo aos 95 a 131 mm encontrados no experimento.

$$PC = (\Delta h/h)100 \qquad \text{(Eq. 4.2)}$$

onde,

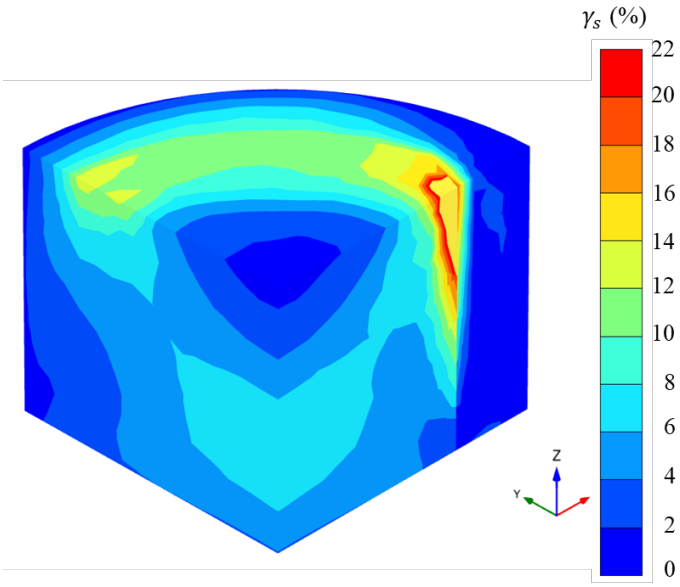
Δh: variação da espessura da camada;

h: espessura inicial da camada.

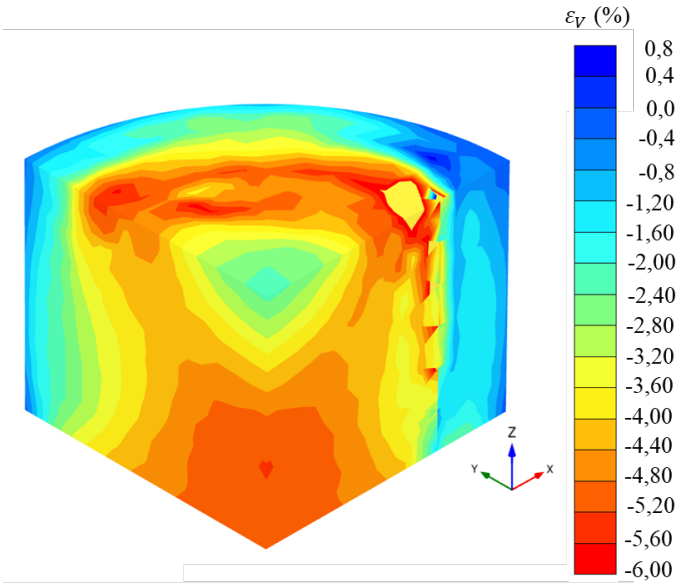
Em contrapartida, para o carregamento inicial de 38 kPa (271 kN), o PC de 2,8% resultou em um recalque de 70 mm, o que difere significativamente do valor medido na análise

experimental (20 mm). Esses resultados indicam que no primeiro carregamento (q = 38 kPa, Q = 26 L/min) as condições próximas à saturação do subsolo não foram atingidas.

A Figura 4.8 apresenta a deformação desviadora total (γ_S) e a deformação volumétrica total (ε_V). Esses valores foram obtidos da camada de argila arenosa porosa no modelo numérico de referência durante o estágio de inundação do solo, e reforça que os deslocamentos são causados pelo colapso.



(a)



(b)

Figura 4.8 - Deformações obtidas a partir do MEF para o modelo de referência durante a etapa de inundação: (a) deformações desviadoras totais e (b) deformações volumétricas totais.

Ao examinar a Figura 4.8a, pode-se concluir que não há indicação de um possível mecanismo de ruptura relacionado à capacidade de carga, uma vez que as deformações desviadoras ($\gamma_S = \varepsilon_N - \varepsilon_V$) estão concentradas verticalmente apenas na periferia do bloco cilíndrico em colapso. Essa informação é corroborada pelos resultados mostrados na Figura 4.10b, que revelam que as deformações volumétricas se desenvolvem exclusivamente dentro do bloco cilíndrico, com valores consistentes com os calculados para o PC. Embora os deslocamentos laterais pareçam significativos (Fig. 4.6a), sua magnitude representa apenas 10% dos recalques medidos.

É importante observar que o colapso estrutural do solo não ocorreu no momento da inundação, mas sim um dia depois. Esse tempo de resposta sugere que tal colapso está associado à característica de dupla porosidade do solo, conforme descrito por Otálvaro *et al*. (2015). Esses autores identificaram que o solo tem uma porosidade total de aproximadamente 60%, com cerca de metade dela composta por microporos com menos de 20 μm de diâmetro. Essa distribuição bimodal de poros implica que, durante o processo de inundação, os macroporos são preenchidos mais rapidamente com água devido à sua conectividade e permeabilidade, enquanto os microporos levam mais tempo para aumentar a saturação, resultando em um processo de colapso progressivo. Esse comportamento é compatível com o observado em solos colapsíveis estruturados, onde o tempo de inundação influencia diretamente a cinética do colapso.

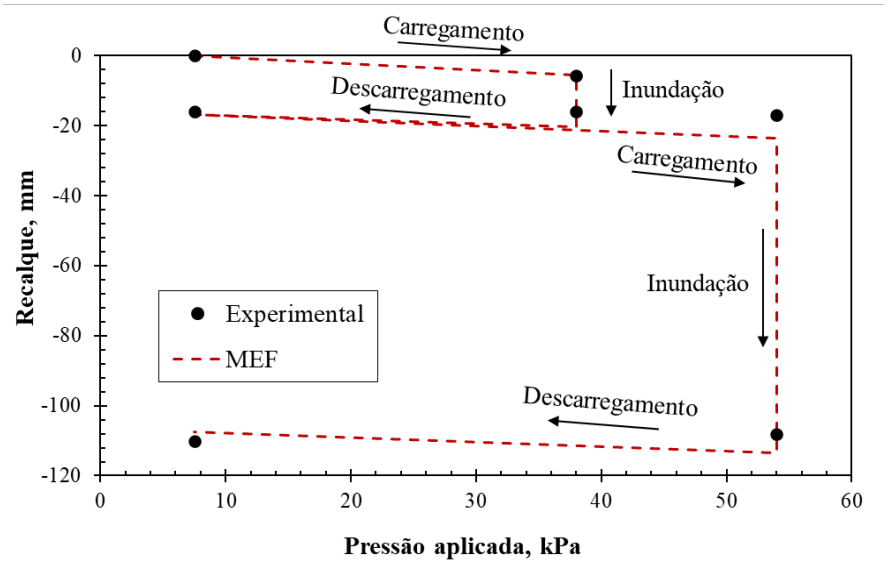
O modelo de referência não apenas facilitou a determinação da magnitude da sobrecarga total e da vazão de inundação do subsolo, como também desempenhou um papel crucial na calibração e ajuste do modelo numérico empregado para simular o comportamento do modelo com inclusões rígidas. A execução dos dois modelos permitiu que o fator de redução de recalque (FRR) fosse calculado pela Equação 2.3. A Tabela 4.1 apresenta o decréscimo dos deslocamentos máximos médios quando o sistema de inclusões é utilizado e os valores de FRR obtidos.

Tabela 4.1 – Deslocamentos máximos médios e fator de redução de recalque (FRR) obtidos.

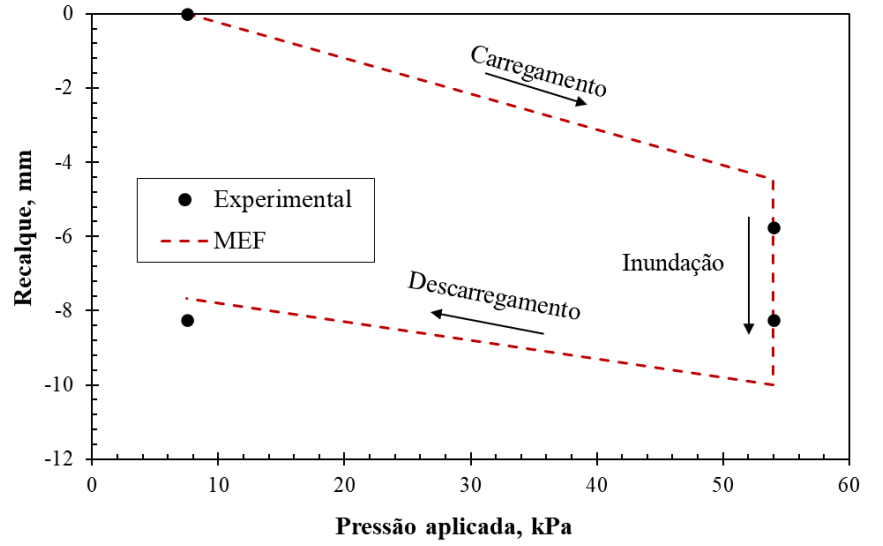
Etapa	Recalque (mm)		Deslocamento lateral		FRR (%)
	Modelo de referência	Modelo com inclusões	Modelo de referência	Modelo com inclusões	
Carregamento	18,3	4,3	0,12	0,27	76,5
Inundação do solo	108,3	8,3	11,92	0,52	92,3

A partir dos dados obtidos é possível verificar que o desempenho do sistema de inclusões rígidas é satisfatório, comprovado por um FRR de 76,5% durante a etapa de carregamento e aumenta durante a inundação do subsolo para 92,3%.

A Figura 4.9 apresenta os valores médios de recalque obtidos dos modelos físico (pontos) e numérico (linha pontilhada) para os diferentes estágios do experimento. Novamente, a modelagem numérica com o BBM reproduz satisfatoriamente o comportamento e ordem de magnitude dos recalques observados nos modelos físicos.



(a)



(b)

Figura 4.9 - Variação do recalque médio de acordo com a etapa de análise: (a) modelo de referência e (b) modelo com inclusões rígidas.

4.3. PRESSÃO DE CONTATO

As células de tensão total foram utilizadas a fim de monitorar a pressão de contato radier-solo. Porém, durante o procedimento experimental, apenas as células CT1 e CT2, do modelo de referência, apresentaram resultados coerentes com os estágios do experimento. Após a exumação dos instrumentos, observou-se que, mesmo com a impermeabilização as CT3 e CT4 foram inviabilizadas pelo contato com a água. Portanto, nesta seção, apenas os resultados das células de tensão total do modelo de referência serão apresentados.

As pressões medidas entre o radier e o solo refletiram as variações de cargas aplicadas ao longo do experimento. A alta rigidez do radier pode provocar a variação de pressões no contato radier-solo, com pressões mais baixas no centro da placa e valores máximos nas bordas.

A Figura 4.10 apresenta as pressões medidas pelas CTs no contato radier-solo no decorrer do procedimento experimental.

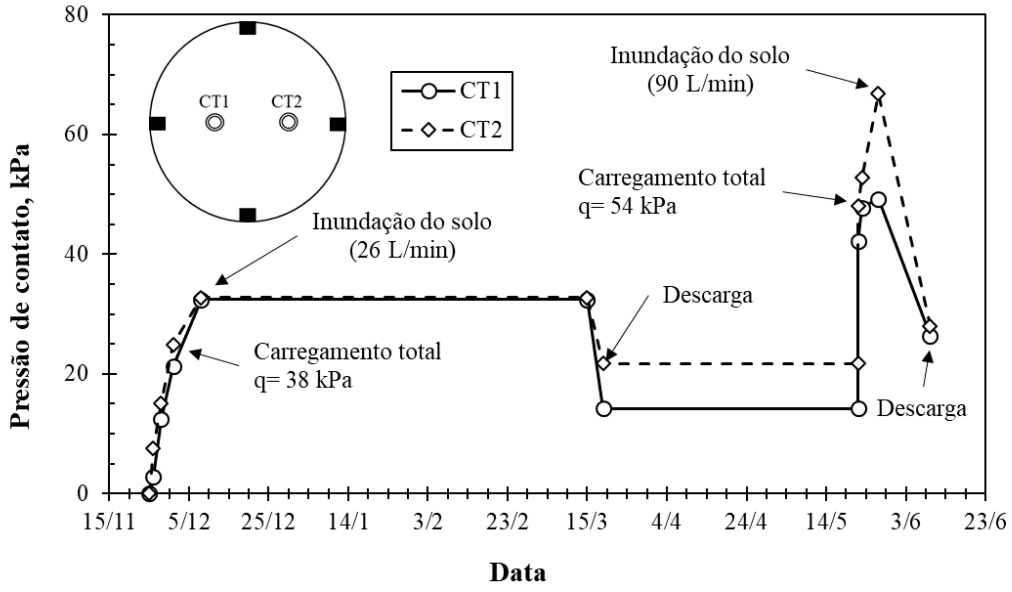


Figura 4.10 - Pressões de contato medidas no contato radier-solo no modelo de referência.

A Figura 4.11 apresenta a variação média de pressão de contato no modelo físico e na simulação numérica apenas no segundo carregamento (54 kPa) do modelo de referência. A magnitude dos valores de pressão na simulação numérica é muito próxima do experimento, principalmente a partir da inundação do subsolo.

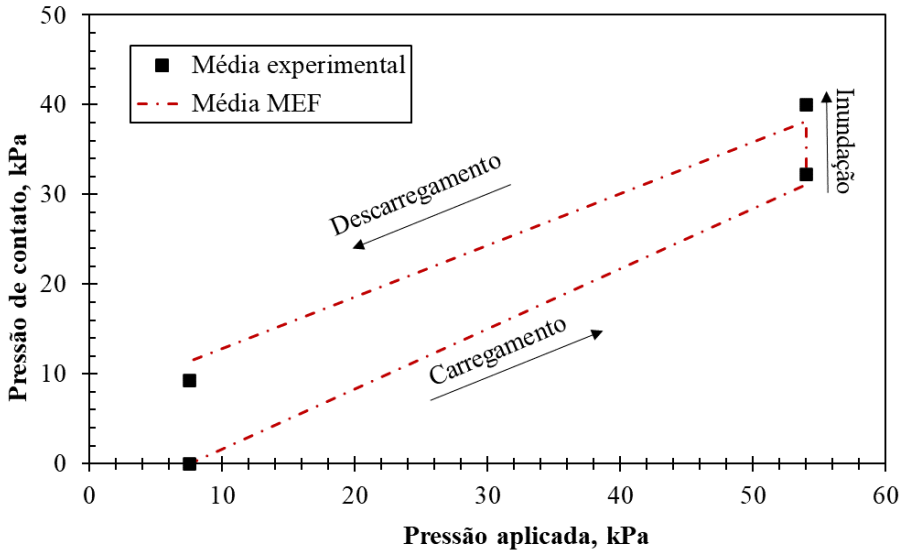


Figura 4.11 - Variação da pressão de contato no segundo carregamento do modelo de referência.

4.4. FORÇAS AXIAIS NAS INCLUSÕES RÍGIDAS

Para compreender o desenvolvimento do mecanismo de transferência de cargas no sistema de inclusões rígidas, foram medidas as deformações ao longo do corpo das inclusões durante as etapas de análise. A partir das deformações medidas pelos strain gauges, foi possível calcular as forças axiais usando o Módulo de Elasticidade (E_r) médio do concreto obtido a partir dos ensaios de laboratório (30 GPa) e a área da seção transversal da inclusão de 0,071 m². Optou-se por utilizar o E_r dos ensaios de laboratório devido às células de carga instaladas no topo das inclusões 1 e 6 não apresentaram resultados coerentes a ponto de serem utilizados. Após a exumação desses equipamentos, verificou-se que a impermeabilização não foi suficiente para evitar o contato com a umidade.

Durante a inundação a deformação no topo da inclusão I1 diminuiu (Fig. 4.12), enquanto que na I4 permaneceu praticamente igual (Fig. 4.13) , já nas inclusões I3 e I5 as deformações no topo aumentaram (Fig. 4.14). Essa variabilidade pode indicar uma redistribuição das cargas entre os elementos devido a pequenas diferenças na geometria, condições de carregamento, compactação e propriedades do material ao longo do modelo. Por exemplo, se a cota do topo de uma inclusão for ligeiramente maior do que as outras, o incremento de carga no topo desse elemento pode ser desprezível ou até mesmo negativo, enquanto o contrário pode ocorrer para as demais inclusões. Da mesma forma, se a compactação do material de aterro for ligeiramente menor ou se o teor de umidade for um pouco maior na área acima do topo de uma inclusão, o

aumento de carga nesse elemento também será mínimo, resultando na redistribuição de carga para a cabeça das outras inclusões.

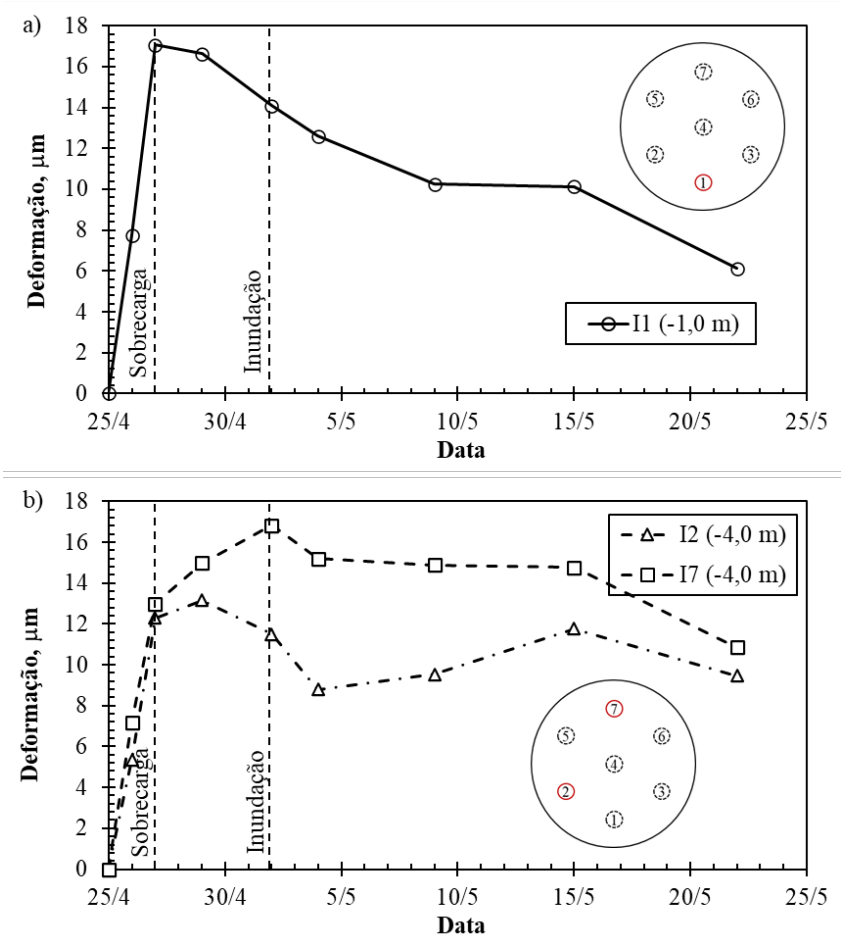


Figura 4.12 - Evolução das deformações ao longo do tempo nas inclusões: (a) I1 e (b) I2 e I7.

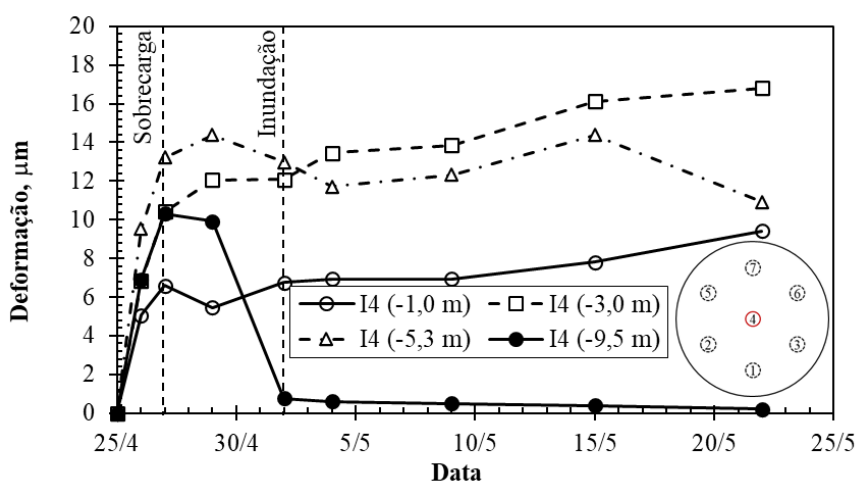


Figura 4.13 - Evolução das deformações ao longo do tempo na inclusão central (I4).

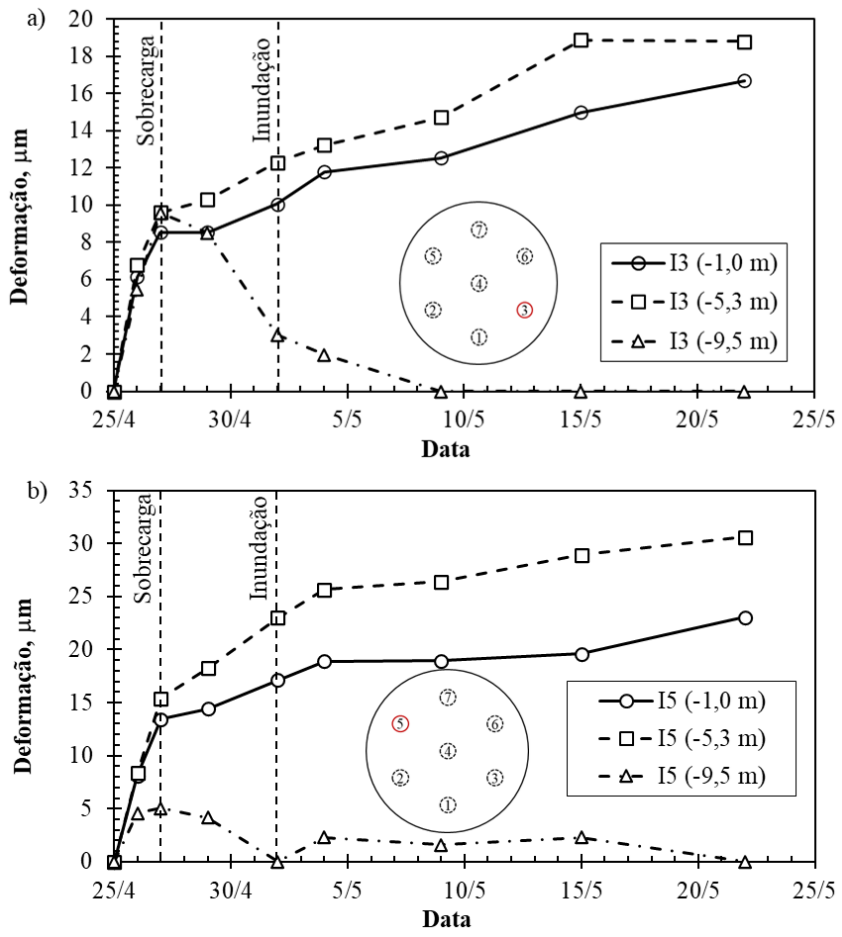


Figura 4.14 - Evolução das deformações ao longo do tempo nas inclusões: (a) I3 e (b) I5.

De modo geral, observa-se que a inclusão central (I4) experimenta menores deformações quando comparada às periféricas. Estima-se que cargas menores se desenvolveram nessa inclusão devido à forma de transferência de carga pela PTC e ao volume de solo que colapsa ao seu redor serem limitados pelas inclusões periféricas, mecanismo explicado pela atuação da área de influência das inclusões.

A Figura 4.15 mostra a evolução das forças axiais no topo da inclusão central e a média das perimetrais a partir da aplicação da sobrecarga. Observa-se que as inclusões perimetrais apresentam uma boa concordância entre o modelo experimental e numérico. Já na inclusão central, ocorre uma diferença considerável entre os dois modelos já na fase de carregamento. Conforme descrito adiante, isso pode ser explicado pela distribuição de carga nessa inclusão ocorrer sobretudo na forma de atrito negativo.

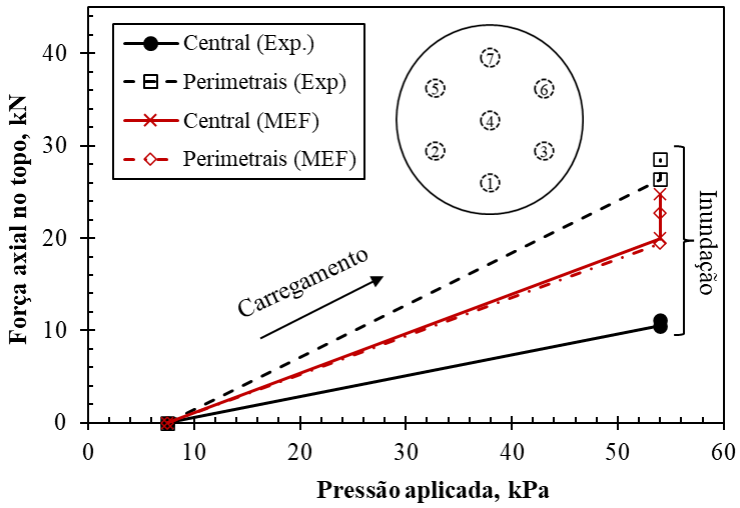


Figura 4.15 - Variação da força axial no topo das inclusões.

As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam os perfis de variação da força axial devido ao incremento de tensão por meio da sobrecarga (46,5 kPa ou 328,5 kN). Os perfis mostram as curvas de tendência (Tend.) obtidas pelas funções quadráticas dos resultados da instrumentação e as curvas geradas pela simulação numérica (MEF).

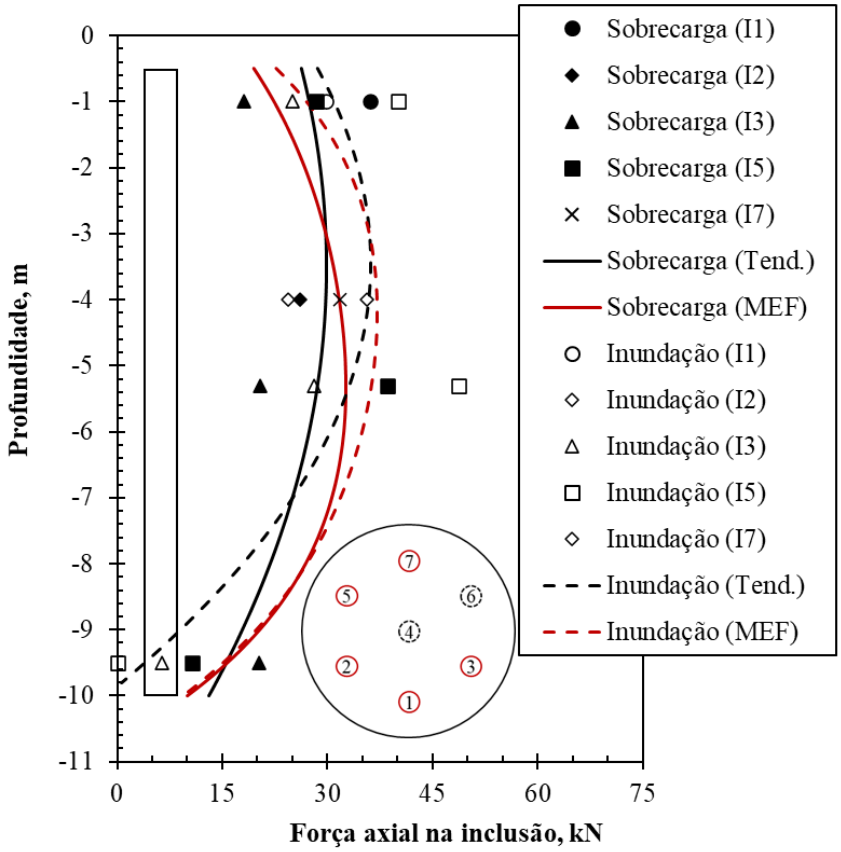


Figura 4.16 - Variação da força axial ao longo das inclusões perimetrais.

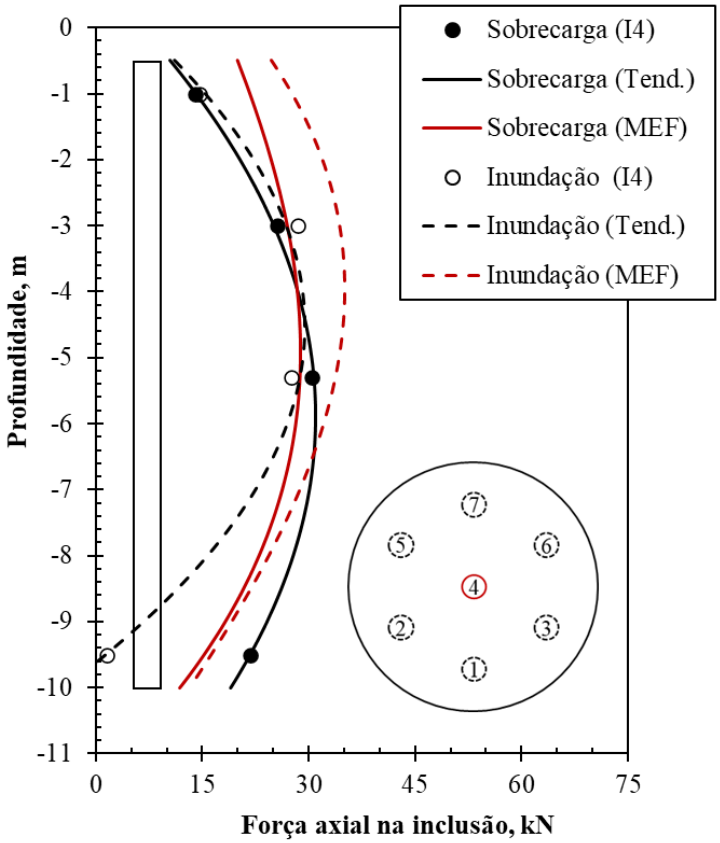


Figura 4.17 - Variação da força axial ao longo da inclusão central.

Percebe-se que a ordem de magnitude dos resultados obtidos a partir da instrumentação e da modelagem numérica são similares, o que fortalece a confiança nos resultados experimentais. Do ponto de vista qualitativo, o comportamento observado nos instrumentos está alinhado com o da simulação numérica, além disso, o formato das curvas força *vs*. profundidade é coerente com os resultados relatados por Briançon *et al*. (2015) e Liu *et al*. (2024).

A carga máxima ocorre próximo a -5,5 m (Tend.), que pode ser interpretada como a região mais próxima ao eixo neutro (z_0). As cargas aumentam em z_0 durante a inundação, retomando o mecanismo de transferência de carga detalhado no item 2.1.3, isso pode sugerir que durante o processo de indução do colapso, Q_c aumenta devido a uma redução de Q_s, e também $F^{(-)}$ aumenta porque o solo colapsível tende a desprender do fuste do elemento acima de z_0.

Para as inclusões periféricas as curvas de tendência dos instrumentos (Tend.) são bastantes semelhantes às obtidas pela modelagem numérica (MEF) e indicam que a profundidade de z_0 é aproximadamente 4 m.

No modelo experimental, o aumento da carga após a inundação ocorre principalmente na forma de atrito negativo ($F^{(-)}$), já no modelo numérico o aumento de Q_c é mais acentuado. No entanto, a força máxima desenvolvida é semelhante em ambos os modelos, aproximadamente 35 e 40 kN para o experimental e numérico, respectivamente.

No caso da inclusão central, o modelo experimental transmite a carga para a inclusão principalmente por meio de $f^{(-)}$, com z_0 identificado a uma profundidade de cerca de 5,5 m. No modelo numérico, a profundidade de z_0 é aproximadamente idêntico ao das inclusões perimetrais. A transferência de carga para a inclusão ocorre principalmente pelo $f^{(-)}$; porém, em ambos os modelos, a carga no topo aumenta durante a indução do colapso. Novamente, as cargas máximas desenvolvidas ao longo da inclusão rígida são muito semelhantes, aproximadamente 30 kN para o modelo experimental e 35 kN para o numérico.

A perda de carga na ponta durante a inundação, pode estar relacionada ao acúmulo de material solto nessa área depositado durante a escavação da inclusão, que perde a resistência devido ao aumento da umidade ou, alternativamente, devido a um aumento repentino da carga no elemento, que forçou a transferência da carga na ponta para o fuste da inclusão como atrito lateral positivo.

Por outro lado, a baixa carga no topo do elemento pode ser atribuída à compactação de má qualidade da compactação do solo nessa zona e/ou o amolecimento do solo compactado durante o processo de inundação. No entanto, como explicado anteriormente, se o topo transmite pouca carga ao elemento, então a carga será transmitida por meio do fuste como atrito negativo. Esse aspecto confirma a eficiência do mecanismo de transferência de carga nesse tipo de sistema de fundação.

Finalmente, no contexto deste trabalho, a eficiência (Eq. 4.3) do sistema de inclusões rígidas deve ser baseada tanto na força transmitida ao topo da inclusão quanto na força resultante do atrito negativo desenvolvido acima de z_0 ($F^{(-)}$).

$$E = \frac{\sum\left(Q_c + F^{(-)}\right)}{Q_T} \qquad \text{(Eq. 4.3)}$$

Os valores detalhados das forças axiais atuante são mostrados na Tabela 4.2. Q_T é igual a força aplicada pela sobrecarga da brita nº 4 saturada (Q_{bs}). Portanto, a eficiência do modelo experimental é de 64% na etapa de sobrecarga e 75% após a indução do colapso. Já o modelo numérico apresentou uma eficiência de 68% no carregamento e 78% após a inundação.

Tabela 4.2 – Forças axiais médias nas inclusões.

Inclusão	Forças (kN)	Sobrecarga		Inundação	
		Experimental	Numérico	Experimental	Numérico
Central	Q_c	10,52	19,97	11,12	24,73
	$F^{(-)}$	20,51	8,87	18,34	10,41
	Q_p	19,06	11,86	-4,56	13,12
	$F^{(+)}$	11,97	16,98	34,01	22,02
Perimetral	Q_c	26,35	19,44	28,53	22,67
	$F^{(-)}$	3,59	13,14	7,59	14,45
	Q_p	13,13	9,95	-1,69	9,35
	$F^{(+)}$	16,81	22,63	37,80	27,77

5. CONCLUSÕES

Este trabalho abrange uma análise experimental e numérica do comportamento de dois modelos em grande escala no solo colapsível de Brasília. O primeiro modelo (modelo de referência) atuou como referência, e consistiu em uma fundação superficial, radier apoiado diretamente sobre o solo. Esse modelo permitiu que a magnitude do colapso fosse medida sem a influência das inclusões rígidas.

No segundo modelo, foi incorporado ao radier, o sistema de inclusões rígidas, com uma plataforma de transferência de carga (PTC) sobre o solo colapsível reforçado com inclusões. O colapso do subsolo foi induzido a partir da aplicação de sobrecarga e da inundação. Os procedimentos de carregamento e inundação foram calibrados usando o modelo de referência, e o mesmo método foi aplicado ao modelo com inclusões rígidas.

A modelagem numérica foi executada utilizando o método dos elementos finitos (MEF 3D), empregando o modelo constitutivo Barcelona Basic Model (BBM) para simular o comportamento do solo colapsível. Os parâmetros do modelo foram calibrados e validados com base em resultados dos ensaios de laboratório da argila porosa de Brasília.

Diante do exposto, a pesquisa contribuiu para a análise do comportamento do solo colapsível de Brasília reforçado com inclusões rígidas, validando, por meio de dados experimentais, parâmetros que podem ser utilizados para simular o comportamento desse material em condições propícias ao colapso. À vista disso, observou-se:

- Os modelos numéricos provaram ser importantes para analisar e interpretar os dados obtidos a partir dos modelos experimentais, bem como para validar a magnitude dos valores obtidos por meio da instrumentação.

- Com base nos parâmetros do BBM calibrados, foi proposta uma curva logarítmica para representar a variação do potencial de colapso (PC) em função tanto da tensão vertical quanto da tensão isotrópica para o solo natural e compactado, respectivamente. Considerando a camada colapsível com 2,5 m de espessura e a pressão aplicada igual a 54 kPa (381 kN), foi possível estimar o deslocamento vertical devido ao colapso, resultando no valor de 132 mm para um PC de 5,3%, estimativa próxima ao medido no modelo experimental. A curva do potencial de colapso para o solo do aterro e PTC indica que sob altas concentrações de tensões, como as desenvolvidas na PTC acima do topo das inclusões,

podem ocorrer deformações volumétricas significativas se a camada se aproximar da condição saturada.

- O modelo de referência facilitou a determinação da magnitude da sobrecarga (Q = 54 kPa, P = 381 kN) e da vazão de infiltração da água (99 L/min) como também desempenhou um papel importante na calibração e validação dos parâmetros do modelo usado para simular o comportamento do radier reforçado com inclusões rígidas.

- A forma da curva de deslocamento lateral obtida a partir das leituras com o inclinômetro no modelo de referência, juntamente com a modelagem numérica, ajudou a definir a profundidade e a espessura do solo que colapsou durante a inundação do subsolo.

- O modelo BBM reproduz satisfatoriamente comportamento e ordem de magnitude dos deslocamentos vertical e lateral de ambos os modelos, de referência e com inclusões.

- A eficiência desse sistema de fundação pode ser atribuída ao mecanismo de transferência de carga, ou seja, da camada de distribuição para o topo dos elementos, e do solo reforçado pelas inclusões para o fuste por meio do atrito negativo. Com a indução do colapso no solo circundante, as cargas axiais máximas aumentaram em todas as inclusões, esse aumento pode ser transmitido tanto pelo topo quanto pelo fuste. Variações nas cargas de topo podem sugerir a redistribuição entre os elementos devido a pequenas diferenças na geometria, condições de carregamento, qualidade da compactação ou propriedades dos materiais. Baixas cargas no topo de alguns elementos podem ser devido à compactação inadequada do solo nessas regiões ou ao amolecimento durante o processo de inundação. Porém, é possível concluir que se as cabeças concluírem cargas mínimas aos elementos, as cargas serão transmitidas através do fuste como atrito negativo ou, ainda, o aumento repentino de carga no elemento pode ser transmitido para o fuste em forma de atrito lateral positivo. De qualquer forma a eficiência do sistema é mantida.

- As magnitudes obtidas a partir da instrumentação e modelagem numérica estão fortemente alinhadas, aumentando a confiabilidade dos resultados. Qualitativamente, os comportamentos observados nos instrumentos correspondem bem aos previstos pela simulação numérica.

- Pode-se concluir que as métricas de desempenho para o sistema de inclusões rígidas são quase ótimas, evidenciadas por um fator de redução de recalque (FRR) de 76,5% durante

os estágios de carregamento, aumentando para 92,3% nos estágios de inundação. As eficiências (E) calculadas foram de 64% na análise experimental e 68% na análise numérica, considerando apenas a sobrecarga; com a indução do colapso, esses valores subiram para 75% e 78% no modelo experimental e numérico, respectivamente.

- Os resultados indicam que a utilização de material coesivo compactado como camada de distribuição de carga aumenta efetivamente a transmissão de carga das superestruturas para o topo das inclusões rígidas.

Para pesquisas futuras, recomenda-se:

- O estudo do solo superficial de Brasília, adequadamente compactado, como camada de distribuição de carga em estruturas de maior porte.

- A execução de análises considerando concreto menor resistência, visto que as cargas axiais nas inclusões rígidas foram de baixa magnitude.

- Análise comparativa para calcular os potenciais de colapso (PC) a partir de ensaios edométricos e das equações obtidas das curvas PC *vs*. σ_v (Peixoto, 1999) e PC *vs*. *p* (Pereira, 1996).

- Aplicar o BBM como ferramenta para simular o comportamento do solo colapsível de Brasília com outros sistemas de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACAR, Y., MOLLAMAHMUTOĞLU, M. (2023). The effect of components' characteristics on rigid inclusion system on soft soil. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, *47*(2): 1125-1137.

AL HEIB, M., EMERIAULT, F., NGHIEM, H. L. (2020). On the use of 1g physical models for ground movements and soil-structure interaction problems. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 12(1), 197-211.

ALONSO, E. E., GENS, A., JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40(3):405–430

AL-RAWAS, A. A. (2000). State-of-the-art review of collapsible soils. Science and Technology, Special review: 115-135.

ALSIRAWAN, R. (2021). Analysis of Embankment Supported by Rigid Inclusions Using Plaxis 3D. Acta Technica Jaurinensis, 14(4): 455-476.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNCIAS. (2022). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNCIAS. (2023). NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro. 242 p.

BARDEN, L., MCGOWN, A., COLLINS, K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. Engineering Geology, 7: 49-60.

BAUDOUIN, G. (2010). Sols renforcés par inclusions rigides: modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage. Tese de Doutorado. Universidade de Nantes, Nantes, França, 285 p.

BENTLEY. (2023). User defined soil model-BBM: Barcelona Basic Model in Plaxis, Plaxis 2023.1.

BENTLEY. (2023). User defined soil model-BBM: Barcelona Basic Model in Plaxis, Plaxis 2023.1.

BERNUY, C., HOR, B., KIM, S., SONG, M., ALQOUD, S. Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. Innovative Infrastructure Solutions, 3(1): 1-12.

BLANC, M., RAULT, G., THOREL, L., ALMEIDA, M. (2013). Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. Geotextiles and Geomembranes, 36: 92-105.

BOHN, C. (2015). Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Darmstadt, Darmstadt, Alemanha, 345 p.

BOUASSIDA, M., BOUASSIDA, W. (2013). Soil reinforcement by rigid inclusions: contamination of an oil storage tank. International conference on case histories in geotechnical engineering, Chicago, 1-9.

BRIANÇON, L., DIAS, D., SIMON, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. Canadian Geotechnical Journal, 52(10): 1592-1604.

BRIANÇON, L., KASTNER, R., SIMON, B., DIAS, D. (2004). Le renforcement des sols par inclusions rigides. Symposium International ASEP-GI, Paris, França.

BRITSH STANDARDS INSTITUTION. (2010). BS8006-1(2010): Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Reino Unido. 260 p.

BURITICÁ GARCIA, J. A. (2021). Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçada com inclusões rígidas. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.

BURITICÁ GARCÍA, J. A., RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F., ALARCÓN POSSE, J., PINTO DA CUNHA, R. (2019). Evaluación de una cimentación profunda en Sistema placa pilote e inclusions rígidas para un edifício construido em suelo colapsable de Distrito Federal, Brasil. Geotechnical Engineering in the XXI: lessons learned and future challenges, Cancun, México.

BURLAND, J.B. 1965. Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soils. In Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. Butterworths, Sidney, Austrália, 270-278.

CARDOSO, F. B. F. (2002). Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central brasileiro. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

CASAGRANDE, A. (1932). The structure of clay and its importance in foundation engineering. Journal of Boston Society of Civil Engineers, 19: 168-209.

CHEVALIER, B., VILLARD, P., COMBE, G. (2011). Investigation of load-transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions. International Journal of Geomechanics, 11(3): 239-250.

CINTRA, J.C., ALBIERO, J.H., VILAR, O.M. (1997). Pile load on colapsible soil: Conclusion and Recommendation. XIV ICSMFE, Hamburgo, Alemanha, 781-782.

CINTRA, J.C.A. (1998). Fundações em Solos Colapsíveis. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 116 p.

COELHO, R. S. (2013). Relatório das sondagens executadas na área destinada à construção da obra Casa do Professor. FUNDEX, Infrasolo, Brasília, DF.

COLLIN, J. G., HAN, J., HUANG, J. (2005). Geosynthetic reinforced column support embankment design guidelines. Proceedings of the North America Geosynthetics Society (NAGS) Conference, Las Vegas, EUA: 1-15.

COMBARIEU, O. (1990). Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. Revue Française de Géotechnique, 53:33–44.

CRUZ JUNIOR, A. J. (2016). Instrumentação de fundações estaqueadas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO.

CRUZ, P. T. D. (1987). Solos residuais: algumas hipóteses de formulações teóricas de comportamento. Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, ABMS-UnB, Brasília, DF, 79-111.

CULSHAW, M. G., NORTHMORE, K. J., JEFFERSON, I. ASSADI-LANGROUDI, A., BELL, F. G. (2020). Collapsible soils in the UK: their occurrence, monitoring and mitigation. The Geological Society, Londres, Reino Unido.

DAS, B. M., SOBHAN, K. (2019). Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Cengage Learning.

FAGUNDES, D. F., ALMEIDA, M. S., THOREL, L., BLANC, M. (2017). Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. Geotextiles and Geomembranes, 45(2): 1-10.

FEDA, J. (1995). Mechanism of collapse of soil structure. Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Genesis and Properties of Collapsible Soils, Loughborough, Reino Unido.

FERREIRA, S. R. M. (1995). Colapso e expansão em solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 379 p.

FERREIRA, S. R. M., FUCALE, S. P. (2014). Evaluation of the collapsibility of soils in the semiarid region of Pernambuco, Brazil. Journal of Civil Engineering and Architecture, 8 (10): 1285-1292.

GOMES, B. R. (2020). Modelagem Numérica de uma Proposta de Modelo Físico para Avaliação da Eficiência e do Desempenho de Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 110 p.

GOMES, B. R., RODRÍGUEZ, J. F., PÉREZ, R. F. L. (2019). Projeto de modelo físico para avaliar o desempenho de grupo de inclusões no controle de recalques em solos colapsíveis. Geocentro, Brasília, DF: 335-342.

GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo de desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

HOLTZ, W. G., HILF, J. W. (1961). Settlement of soil foundations due to saturation. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Machanics and Foundation Engineering, Paris, 1: 673-679.

HOR, B., JEE, S. H., SONG, M. J., KIM, D. Y. (2017). Ground improvement using rigid inclusion for the foundation of LNG tanks. ISSMGE, 2907-2910.

HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N., SPADOLA, D. J. (1988). Prediction of field collapse of soils due to wetting. Journal of Geotechnical Engineering, 114(1): 40-58.

HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N., ZAPATA, C. E., LAWRENCE, C. (2001). Geotechnical engineering practice for collapsible soils. Geotechnical, Geological Engineering, 19(3): 333-355.

IPEDF - INSTITUTO DE PESQUISA E ESTATÍSTICA DO DISTRITO FEDERAL. (2020). Atlas do Distrito Federal. Brasília: IPEDF. Disponível em: https://atlas.ipe.df.gov.br/. Acesso em: 12 de agosto de 2025.

IREX. (2011). Recommendations for the design construction and control of rigid inclusion ground improvements ASIRI. IREX's Soil Specialist Cluster, França.

JENCK, O. (2005). Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticals: Modélisation physique et numérique. Tese de Doutorado. Instituto Nacional de Ciências Aplicadas de Lyon, Lyon, França, 384 p.

JENNINGS, J.E., KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure. VII Reg. Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, África do Sul, 1: 99-105.

KRAEMER, S. R., CONDON, R. B., WISSMANN, K. (2018). Rigid inclusion system supports multi-story residential and parking garage structures in organic soil profile. IFCEE, 370-379.

LIU, Y., JIANG, S., VANAPALLI, S. K., LI, J. (2024). Mechanical behavior of pile foundations associated with water infiltration in unsaturated collapsible soils. International Journal of Geomechanics, 24(6).

LOBO, A. S., ALBIERO, J. H., FERREIRA, C. V. (1991). Influência da inundação na carga última de estacas de pequeno porte. II SEFE, São Paulo, SP, 2: 217-226.

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 PCSMGE, Foz do Iguaçu, 1: 1–16.

LÓPEZ-JIMÉNEZ, G. A., DIAS, D., JENCK, O. (2018). Effect of the soilpile-structure interaction in seismic analysis: case of liquefiable soils. Acta Geotech, 14:1509–1525.

MASCARENHA, M. M. A. (2008). Influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.

MOTA, N. M. (2003). Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: Interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.

MÜTZENBERG, D. V. S. (2022). Estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142 p.

MÜTZENBERG, D. V. S., RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F., BURITICA-GARCIA, J. A. (2021). Estudo numérico-experimental do mecanismo de transferência de carga desenvolvido em fundações reforçadas com inclusões rígidas. XXV Argentine Congress of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Misiones, 505–518.

NADEO, J. R., VIDELA, E. P. (1975). El fenômeno de la humectation in situ de suelos colapsibles. V Congresso Panamericano de Mecanica de Suelos y Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, Argentina, 5: 313-319.

NOUI, T. K. A., BOUZID, T. (2017). Behavior of the Foundation of Bridge Reinforced by Rigid and Flexible Inclusions. International Journal Structural and Construction Engineering, 11(11): 1526-1530.

OKYAY, U. S., BRIANÇON, L. (2012). Monitoring and numerical investigations of rigid inclusion reinforced concrete water tanks. III International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Nicosia, 28-30.

OKYAY, U. S., DIAS, D. (2010). Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. Engineering geology, 114(1-2): 34-44.

OKYAY, U. S., DIAS, D., THOREL, L., RAULT, G. (2014). Centrifuge modeling of a pile-supported granular earth-platform. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(2): 1-12.

OPUKUMO, A. W., DAVIE, C. T., GLENDINNING, S., OBORIE, E. (2022). A review of the identification methods and types of collapsible soils. Journal of Engineering and Applied Science, 69 (17): 1-21.

OSIPOV, V. I., SOKOLOV, V. N. (1995). Factors and Mechanism of Loess Collapsibility. Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Genesis and Properties of Collapsible Soils, Loughborough, Reino Unido.

OTÁLVARO, I. F., NETO, M. P. C.,, CAICEDO, B. (2015). Compressibility and microstructure of compacted laterites. Transportation Geotechnics, 5: 20-34.

PAIXÃO, M. N. O. N., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasília. II Simpósio sobre Solos Não Saturados, Recife, PE, 2: 105–110.

PECKER, A. (2004). Design and construction of the Rion Antirion Bridge. Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 216-240.

PEDROSO, D. M., FARIAS, M. M. (2011). Extended Barcelona basic model for unsaturated soils under cyclic loadings. Computers and Geotechnics, 38(5): 731-740.

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, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

PEREIRA, C. M. P. (2011). Estudo do modelo constitutivo BBM: influência da sucção na resistência ao corte. Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 139 p.

PEREIRA, J. H. (1996). Numerical Analysis of the mechanical behaviour of collapsing earth dams during first reservoir filling. Tese de Doutorado, Universidade de Sascachevão, Saskatoon, 483 p.

PEREZ, E. N. P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.

PÉREZ, R. F. L. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

PHAM, T. A., DIAS, D. (2021). 3D numerical study of the performance of geosynthetic-reinforced and pile-supported embankments. Soils and Foundations, 61(5): 1319-1342.

POPESCU, M. E. (1986). A comparison between the behavior of swelling and of collapsing soils. Engineering Geology, 23: 145-163.

RIBEIRO, G.W. (1999). Estudo da influência da saturação na interação solo de fundação/ estaca de solo-cimento. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.

RODRIGUES, R. A, SOARES, F. V. P., SANCHEZ, M. (2021). Settlement of footings on compacted and natural collapsible soils upon loading and soaking. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engeneering, 147 (4): 1-15.

RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F, SANTIAGO, I. M., BERNARDES, H. C., MENDES, T. A. (2022). Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. Soils Rocks, 45:1–15.

RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F. (2010). Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional, em la Zona Lacustre de la Ciudad de México. Tese de Doutorado, Universidad Nacional Autónoma de México, Cidade do México, 245 p.

RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F., AUVINET, G. (2006). Rigid inclusions in Mexico City soft soils. International Symposium: Rigid inclusion in difficult soft soil conditions, Cidade do México, México 1: 197-206.

RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F., PÉREZ, R. F. L., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019). Performance evaluation of rigid inclusion foundations in the reduction of settlements. Soils and Rocks, 42(3): 265-279.

ROGERS, C. D. F. (1995). Types and distribution of collapsible soils. Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Genesis and Properties of Collapsible Soils, Loughborough, Reino Unido.

SALES, M. M. (2000). Análise do comportamento de sapatas estaqueadas. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

SALES, M. M., VILAR, O. M., MASCARENHA, M. d., PEREIRA, J. F., SILVA, C. M., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2015). Fundações em solos não saturados. Em J. Camapum de Carvalho, G. Gitirana Junior, S. L. Machado, M. d. Mascarenha, F. C. Filho (eds), Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 651-685.

SANTIAGO, I. M. (2021). Inclusões Rígidas para Fundações de Silos Graneleiros. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 79 p.

SANTOS, E. C. (2011). Avaliação experimental de muros reforçados executados com resíduos de construção e demolição reciclados (rcd-r) e solo fino. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 214 p.

SANTOYO, E., OVANDO, E. (2006). Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral. International Symposium on Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, Cidade do México, 1: 171–178.

SILVA, S. O. (2024). Simulação Numérica do Colapso Induzido por Inundação e Carregamento de Radiers com e sem Inclusões Rígidas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103 p.

SIMON, B. (2012). General report S5: Rigid inclusions and stone columns. Proceedings of the ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI, Bruxelas: 38 p.

SIMON, B., SCHLOSSER, F. (2006). Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France. International Symposium on Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, Cidade do México, México, 1: 3–23.

SLOAN, J. A. (2011). Column-supported embankments: full-scale tests and design recommendations. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Instituto Plitécnico e Universidade Estadual da Virgínia, Blacksburg, EUA, 266 p.

SOUZA NETO, J. B. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

TEIXEIRA, C. Z. (1993). Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. (1989). Procedure for performing field permeability testing by the well permeameter method 7300–89. U.S. Bureau of Reclamation: 1227-1236.

VAN GENUCHTEN, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal, 44(5): 892-898.

VILAR, O.M., FERREIRA, S. R. M. (2015). Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo, SP: ABMSEG.

XAVIER, J. M. (2018). Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 175 p.

XING, H., ZHANG, Z., LIU, H., WEI, H. (2014). Large-scale tests of piled-supported earth platform with and without geogrid. Geotextiles and Geomembranes: 1-13.

ZHANG, J., DIAS, D., JENCK, O. (2023). 3D numerical modeling of a rigid inclusion reinforced railway embankment under cyclic loading. Transportation Geotechnics, 41: 1-15.

APÊNDICE A – DADOS DE CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE TENSÃO

As Tabelas A.1 e A.2 apresentam as medidas de deformação nas células de tensão total durante a calibração.

Tabela A.1 – Medidas de deformação na calibração da célula de tensão total – CT1.

Estágio	Deformação (μm/m)	Tensão (kPa)
0	26,36	0,00
1	32,01	9,92
2	50,87	20,02
3	66,79	30,57
4	79,54	39,93
5	91,67	49,90
6	100,40	60,06
7	110,59	69,94
8	121,18	80,04
9	134,22	89,89
10	144,87	96,09

Tabela A.2 – Medidas de deformação na calibração da célula de tensão total – CT2.

Estágio	Deformação (mm/m)	Tensão (kPa)
0	28,18	0,00
1	29,88	10,57
2	47,35	20,44
3	59,49	30,51
4	71,97	41,18
5	80,06	50,46
6	90,19	60,11
7	97,83	70,06
8	108,06	82,13
9	114,72	90,49
10	123,95	100,01
11	137,71	117,86

APÊNDICE C – LEVANTAMENTO GEODÉSICO DA ÁREA DE ESTUDO

A Figura C.1 apresenta o mapa do levantamento geodésico executado na área de estudo para locação precisa do marco topográfico e das inclusões rígidas.

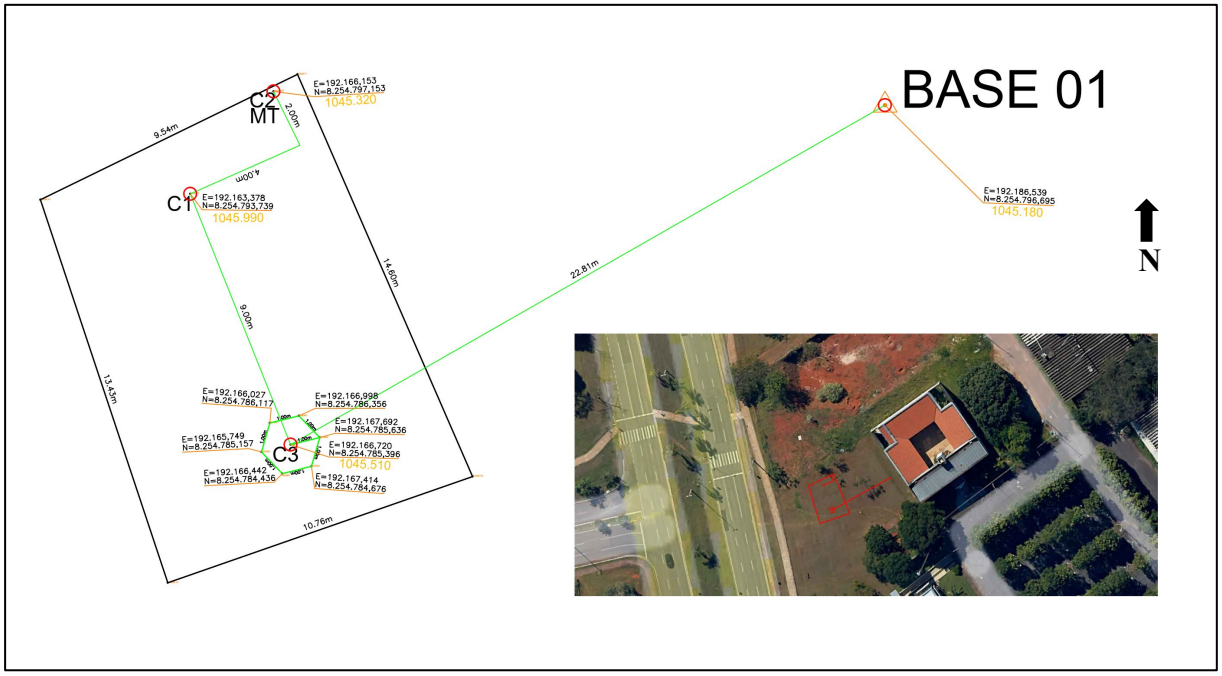


Figura C.1 – Mapa do levantamento geodésico da área de estudo e locação das inclusões rígidas.

APÊNDICE D –ENSAIOS DE LABORATÓRIO DO CONCRETO DAS INCLUSÕES RÍGIDAS

A Figura D.1 mostra a evolução da resistência à compressão do concreto nos 3, 7 e 28 dias.

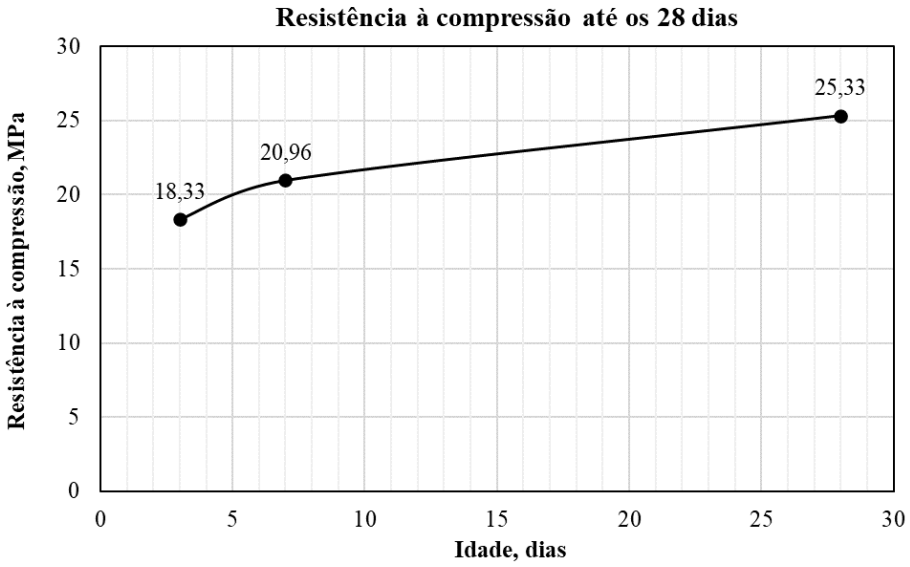
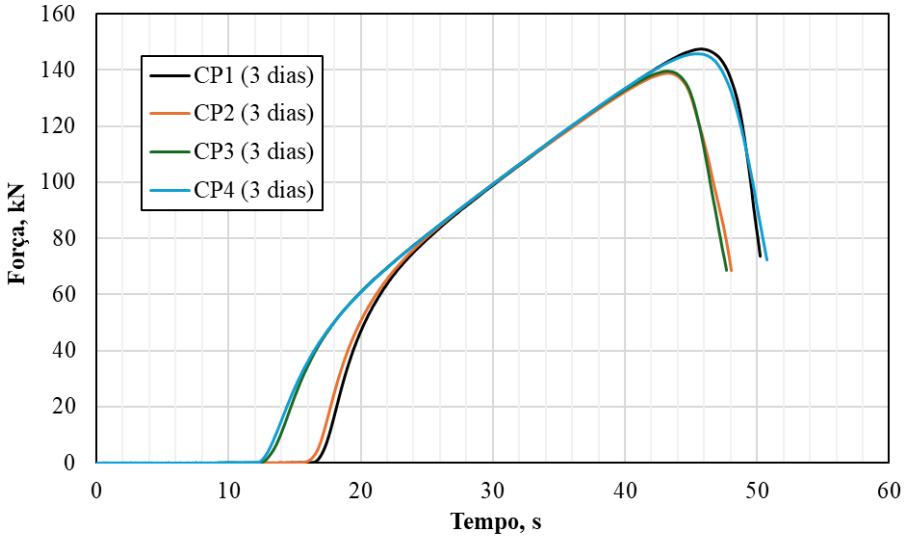
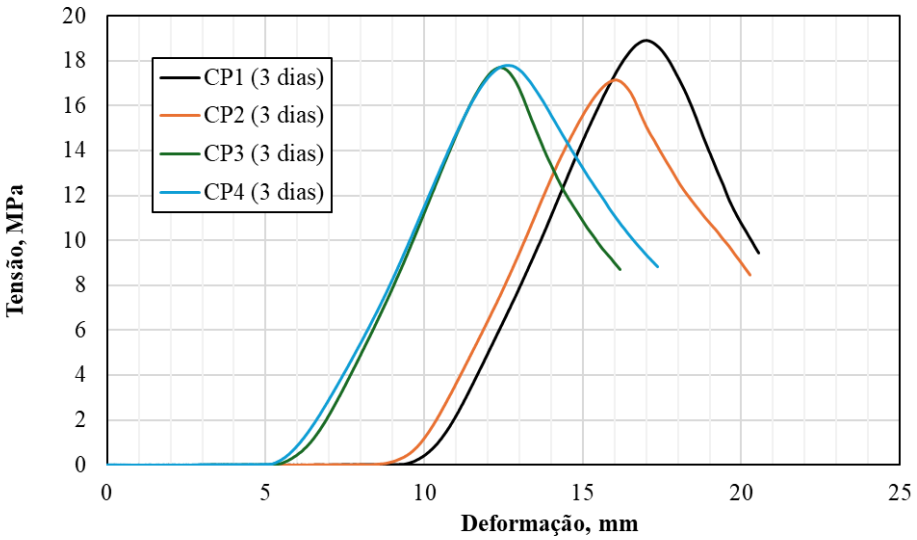


Figura D.1 – Curva de desenvolvimento da resistência à compressão do concreto.

A Figura D.2 apresenta as medidas realizadas durante os ensaios de compressão do concreto aos 3 dias.



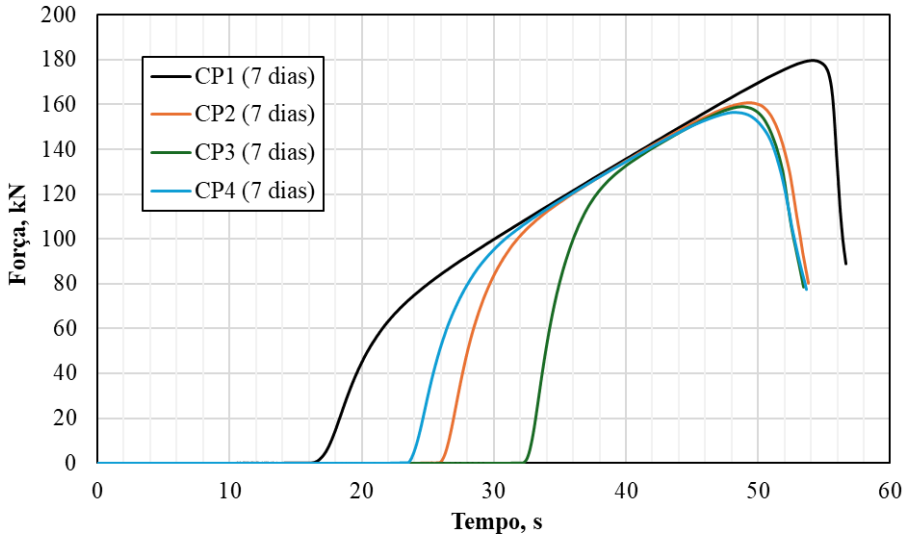
(a)



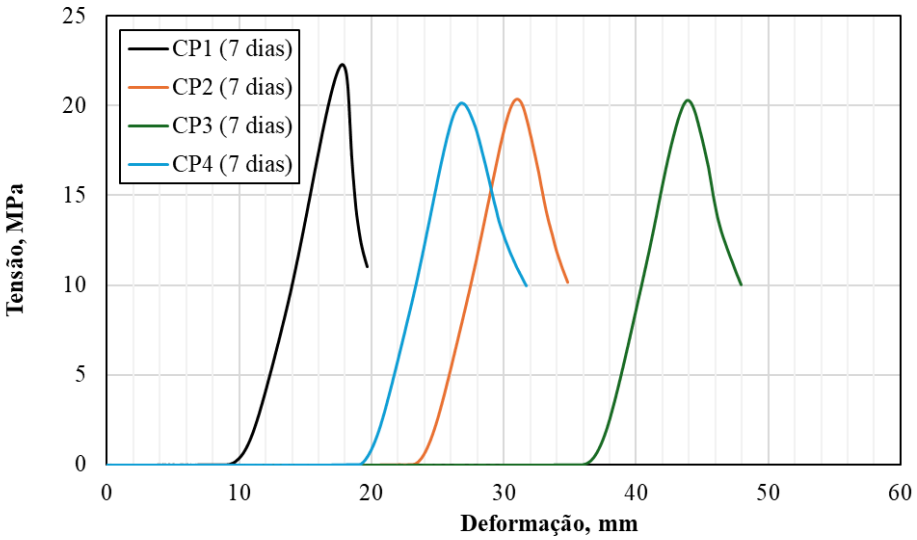
(b)

Figura D.2 – Gráfico dos corpos de prova de concreto aos 3 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação.

A Figura D.3 apresenta as medidas realizadas durante os ensaios de compressão do concreto aos 7 dias.



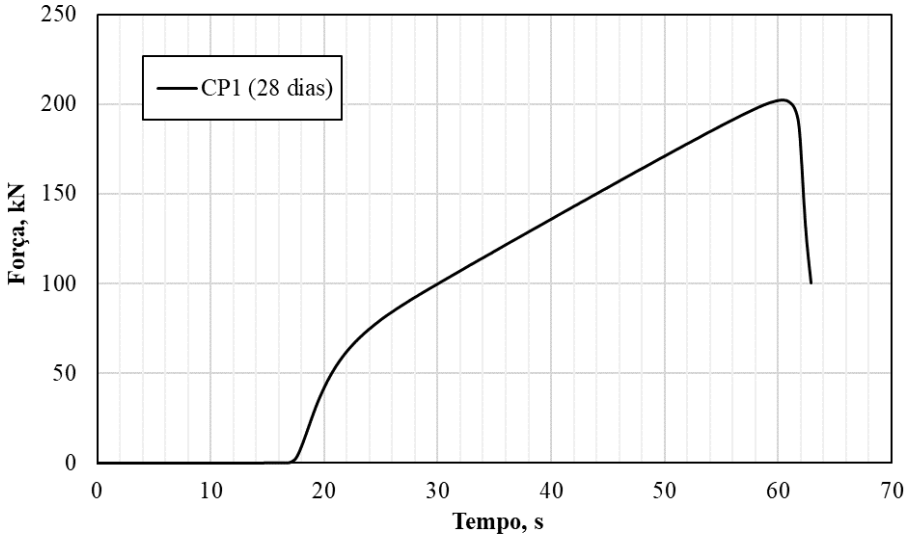
(a)



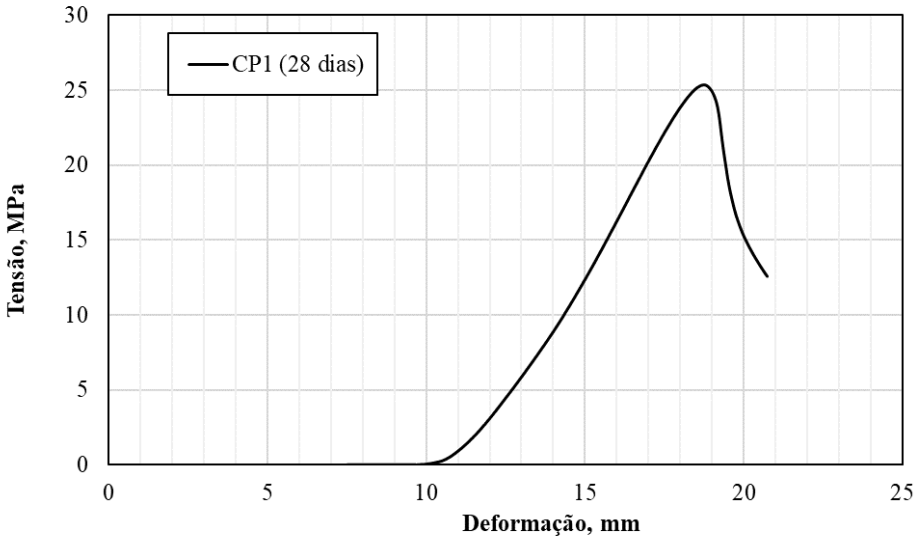
(b)

Figura D.3 – Gráfico dos corpos de prova de concreto aos 7 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação.

A Figura D.4 apresenta as medidas realizadas durante o ensaio de compressão do concreto aos 28 dias.



(a)

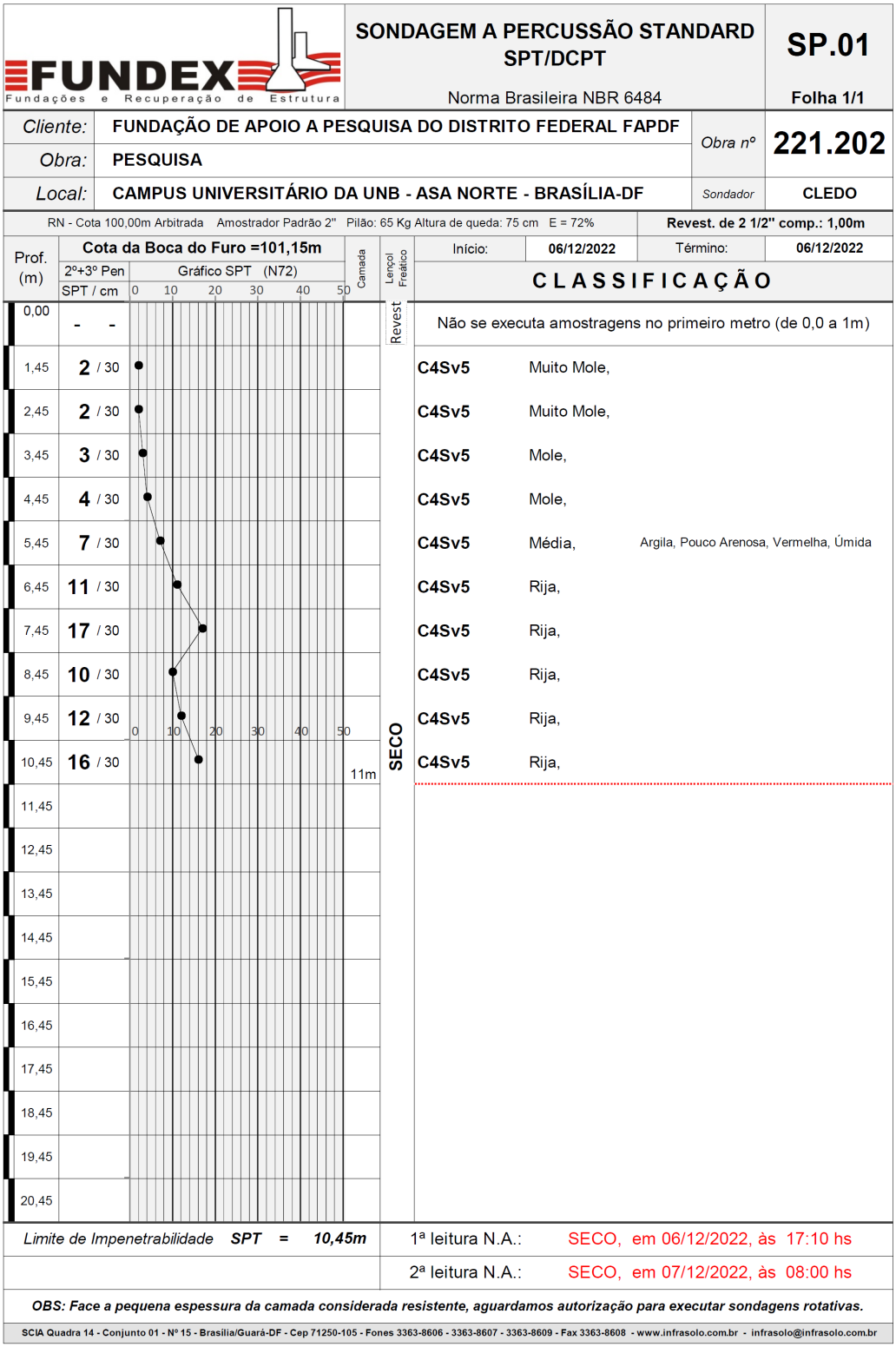


(b)

Figura D.4 – Gráfico do corpo de prova de concreto aos 28 dias: (a) Força vs. Tempo e (b) Tensão vs. deformação.

APÊNDICE E – BOLETINS DE SONDAGEM

Nesta seção são apresentados os boletins das sondagens SPT nas Figuras E.1 a E.3.



FUNDEX Fundações e Recuperação de Estrutura

SONDAGEM A PERCUSSÃO STANDARD SPT/DCPT

Norma Brasileira NBR 6484

SP.01 — Folha 1/1

Cliente:	FUNDAÇÃO DE APOIO A PESQUISA DO DISTRITO FEDERAL FAPDF	*Obra nº*	221.202
Obra:	PESQUISA		
Local:	CAMPUS UNIVERSITÁRIO DA UNB - ASA NORTE - BRASÍLIA-DF	*Sondador*	CLEDO

RN - Cota 100,00m Arbitrada Amostrador Padrão 2" Pilão: 65 Kg Altura de queda: 75 cm E = 72% **Revest. de 2 1/2" comp.: 1,00m**

Início: **06/12/2022** Término: **06/12/2022**

Cota da Boca do Furo =101,15m

Prof. (m)	2º+3º Pen SPT / cm	Gráfico SPT (N72) 0 10 20 30 40 50	Camada	Lençol Freático	CLASSIFICAÇÃO
0,00	- -			Revest	Não se executa amostragens no primeiro metro (de 0,0 a 1m)
1,45	2 / 30				C4Sv5 Muito Mole,
2,45	2 / 30				C4Sv5 Muito Mole,
3,45	3 / 30				C4Sv5 Mole,
4,45	4 / 30				C4Sv5 Mole,
5,45	7 / 30				C4Sv5 Média, Argila, Pouco Arenosa, Vermelha, Úmida
6,45	11 / 30				C4Sv5 Rija,
7,45	17 / 30				C4Sv5 Rija,
8,45	10 / 30				C4Sv5 Rija,
9,45	12 / 30				C4Sv5 Rija,
10,45	16 / 30		11m	SECO	C4Sv5 Rija,
11,45					
12,45					
13,45					
14,45					
15,45					
16,45					
17,45					
18,45					
19,45					
20,45					

Limite de Impenetrabilidade ***SPT = 10,45m***

1ª leitura N.A.: SECO, em 06/12/2022, às 17:10 hs

2ª leitura N.A.: SECO, em 07/12/2022, às 08:00 hs

OBS: Face a pequena espessura da camada considerada resistente, aguardamos autorização para executar sondagens rotativas.

SCIA Quadra 14 - Conjunto 01 - Nº 15 - Brasília/Guará-DF - Cep 71250-105 - Fones 3363-8606 - 3363-8607 - 3363-8609 - Fax 3363-8608 - www.infrasolo.com.br - infrasolo@infrasolo.com.br

Figura E.1 – Boletim de sondagem da SPT1 (Parte 1).

FUNDEX
Fundações e Recuperação de Estrutura

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO
Amostras representativas

Obra Nº
221.202

Cliente:	**FUNDAÇÃO DE APOIO A PESQUISA DO DISTRITO FEDERAL FAPDF**
Obra:	**PESQUISA**
Local:	**CAMPUS UNIVERSITÁRIO DA UNB - ASA NORTE - BRASÍLIA-DF**



SP-1 - 1,00 a 1,45m



SP-1 - 4,00 a 4,45m



SP-1 - 7,00 a 7,45m



SP-1 - 10,00 a 10,45m



☑ Terreno Natural ☐ Tem Aterro ☐ Tem Aterro

Resp. Técnico: Eng. Civil ***Dickran Berberian*** – Crea 11.179/D	Sem Escala Unidade (m)	Data: 06/12/2022

Figura E.1 – Boletim de sondagem da SPT1 (Parte 2).

FUNDEX Fundações e Recuperação de Estrutura

SONDAGEM A PERCUSSÃO STANDARD SPT/DCPT

Norma Brasileira NBR 6484

SP.01

Folha 1/1

Cliente:	**FAPDF - FUNDAÇÃO DE APOIO A PESQUISA DO DISTRITO FEDERAL**	*Obra nº*	**221.216**
Obra:	**PESQUISA**		
Local:	**CAMPUS UNIVERSITÁRIA DA UNB - ASA NORTE - BRASÍLIA-DF**	*Sondador*	**FELICIANO**

RN - Cota 100,00m Arbitrada Amostrador Padrão 2" Pilão: 65 Kg Altura de queda: 75 cm E = 72% **Revest. de 2 1/2" comp.: 1,00m**

Início:	17/12/2022	Término:	17/12/2022

Cota da Boca do Furo = 99,80m

Prof. (m)	2º+3º Pen SPT / cm	Gráfico SPT (N72) 0 10 20 30 40 50	Camada	Lençol Freático	CLASSIFICAÇÃO		
0,45	6 / 30			Revest	C4S4Mv5	Média,	
0,90	16 / 30				C4S4Mv5	Muito Rija,	
1,45	2 / 30				C4S4Mv5	Muito Mole,	
2,45	3 / 30				C4S4Mv5	Mole,	
3,45	2 / 30				C4S4Mv5	Muito Mole,	Argila, Pouco Arenosa, Pouco Siltosa, Vermelha, Úmida
4,45	4 / 30				C4S4Mv5	Mole,	
5,45	7 / 30				C4S4Mv5	Média,	
6,45	12 / 30				C4S4Mv5	Rija,	
7,45	15 / 30				C4S4Mv5	Rija,	Argila, Pouco Arenosa, Pouco Siltosa, Vermelha, Úmida
8,45	12 / 30				C4S4Mv5	Rija,	
9,45	14 / 30			SECO	C4S4Mv5	Rija,	
10,45	17 / 30		11m		C4S4Mv5	Rija,	
11,45							Sondagem encerrada conforme solicitação do cliente.
12,45							
13,45							
14,45							
15,45							
16,45							
17,45							
18,45							
19,45							

Limite de Impenetrabilidade ***SPT = 10,45m***

1ª leitura N.A.: SECO, em 17/12/2022, às 18:30 hs

2ª leitura N.A.:

OBS: Face a pequena espessura da camada considerada resistente, aguardamos autorização para executar sondagens rotativas.

SCIA Quadra 14 - Conjunto 01 - Nº 15 - Brasília/Guará-DF - Cep 71250-105 - Fones 3363-8606 - 3363-8607 - 3363-8609 - Fax 3363-8608 - www.infrasolo.com.br - infrasolo@infrasolo.com.br

Figura E.2 – Boletim de sondagem da SPT2 (Parte 1).

FUNDEX
Fundações e Recuperação de Estrutura

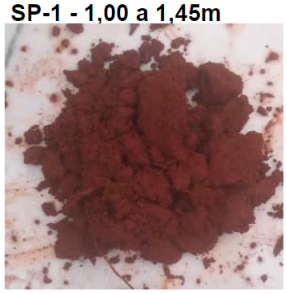
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO
Amostras representativas

Obra Nº
221.216

Cliente:	**FUNDAÇÃO DE APOIO A PESQUISA DO DISTRITO FEDERAL FAPDF**
Obra:	**PESQUISA**
Local:	**CAMPUS UNIVERSITÁRIO DA UNB - ASA NORTE - BRASÍLIA-DF**



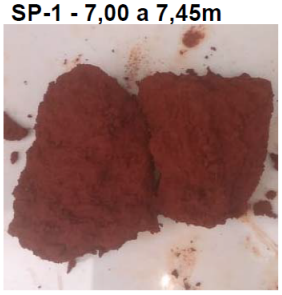
SP-1 - 1,00 a 1,45m



SP-1 - 4,00 a 4,45m



SP-1 - 7,00 a 7,45m



SP-1 - 10,00 a 10,45m



☑ Terreno Natural ☐ Tem Aterro ☐ Tem Aterro

Resp. Técnico: Eng. Civil ***Dickran Berberian*** – Crea 11.179/D	Sem Escala Unidade (m)	Data: 22/12/2022

Figura E.2 – Boletim de sondagem da SPT2 (Parte 2).

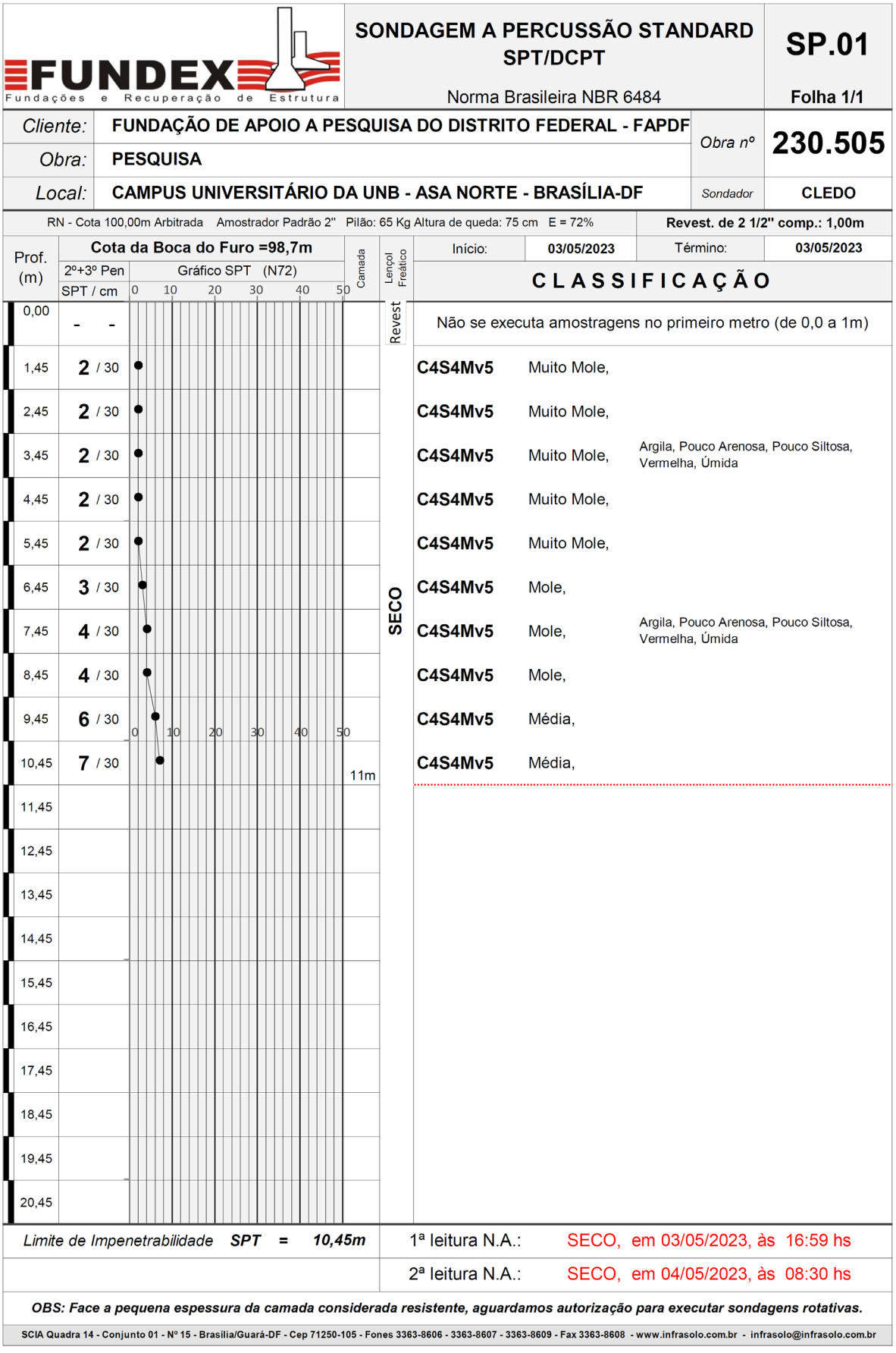


Figura E.3 – Boletim de sondagem da SPT3 (Parte 1).

FUNDEX
Fundações e Recuperação de Estrutura

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO
Amostras representativas

Obra Nº
230.505

Cliente:	**FUNDAÇÃO DE APOIO A PESQUISA DO DISTRITO FEDERAL FAPDF**
Obra:	**PESQUISA**
Local:	**CAMPUS UNIVERSITÁRIO DA UNB - ASA NORTE - BRASÍLIA-DF**



SP-1 - 1,00 a 1,45m



SP-1 - 4,00 a 4,45m



SP-1 - 7,00 a 7,45m



SP-1 - 10,00 a 10,45m



☑ Terreno Natural ☐ Tem Aterro ☐ Tem Aterro

Resp. Técnico: Eng. Civil ***Dickran Berberian*** – Crea 11.179/D	Sem Escala Unidade (m)	Data: 08/05/2023

Figura E.3 – Boletim de sondagem da SPT3 (Parte 2).