



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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS COM
USO DE SOLO TRANSPARENTE**

HENRIQUE PETISCO DE SOUZA

ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.

CO-ORIENTADOR: JORGE GABRIEL ZORNBERG, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-208/2025

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2025

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

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS COM
USO DE SOLO TRANSPARENTE

HENRIQUE PETISCO DE SOUZA

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

APROVADA POR:

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

JORGE GABRIEL ZORNBERG, Ph.D. (UTexas)
(CO-ORIENTADOR)

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

FERNANDO HENRIQUE MARTINS PORTELINHA, D.SC. (UFSCAR)
(EXAMINADOR EXTERNO)

FERNANDO ARTUR BRASIL DANZIGER, D.Sc. (COPPE - UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 11 DE SETEMBRO DE 2025.

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA, HENRIQUE PETISCO DE

Análise experimental de colunas granulares encamisadas com uso de solo transparente [Distrito Federal] 2025

xxiv, 196 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2025)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Geossintéticos

2. Solo transparente

3. Solo mole

4. Coluna encamisada

I. ENC/FT/UnB

II. Doutor

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA, H.P. (2025). Análise experimental de colunas granulares encamisadas com uso de solo transparente. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-208/2025, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Henrique Petisco de Souza

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análise experimental de colunas granulares encamisadas com uso de solo transparente

GRAU / ANO: Doutor / 2025

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

Henrique Petisco de Souza

(E-mail: henrique.petisco@gmail.com)

CLN 407, Bloco C, Ap. 221, Asa Norte

CEP: 70855-530, Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, gostaria de agradecer, principalmente, aos meus pais Geraldo e Celimar, que sempre estiveram ao meu lado, apoiando e aconselhando com amor e carinho nessa árdua jornada.

Agradeço aos meus irmãos Ana Carolina e Aaron, que também sempre estiveram ao meu lado incentivando e apoiando.

Agradeço especialmente à minha noiva Teresa, cujo amor e carinho foram essenciais nesses 5 anos de jornada.

Ao meu cunhado Gabriel que sempre esteve dando suporte e apoio.

Ao Professor Gregório, cuja orientação, apoio, ensinamentos e amizade foram essenciais para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao Professor Jorge Zornberg, pela co-orientação e valiosas contribuições para o desenvolvimento da pesquisa.

Aos amigos Deyvid, Melchior, Charles, Yago, Matheus, Joaquim, Dellane, Gabriel e Abenezzer, cujo companheirismo foi essencial durante esse período.

Ao Rogério, grande parceiro de conversas e conselhos, cujo auxílio foi essencial nessa caminhada.

Aos colegas e amigos da Pós-Graduação, Jaime, Luis Alonso, Jair, Andrea, Leandro, Alex e todos os demais, por toda a ajuda e companheirismo.

Aos amigos e colegas do IPR, Alex, Amanda, Manu, Artur, John, Vanessa, Letícia, Simone, Juliana, Nelson, Luiz Heleno, Galileu e toda a equipe, que sempre apoiaram e foram compreensivos na reta final da pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e ao Laboratório de Geotecnia por todo o auxílio prestado durante à realização da pesquisa.

À Huesker, FAP-DF, CAPES e CNPq, cujo financiamento foi imprescindível para o desenvolvimento da pesquisa.

A todos os professores que passaram por minha vida, cujos ensinamentos ajudar a moldar a pessoa e profissional que sou hoje.

Por fim, a todos aqueles que estiveram presentes ao longo de toda essa jornada, agradeço de coração.

Muito obrigado!

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho aos meus pais, irmãos e cunhado.
A minha noiva Teresa, que aceitou compartilhar a sua vida comigo.

“Um homem não pode entender a arte que está estudando
se apenas procura o resultado final sem ter tempo
para se aprofundar no raciocínio do estudo.”

Miyamoto Musashi

RESUMO

A melhoria da capacidade de carga de solos de fundação com o uso de colunas granulares convencionais é uma das técnicas empregadas aterros construídos sobre solos moles. Entretanto, essa metodologia não é viável em solos muito moles, pois a baixa tensão de confinamento proporcionada reduz significativamente a capacidade de carga desses elementos, o que pode ocasionar a sua deformação radial e consequente ruptura. Nesse aspecto, as colunas encamisadas com geotêxtil (GEC) surgiram como uma solução para essa questão, pois o material de enchimento é envolto por uma camisa de geotêxtil de alta rigidez que promove o seu confinamento, elevando a capacidade de suporte da coluna. Contudo, a execução desses elementos envolve a cravação de um tubo com ponta fechada no solo, induzindo deslocamentos horizontais e verticais no solo de fundação, o que pode ter impacto sobre elementos vizinhos. Investigar esse efeito desconhecido em campo é inviável, dada a complexidade do processo de monitoramento e a impossibilidade de observar a massa interna de solo. Assim, este estudo visa estudar os efeitos do processo executivo das GEC e seu posterior carregamento quando executadas em um solo muito mole, empregando a construção de modelos experimentais em escala utilizando um solo transparente comercial e a técnica de imagem *Digital Image Correlation* (DIC) para a inferência de deslocamentos na massa interna do solo. Foram adotadas diferentes configurações, números de colunas, espaçamentos e sequências de instalação. Após a análise dos deslocamentos, propôs-se uma metodologia analítica para prever o alcance dos deslocamentos resultantes da cravação do tubo. Os resultados demonstraram que o aumento do espaçamento entre as colunas reduziu a influência da cravação do tubo sobre os elementos vizinhos. Empregar uma sequência de instalação alternada para as GECs pode resultar em maiores deslocamentos do que quando empregada uma instalação sequencial. Aumentar o número de colunas de três para quatro reduz ainda mais os efeitos dos deslocamentos sobre a primeira GEC executada na sequência de instalação. Quanto ao carregamento, as colunas encamisadas se mostraram muito superiores às colunas convencionais, suportando maiores cargas mesmo para uma menor compactação. Ao serem carregadas pela carga de projeto, as GEC sofreram baixas deformações axiais, mas tenderam a sofrer pequenas deflexões ao serem carregadas até valores extremos. O aumento do espaçamento entre GECs acarreta menores alturas de aterro suportadas, contudo, mesmo para o maior espaçamento considerado, a altura suportada ainda é significativa.

ABSTRACT

Improving the bearing capacity of foundation soils with the use of conventional granular columns is used in embankments built on soft soils. However, this methodology is not feasible in very soft soils, as the low confining stress significantly reduces the load-bearing capacity of these elements, which can lead to radial deformation and subsequent collapse. In this regard, geotextile-encased columns (GEC) emerged as a solution to this issue, as the infill material is surrounded by a high-stiffness geotextile case that promotes its confinement, increasing the column's bearing capacity. However, the construction of these elements involves driving a closed-end tube into the foundation, inducing horizontal and vertical displacements in the soil, which can impact neighboring elements. Investigating this unknown effect in the field is impractical, given the complexity of the monitoring process and the impossibility of observing the internal soil mass. Therefore, this study aims to study the effects of the GEC executive process and its subsequent loading when executed in a very soft soil, employing the construction of experimental scale models using a commercial transparent soil and the Digital Image Correlation (DIC) imaging technique to infer displacements in the internal mass of the soil. Different configurations, column numbers, spacings, and installation sequences were adopted. After analyzing the displacements, an analytical methodology was proposed to predict the displacements resulting from the tube's driving. The results demonstrated that increasing the spacing between columns reduced the influence of tube's driving on neighboring elements. Using an alternating installation sequence for GECs can result in greater displacements than using a sequential installation. Increasing the number of columns from three to four further reduces the effects of displacements on the first GEC executed in the installation sequence. Regarding loading, the encased columns proved to be far superior to conventional columns, supporting greater loads even at lower compactness. When loaded at the design load, the GECs experienced low axial deformations but tended to experience small deflections when loaded to extreme values. Increasing the spacing between GECs results in lower supported embankment heights; however, even for the largest spacing considered, the supported height is still significant.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.2. Objetivo.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Técnicas de melhoria em solos moles	4
2.2. Colunas granulares	5
2.2.1. Tipos de colunas e Dimensionamento.....	5
2.2.2. Tipos de falhas	10
2.2.3. Processo Executivo	11
2.3. Modelos Físicos.....	14
2.4. Solo Transparente.....	20
2.4.1. Tipos e aplicações dos solos transparentes	20
2.4.2. Laponite RD®	23
2.5. Processamento e Análise de Imagens.....	26
3. METODOLOGIA	32
3.2. Características e preparação do solo transparente	32
3.3. Caracterização dos materiais	38
3.4. Geometria e montagem do modelo experimental.	43
3.4.1. Definição da geometria do modelo experimental.	43
3.5. Análise de imagens por meio de DIC.....	53
3.5.1. Sistema de captura de imagens.....	53
4. RESULTADOS E ANÁLISES	60
4.1. Preparo do material e avaliação da transparência	60
4.2. Caracterização dos materiais	62
4.2. Material granular	69
4.3. Material da camisa	73
4.4. Resumo dos materiais em escala	75

4.5. Modelos experimentais	75
4.5.1. Características	75
4.5.2. Análise da cravação do tubo.....	77
4.5.3 Análise do carregamento	107
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	164
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169
APÊNDICES	185
APÊNDICE A – CURVAS CARGA X RECALQUE (ESCALA DO MODELO).....	186
APÊNDICE B – RESULTADOS DA ANÁLISE DE DIC	190

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Fatores de escala para diferentes propriedades geotécnicas (Adaptado de Baek <i>et al.</i> , 2019).	15
Tabela 3.1. Fatores de escala adotados para as propriedades do modelo experimental (Hong <i>et al.</i> , 2016).....	38
Tabela 3.2. Resumo dos ensaios realizados na <i>Laponite RD</i> ®.	39
Tabela 3.3. Resumo dos ensaios realizados no material granular.	42
Tabela 4.1. Resumo das resistências não drenadas obtidas.....	63
Tabela 4.2 – Resistência não-drenada (S_u) do novo lote.....	65
Tabela 4.3. Resumo dos resultados obtidos para a caracterização da Laponite RD®.	67
Tabela 4.4. Resumo dos valores obtidos para as propriedades dos materiais.	75
Tabela 4.5. Características dos modelos experimentais utilizados no estudo do carregamento das colunas.	76
Tabela 4.6. Características dos modelos experimentais.	77
Tabela 4.7. Características das colunas	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Técnicas de Melhoria e Estabilização de solos (Adaptado de Kempfert e Gebreselassie, 2006).....	5
Figura 2.2. Representação do efeito de arco e membrana sobre as colunas granulares. (Elaborado pelo autor, 2024).....	6
Figura 2.3. Tipos de malhas de colunas granulares.....	7
Figura 2.4. Modelo de célula unitária para GEC (Adaptado de Raithel e Kempfert, 2000).	9
Figura 2.5. Tipos comuns de ruptura em colunas granulares (Barcksdale e Bachus, 1983; Babu <i>et al.</i> , 2012).....	10
Figura 2.6. Processo executivo de uma coluna de brita (Adaptado de Selvaraju e Leong, 2022).	12
Figura 2.7. Processo executivo de colunas encamisadas com geotêxtil: (a) Execução por deslocamento do solo mole, (b) Execução por vibrosubstituição (Huesker, 2023).	13
Figura 2.8. Execução da GEC por vibro deslocamento (Huesker, 2023).	14
Figura 2.9. Variantes da modelagem física: Centrífuga (Balachowski, 2017) e Gravidade normal (1g) (Hong <i>et al.</i> , 2016).	17
Figura 2.10. Mecanismo de falha das GECs demonstrado por Chen <i>et al.</i> (2015).....	18
Figura 2.11. Desenho esquemático do modelo experimental desenvolvido por Alkhorshid <i>et al.</i> (2019).	18
Figura 2.12. Modelo experimental desenvolvido por Bahrami e Marandi (2021).....	19
Figura 2.13. Exemplos de modelos físicos: (a) Abid <i>et al.</i> (2023) e (b) Nishant e Kumar (2024).	20

Figura 2.14. Aplicações de solos transparentes: (a) Hidrogel (<i>Aquabeads</i>) (Tabe <i>et al.</i> , 2012) e (b) Quartzo fundido (Ezzein e Bathurst, 2011).	22
Figura 2.15. Modelo experimentais com solos transparentes: (a) Colunas granulares em argila mole (McKelvey <i>et al.</i> , 2004) e (b) Experimento do alçapão de Terzaghi (Zhang <i>et al.</i> , 2021).	23
Figura 2.16 – Recipiente com Laponita RD®.....	24
Figura 2.17 – Laponite RD em sua forma comercial (Wallace e Rutherford., 2015).	25
Figura 2.18. Experimento realizado por Ads <i>et al.</i> (2021).....	26
Figura 2.19. Exemplos das técnicas de processamento de imagens: (a) PIV (Mohiuddin <i>et al.</i> , 2022) e DIC (McCormick e Lord, 2012).	27
Figura 2.20. Diferentes tipos de contraste: (a) Interferometria <i>Speckle</i> com laser (Sang <i>et al.</i> , 2019); (b) Partículas de rastreo misturadas ao material analisado (Stanier <i>et al.</i> , 2016) e (c) Material com contraste natural em suas partículas (Thielicke e Stamhuis, 2014).	28
Figura 2.21. Pico da curva de correlação (Raffel <i>et al.</i> , 2008).....	29
Figura 2.22. Aplicações das técnicas de imagem: (a) Xiao <i>et al.</i> (2016), (b) Yuan <i>et al.</i> (2017) e (c) Derksen <i>et al.</i> (2021).....	30
Figura 3.1. Sequência de atividades realizadas durante a pesquisa.	32
Figura 3.2. Dimensionamento do disco de mistura: (a) Agitadores Mecânicos, (b) Dimmer utilizado para controle da velocidade, (c) Dimensões recomendadas e (d) Discos utilizados.	34
Figura 3.3. Caixa utilizada para teste de transparência: (a) Caixa com primeira distância de visualização e (b) Geometria da caixa.....	35
Figura 3.4. Determinação da resistência não-drenada da Laponita RD®: (a) Equipamento de <i>Vane Test</i> montado e (b) Palheta confeccionada para o ensaio.....	37
Figura 3.5. Caracterização da Laponite RD®: (a) Ensaio de limite de plasticidade e (b) Preparo da amostra para o ensaio de permeabilidade.	39

Figura 3.6. Ensaio de adensamento: (a) Processo de talhagem, (b) Amostra e anel preparados, (c) Célula de adensamento preparada e (d) Amostra ao final do ensaio.	40
Figura 3.7. Prensa de adensamento confeccionada para o ensaio.	41
Figura 3.8. Ensaio de tração de faixa larga: (a) Tecido, (b) Costura.	42
Figura 3.9. Geometria do modelo experimental: (a) Dimensões da caixa de acrílico para o primeiro tipo de modelo experimental, (b) Primeiro tipo de modelo experimental executado, (c) Dimensões da caixa de acrílico para o segundo tipo de modelo experimental e (d) Segundo tipo de modelo experimental executado.	44
Figura 3.10. Preparação inicial da caixa.	45
Figura 3.11. Seção de análise de um dos modelos montados.	46
Figura 3.12. Cravação do tubo: (a) Sistema montado e (b) Motores de vibração empregados.	47
Figura 3.13. Má formação da coluna nos testes iniciais da metodologia de execução.	48
Figura 3.14. Execução da GEC: (a) Confeção da camisa de geossintético em escala e (b) Primeiros testes com as colunas encamisadas.	49
Figura 3.15. Execução das GECs: (a) Sistema executivo utilizado, (b) Vista superior das colunas executadas e (c) Vista frontal das colunas executadas.	50
Figura 3.16. Confeção do sistema de carregamento: (a) Eixo e sapata em PLA, (b) Pesos em MDF, (c) Acoplamento com rolamento linear e (d) Coluna carregada.	51
Figura 3.17. Sistema de carregamento para o segundo tipo de modelo: (a) Peças de isopor utilizadas para os modelos com duas colunas e espaçamentos diferentes, (b) Sistema de carregamento montado, (c) Dimensões das peças de isopor e (d) Detalhe do sistema de transferência do carregamento.	53

Figura 3.18. Sistema de captura de imagens: (a) Posicionamento da câmera no primeiro tipo de modelo, (b) Luz de LED empregada no modelo e (c) Posicionamento da câmera no segundo tipo de modelo.....	55
Figura 3.19. Utilização de filtros de imagem: (a) Escala de cinza convencional, (b) Autocontraste e (c) CLAHE.....	57
Figura 3.20. Calibração dos deslocamentos.....	58
Figura 3.21. Principais elementos da análise de DIC.....	59
Figura 3.22. Exemplo de nuvem de pontos presente indicada pela ferramenta de DIC.	59
Figura 4.1. Primeiras amostras preparadas.....	60
Figura 4.2. Testes com interferometria <i>speckle</i> à laser.	61
Figura 4.3. Visualização da seção de análise: (a) 10 cm, (b) 20 cm e (c) 30 cm.	62
Figura 4.4. Curvas de resistência não-drenada da Laponite RD®: (a) 4% + 0% de SPP; (b) 6% + 0,13% de SPP; (c) 8% + 0,27% de SPP e (d) 10% + 0.75% de SPP.	64
Figura 4.5. Curvas da resistência não-drenada para a Laponite RD® do novo lote.	65
Figura 4.6. Curva da resistência não-drenada para a Laponite RD® com 4,5% de concentração em massa.	66
Figura 4.7. Curva de adensamento para a Laponite RD®.....	67
Figura 4.8. Compressão do CP em diferentes estágios de carga: (a) Concentração de 4% e (b) Concentração de 4,5%.....	69
Figura 4.9. Caracterização do material granular da coluna.....	70
Figura 4.10. Curvas do ensaio de cisalhamento direto para areia compacta: (a) Envoltória de resistência; (b) Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal e (c) Variação da altura do CP.....	71

Figura 4.11. Curvas do ensaio de cisalhamento direto para areia menos compacta: (a) Envoltória de resistência; (b) Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal e (c) Variação da altura do CP.....	72
Figura 4.12. Curvas tensão x deformação: (a) Tecido – <i>machine Direction</i> , (b) Tecido – <i>cross machine Direction</i> , (c) Teste da costura.....	74
Figura 4.13. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação (R = 12,5 mm) – M1S2.E1 - Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	81
Figura 4.14. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação (R = 12,5 mm) – M1S2.E3 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	82
Figura 4.15. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação (R = 12,5 mm) – M1S2E.1 - Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	84
Figura 4.16. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação (R = 12,5 mm) – M1S2E.3 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	85
Figura 4.17. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.	88
Figura 4.18. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.	88
Figura 4.19. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	90
Figura 4.20. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	90
Figura 4.21. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.	91
Figura 4.22. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	92

Figura 4.23. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.	94
Figura 4.24. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2.5 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.	94
Figura 4.25. Variação dos deslocamentos laterais durante a instalação de uma segunda GEC (u): (a) Logo ao lado da primeira GEC (lado direito) e (b) Valores máximos observados.	95
Figura 4.26. Deslocamentos verticais descendentes máximos (v^+).	96
Figura 4.27. Variação dos deslocamentos verticais ascendentes durante a instalação de uma segunda GEC (v^-): (a) Logo ao lado da primeira GEC (lado direito) e (b) Valores máximos observados.	97
Figura 4.28. Deslocamentos no solo durante a instalação da segunda GEC – M3S2A – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	99
Figura 4.29. Deslocamentos no solo durante a instalação da segunda GEC – M3S2A – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	100
Figura 4.30. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2A – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	101
Figura 4.31. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2A – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	101
Figura 4.32. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2S – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	103
Figura 4.33. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	103
Figura 4.34. Deslocamentos no solo durante a instalação da quarta GEC – M4S2S – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	106

Figura 4.35. Deslocamentos no solo durante a instalação da quarta GEC – M4S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	106
Figura 4.36. Carregamento – M1S2.C1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v. .	109
Figura 4.37. Carregamento máximo – M1S2.C1 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	110
Figura 4.38. Carregamento máximo – M1S2.C1 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	111
Figura 4.39. Carregamento – M1S2.C2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v. .	112
Figura 4.40. Carregamento máximo – M1S2.C2 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	114
Figura 4.41. Carregamento máximo– M1S2.C2 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	114
Figura 4.42. Curva carga x deformação das diferentes colunas avaliadas.	115
Figura 4.43. Carregamento – M1S2.E1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v...	117
Figura 4.44. Carregamento máximo – M1S2.E1 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	118
Figura 4.45. Carregamento máximo – M1S2.E1 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	118
Figura 4.46. Carregamento – M1S2.E2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v...	120
Figura 4.47. Carregamento máximo – M1S2.E2 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	121
Figura 4.48. Carregamento máximo – M1S2.E2 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	122
Figura 4.49. Carregamento – M1S2.E3 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v...	123

Figura 4.50. Carregamento máximo – M1S2.E3 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	124
Figura 4.51. Carregamento máximo – M1S2.E3 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	125
Figura 4.52. Situação final das colunas granulares convencionais em carregamento máximo de 500% projeto: (a) M1S2.C1 e (b) M1S2.C2.	126
Figura 4.53. Situação final das colunas granulares encamisadas: (a) M1S2.E1, (b) M1S2.E2 e (c) M1S2.E3.	127
Figura 4.54. Carregamento – M2S1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.	129
Figura 4.55. Carregamento – M2S1.5 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.	131
Figura 4.56. Carregamento – M2S2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.	132
Figura 4.57. Carregamento – M2S2.5 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.	134
Figura 4.58. Carregamento máximo – M2S1 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	136
Figura 4.59. Carregamento máximo – M2S1 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	136
Figura 4.60. Carregamento máximo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	138
Figura 4.61. Carregamento máximo – M2S1.5 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	138
Figura 4.62. Carregamento máximo – M2S2 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	140
Figura 4.63. Carregamento máximo – M2S2 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.	140

Figura 4.64. Carregamento máximo – M2S2.5 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	142
Figura 4.65. Carregamento máximo – M2S2.5 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	142
Figura 4.66. Curva carga x deslocamento – 2 GECs.	144
Figura 4.67. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 2 GECs.	146
Figura 4.68. Situação final das colunas no carregamento máximo (até 50 m de aterro sobre duas colunas): (a) M2S1, (b) M2S1.5, (c) M2S2 e (d) M2S2.5.	147
Figura 4.69. Carregamento de projeto – M3S2A: (a) Direção u e (b) Direção v.....	149
Figura 4.70. Carregamento de projeto M3S2S: (a) Direção u e (b) Direção v.	150
Figura 4.71. Carregamento máximo – M3S2A – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	151
Figura 4.72. Carregamento máximo – M3S2A – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	152
Figura 4.73. Carregamento máximo – M3S2S – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	153
Figura 4.74. Carregamento máximo – M3S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	153
Figura 4.75. Curva carga x deslocamento – 3 GECs - Escala real.....	155
Figura 4.76. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 3 GECs.	155
Figura 4.77. Situação final das colunas: (a) M3S2A e (b) M2S2S.	156
Figura 4.78. Carregamento – M4S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%..	158

Figura 4.79. Carregamento máximo– M4S2S – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	159
Figura 4.80. Carregamento máximo – M4S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.....	160
Figura 4.81. Curva carga x deslocamento – 4 GECs - Escala real.....	161
Figura 4.82. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 4 GECs.....	162
Figura 4.83. Situação final das colunas – M4S2S.....	163
Figura A.1. Curvas carga recalque para colunas convencionais – escala do modelo experimental (uma coluna).....	187
Figura A.2. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (uma coluna).....	187
Figura A.3. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (duas colunas).....	188
Figura A.4. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (três colunas).	188
Figura A.5. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (quatro colunas).....	189
Figura B.1. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.2 - Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	191
Figura B.2. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.2 - Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	192
Figura B.3. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.4 - Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	193
Figura B.4. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.4 - Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.....	194

Figura B.5. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5 \text{ mm}$) – M1S2E.5 -
Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%..... 195

Figura B.6. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5 \text{ mm}$) – M1S2E.5 -
Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%..... 196

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
S_u	Resistência não-drenada (kPa)
H	Espessura da camada de solo mole (m)
γ	Peso específico (kN/m ³)
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo (°)
D	Diâmetro (mm)
T_g	Tensão de ruptura do geossintético (kN/m)
J_g	Rigidez do geossintético aos 5% de deformação (kN/m)
S	Espaçamento (m)
PIV	<i>Particle Image Velocimetry</i>
DIC	<i>Digital Image Correlation</i>
CLAHE	<i>Contrast Limited Adaptive Histogram Equalization</i>
LL	Limite de Liquidez (%)
LP	Limite de Plasticidade (%)
IP	Índice de Plasticidade (%)
k_s	Coeficiente de condutividade hidráulica saturada (cm/s)
e_o	Índice de vazios inicial
C_c	Coeficiente de compressão
C_R	Coeficiente de recompressão
MD	<i>Machine Direction</i>
CMD	<i>Cross Machine Direction</i>
C_u	Coeficiente de uniformidade
C_c	Coeficiente de curvatura
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
G_s	Gravidade específica do solo
u	Deslocamentos laterais
u_b	Deslocamentos laterais ao lado da GEC
$u_{máx}$	Deslocamentos laterais máximos

v	Deslocamentos verticais
\bar{v}_b	Deslocamentos verticais ascendentes ao lado da GEC
$\bar{v}_{m\acute{a}x}$	Deslocamentos verticais ascendentes máximos
$v^+_{m\acute{a}x}$	Deslocamentos verticais descendentes máximos
x_u	Alcance dos deslocamentos horizontais
x_v^+	Alcance dos deslocamentos verticais descendentes
x_v^-	Alcance dos deslocamentos verticais ascendentes
R	Raio (mm)
z	Profundidade (m)
L	Comprimento da coluna (m)
δ	Recalque (cm)

1. INTRODUÇÃO

O emprego de técnicas de melhoria de solos de fundação tem sido recorrente na Engenharia Geotécnica, uma vez que o crescente número de obras, com diversas finalidades e dimensões, demanda a exploração de terrenos constituídos de materiais heterogêneos e que muitas vezes não apresentam, inicialmente, as propriedades mínimas necessárias. Essas técnicas apresentam diferentes metodologias de aplicação, mas têm como finalidade, usualmente, atenuar problemas relacionados a recalques e deformações excessivos, aumentar a capacidade de carga do solo e solucionar questões de estabilidade.

Uma das soluções empregadas para mitigar esses problemas é a inclusão de uma malha de colunas granulares de areia ou brita, sobretudo, em solos moles submetidos à sobrecarga de aterros. O sistema, além de aprimorar a drenagem do solo, proporcionando a aceleração do processo de adensamento, induz ao aumento da capacidade de suporte da fundação e à redução dos recalques devido ao carregamento (Moseley e Kirsch, 2004; Kempfert e Gebreselassie, 2006; Deb *et al.*, 2011; Almeida e Marques, 2014; Han, 2015; Harelimana *et al.*, 2022; Almeida *et al.*, 2023).

Entretanto, as colunas granulares possuem baixa eficiência quando executadas em solos muito moles, como as argilas marinhas. A baixa tensão de confinamento proporcionada pelo material circundante induz ao aumento do volume na região superior da coluna durante o carregamento, conhecido como “*bulging*”, culminando na redução de sua densidade e, conseqüentemente, da capacidade de carga do elemento.

Como solução para este problema, surgiram as Colunas Granulares Encamisadas com Geotêxtil (GEC). Nesses elementos, a coluna de material granular é envolvida por uma camisa de geossintético, usualmente, um geotêxtil tecido de alta resistência e rigidez, que confina o material, aumentando sua rigidez e capacidade de carga (Van Impe, 1989; Reithel *et al.*, 2002; Kempfert e Reithel, 2005; Alexiew *et al.*, 2005; Alexiew *et al.*, 2011). Com o material confinado, observa-se uma redução significativa nas deformações radiais e axiais da coluna quando submetida a carregamento.

O monitoramento dessas colunas em campo é um procedimento difícil, haja vista que a instalação de qualquer tipo de instrumentação está sujeita à aprovação dos responsáveis pela

obra, à colaboração dos envolvidos na execução e condicionada ao cronograma estabelecido para suas etapas executivas. Além disso, os instrumentos ficam sujeitos às condições físicas e ambientais encontradas na obra, podendo sofrer danos mecânicos irreparáveis, interrompendo a sequência de monitoramento. Assim, a maioria dos estudos envolvendo esse tipo de obra geotécnica empregam, como ferramenta de análise, modelos numéricos ou modelos físicos em média e grande escala. Nesse aspecto, pode-se citar, dentre algumas dessas pesquisas, os trabalhos de Araújo (2009), Alkhorshid (2017), Schnaid et al. (2017), Orekanti e Dommaraju (2019), Chen *et al.* (2021), Pham *et al.* (2023), Ouyang *et al.* (2024) e Wang *et al.* (2025). Com intuito de propor uma forma de estudo das colunas granulares encamisadas, este trabalho adota o uso de um tipo de solo transparente em modelos físicos.

Os solos transparentes são materiais sintéticos, usualmente, compostos de silicatos, que quando combinado com um porofluído, ambos com índices de refração coincidentes, propiciam um meio transparente (Dyer, 1985; Iskander *et al.*, 2003; Iskander, 2010; Liu e Iskander, 2010; Kong *et al.*, 2020). Esses materiais, quando aplicados em escala, podem apresentar comportamento físico similar aos solos convencionais, como areias e argilas moles. Por ser um meio transparente, é possível se observar deformações e deslocamentos no interior da massa de solo de forma não intrusiva, sem a necessidade da instalação de instrumentos de monitoramento.

A estimativa dos deslocamentos no interior do material transparente é feita por meio da técnica de *Digital Image Correlation* (DIC), metodologia que permite determinar os deslocamentos no interior da massa de solo por meio da análise da movimentação dos *pixels* em uma sequência de imagens capturadas ao longo do procedimento experimental. Para isso, é necessária a delimitação de uma seção central, com o uso de partículas de rastreio, que proporcione grande contraste e variabilidade na coloração dos *pixels*.

Este trabalho propõe o estudo do processo executivo e do carregamento de colunas granulares convencionais e encamisadas por meio da adoção da *Laponite RD* em modelos experimentais em pequena escala. O material é um silicato sintético comercial, cujo porofluído correspondente é a água destilada convencional, possuindo comportamento semelhante ao dos depósitos marinhos de argilas moles quando aplicado em escala (Wallace e Rutherford, 2015). Seu valor de resistência não-drenada (S_u) é tanto maior quanto maior a concentração em massa de silicato.

O material ainda é pouco empregado como solo transparente em modelos reduzidos, mas tem mostrado potencial para utilização com esse fim.

Logo, foram construídos e avaliados modelos reduzidos em escala, considerando um estado de deformações (2D) e condições normais de gravidade (1g) para o estudo efeito do processo executivo das colunas granulares executadas em uma camada de argila muito mole sobre o material circundante e das deformações resultantes do posterior carregamento desses elementos. Foram adotadas colunas granulares convencionais e encamisadas (GEC) em diferentes configurações e espaçamentos. As dimensões e propriedades de todos os materiais envolvidos foram reduzidos de acordo com a escala definida e os requisitos de similitude, partindo-se daquelas adotadas no protótipo (escala real).

1.1. Justificativa

A inclusão de colunas granulares convencionais ou encamisadas (GEC) é uma técnica de melhoria de solos muito empregada para aumento da capacidade de carga e diminuição de recalques em solos moles sob aterros. Entretanto, são escassos os estudos que investiguem o efeito de seu processo executivo sobre os elementos adjacentes e suas consequências. Além disso, o estudo das deformações decorrentes do carregamento nas colunas é oneroso e limitado, tanto em campo quanto em modelos em grande escala. A elaboração de modelos em pequena escala com o emprego de um tipo de solo transparente surge como uma alternativa para sanar essas necessidades e investigar de forma não intrusiva o desempenho desses elementos.

1.2. Objetivo

Como objetivo geral dessa tese, têm-se o estudo da execução e carregamento de colunas granulares convencionais e encamisadas (GEC) executadas em argilas moles, com diferentes espaçamentos, números e configurações, empregando modelos físicos em pequena escala, com o uso de solo transparente. Como objetivos específicos, tem-se:

- Analisar o efeito da cravação da coluna granular na argila mole, avaliando a influência da execução de uma coluna granular sobre a coluna vizinha;
- Estudar a deformação das colunas após o carregamento axial devido à construção de um aterro;
- Verificar o efeito da compactação na capacidade de suporte das colunas;

- Avaliar a redução das deformações e ganho de desempenho após a introdução da camisa na coluna granular;
- Estudar a influência do espaçamento em reduzir o efeito do processo executivo sobre o material circundante;
- Avaliar o efeito da cravação sob colunas adjacentes para diferentes sequências executivas;
- Avaliar um sistema de baixo custo para aplicação da técnica de DIC.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Técnicas de melhoria em solos moles

A execução de aterros em solos moles apresenta desafios, uma vez que esse tipo de material possui, usualmente, baixos valores de resistência e alta compressibilidade (Wang e Yang, 2016; Ahmed e Adkel, 2017; Vaitheswari e Sathyapriya, 2018; Badrawi *et al.*, 2020). Para sua adoção como solo de fundação, é importante a utilização de técnicas de melhoria e estabilização, que têm o intuito de mitigar os problemas intrínsecos ao solo, elevando as condições de segurança ao mínimo necessário. Algumas dessas técnicas estão ilustradas na Figura 2.1.

Dentre as técnicas empregadas nessas obras, têm destaque aquelas que envolvem a inclusão de estacas ou colunas no solo de fundação, por meio da vibroflotação, a fim de elevar sua capacidade de suporte por meio da densificação do solo de fundação em areais fofas ou solos moles. Esses elementos podem ser de concreto, solo-cimento, solos granulares, entre outros. É importante definir a melhoria de acordo com as condições estruturais, geotécnicas e de construção da obra, assim como os impactos ambientais associados e a confiabilidade e durabilidade esperadas (Kempfert e Gebreselassie, 2006; Murgesan e Rajagopal, 2010; Fattah *et al.*, 2014; Han, 2015; Almeida *et al.*, 2023).

Apesar de possuírem maior capacidade de carga e rigidez (Moseley e Kirsch, 1993), as estacas de concreto e solo-cimento possuem baixa permeabilidade e não impactam as condições de drenagem do solo de fundação, limitando-a às interfaces superior e inferior, e possuem custo alto. As colunas granulares, além de agirem como suporte, permitem a redução do caminho de percolação no solo mole, pois têm permeabilidade elevada e são distribuídas em malha com espaçamento regular, o que acelera a dissipação de poropressões e os recalques por adensamento.

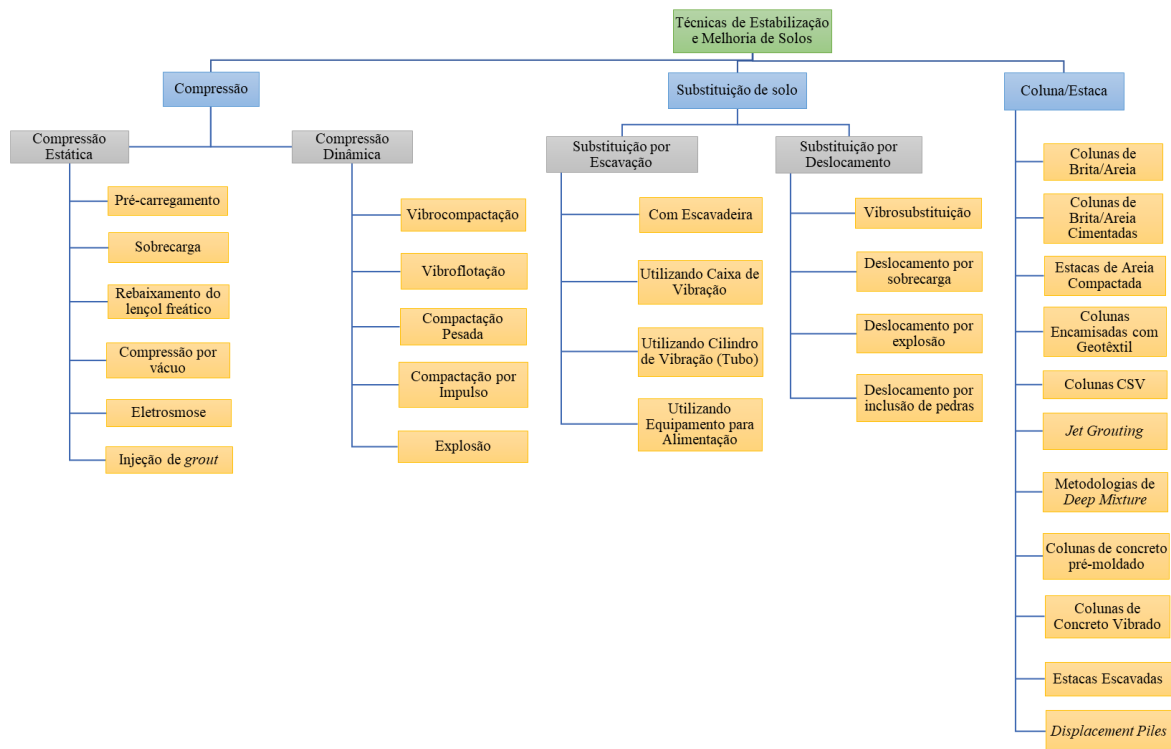


Figura 2.1 - Técnicas de Melhoria e Estabilização de solos (Adaptado de Kempfert e Gebreselassie, 2006).

Entretanto, as colunas granulares convencionais estão sujeitas ao baixo confinamento proporcionado pelo solo mole adjacente, o que reduz significativamente sua capacidade de suporte, devido à excessiva deformação lateral da região superior da coluna (“*bulging*” ou “*embarrigamento*”). Nesse caso, a coluna pode ser envolvida por uma camisa de geotêxtil, proporcionando o confinamento do solo granular e aumento da rigidez e resistência do elemento. Para o bom desempenho do sistema, é importante o dimensionamento adequado e de acordo com as condições do solo a ser tratado, assunto abordado a seguir.

2.2. Colunas granulares

2.2.1. Tipos de colunas e Dimensionamento

Como já abordado anteriormente, a inclusão de colunas granulares tem duas principais funções: aumentar a capacidade de suporte do solo de fundação e acelerar o processo de adensamento. Assim, o dimensionamento de uma malha de colunas se fundamenta tanto no conceito da transferência de cargas por meio do efeito de arco (Terzaghi, 1943), quanto no conceito de célula unitária (Han e Ye, 2002; Han, 2015). O efeito de arco é amplamente discutido na literatura, com trabalhos apresentando diferentes metodologias para a descrição desse

fenômeno (Hewlett e Randolph, 1988; Kempfert *et al.*, 2004; British Standard 8006, 2010; Feng *et al.*, 2017; Khatami *et al.*, 2019). O material do aterro, ao ser depositado sobre uma malha de colunas/estacas, devido à elevada razão entre as rigidezes das colunas/estacas e do solo entre os elementos, tende a formar um sistema de arcos de tensões (Basack *et al.*, 2017). Desse modo, boa parte das tensões geradas pelo carregamento do aterro são transferidas por compressão até as colunas (Figura 2.2), falando-se, então, em um fator de concentração de tensões, que descreve a relação entre as tensões aplicadas sobre colunas e as tensões sobre o solo circundante (Han e Ye, 2002). Em sistemas de colunas convencionais, o fator de concentração de cargas tende a ser superior a 1,0; enquanto os recalques são superiores no solo situado entre as colunas.

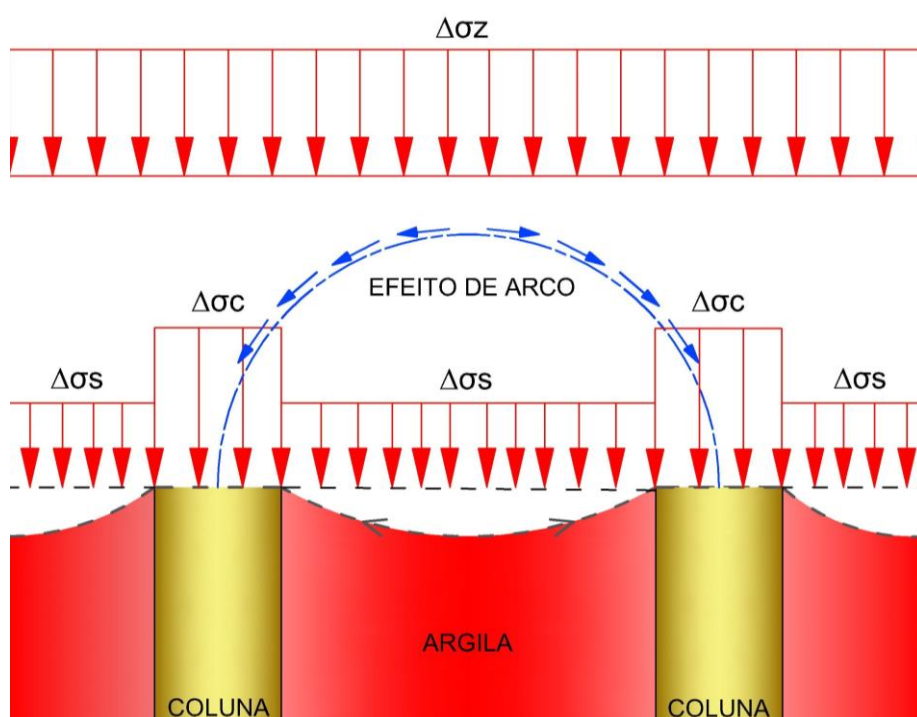


Figura 2.2. Representação do efeito de arco e membrana sobre as colunas granulares.
(Elaborado pelo autor, 2024)

Não obstante, o aterro ainda está sujeito a recalques superficiais nas regiões entre as colunas. Para mitigar o efeito dos recalques diferenciais entre as colunas e otimizar a distribuição das tensões sobre esses elementos, utiliza-se um geossintético, usualmente, uma geogrelha sobre a malha executada. Ao ser tracionada, a geogrelha redistribui as tensões excedentes, que não foram direcionadas pelo efeito de arco, para as colunas (Giroud *et al.*, 1990; Giroud, 1995; Feng *et al.*, 2018; Gourc e Villard, 2018; Zhuang *et al.*; 2022). Esse fenômeno permite que a quase totalidade das tensões sejam absorvidas primariamente pelas colunas, aumentando a capacidade

de suporte final do solo de fundação e reduzindo os recalques superficiais (Kempfert *et al.*, 2004). Han (2015) indica que o fator de concentração de tensões pode chegar a 10,0 em colunas executadas sob aterros reforçados com geossintéticos.

A malha de colunas pode ser executada com disposição triangular, quadrada ou hexagonal, com espaçamento constante entre os elementos (Figura 2.3). Nesse aspecto, o dimensionamento também considera a definição de célula unitária (Pribe, 1995; Raithel e Kempfert, 2000; Pulko *et al.*, 2011; Cengiz e Guler, 2020; Zhang *et al.*, 2020; Ghorbani *et al.*, 2021; Kumar *et al.*, 2023 e Saxena *et al.*, 2024), em que cada elemento da malha é dotado de uma área de influência correspondente a uma região concêntrica a coluna. Essa zona é dividida entre a área da coluna em si e a parcela de solo mole circundante. A partir desse conceito pode-se estimar a fração de tensões absorvidas por uma coluna, assim como sua contribuição no processo de drenagem e adensamento do solo mole.

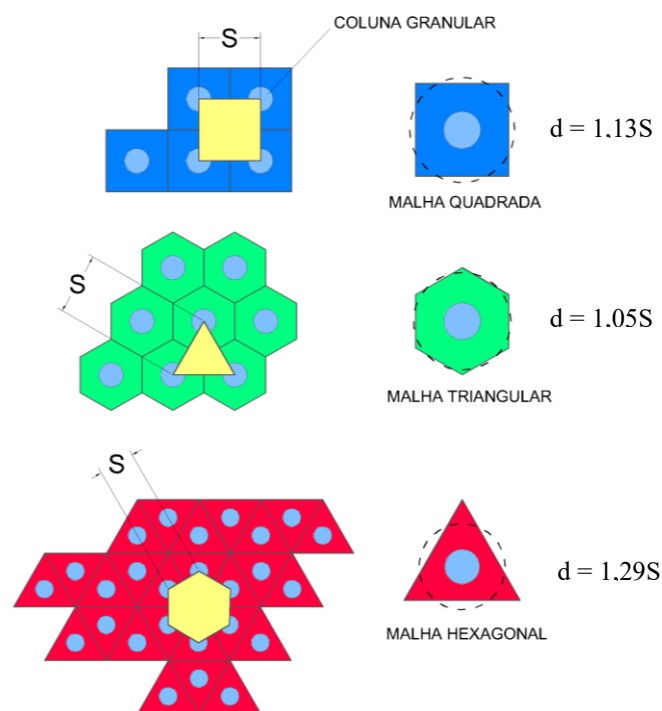


Figura 2.3. Tipos de malhas de colunas granulares.

Apesar de seu elevado desempenho em aumentar a capacidade de suporte de solos de fundação, a execução de colunas granulares convencionais de brita ou areia não é recomendada em solos muito moles, com resistência não-drenada inferior a 15 kPa (FHWA, 1980; Kempfert e Gebreselassie, 2006; Hosseinpour *et al.*, 2015, EBGeo, 2022). Nessa situação, o solo mole

circundante é incapaz de proporcionar tensões suficientes para confinar o material granular da coluna, que, quando carregada, sofre um aumento de volume em sua extremidade superior e pode culminar em sua ruptura.

Como alternativa, surgiram as colunas encamisadas com geotêxtil (GEC) (Van Impe, 1989; Raithel e Kempfert, 2002; Alexiew *et al.*, 2005; Alexiew *et al.*, 2012; Almeida *et al.*, 2019; Gholaminejad *et al.*, 2020; Jayarajan e Karpurapu, 2021; Gu *et al.*, 2022; Mohamed *et al.*, 2023 e Castro *et al.* 2024), onde o material granular é envolvido por um geotêxtil tecido de alta rigidez com o intuito de proporcionar o confinamento adequado quando os elementos são inclusos em materiais muito moles ($S_u \leq 15,0$ kPa). Desse modo, as colunas passam a ter um comportamento semi-rígido, sendo que o elemento passa a ter maior eficiência em transferir as cargas do aterro para solo mais resistente. Além disso, o confinamento proporcionado pela camisa de geossintético limita a formação do “*bulging*”, que resulta no aumento da capacidade de carga do elemento e redução de seu recalque após o carregamento do aterro.

O dimensionamento das GECs considera, principalmente, o efeito do confinamento proporcionado pela camisa de geossintético sobre o desempenho da coluna granular (Han, 2015). Murugesan e Rajagopal (2010) propuseram em seu trabalho uma equação para se estimar a capacidade de carga de uma GEC isolada, a partir efeito do confinamento adicional provido pela camisa de geossintético, durante a ruptura pela formação de um “*bulging*” com comprimento de $4D$ a partir do topo da coluna. Raithel e Kempfert (2000) descrevem uma metodologia para se estimar os recalques nas colunas, partindo-se do conceito de célula unitária, mas acrescentando o aumento do confinamento devido à presença da camisa de geossintético (Figura 2.4). Nesse caso, considera-se a GEC com ponta assente em solo resistente, sob condição drenada, com volume constante, e que os recalques na superfície das colunas e do solo são iguais.

As obras com emprego de GECs têm sido cada vez mais comuns, com um número crescente de trabalhos sobre o tema. Alexiew *et al.* (2015) apresentam um histórico de obras, inclusive, pioneiras no emprego desses elementos. Almeida *et al.* (2015) e Hosseinpour *et al.* (2016) executaram, em etapas, aterros instrumentados sobre argilas moles melhoradas com GEC, demonstrando que as tensões suportadas pelas GECs foram até duas vezes superiores que as transmitidas para o solo mole, e indicando, também, o aceleração da dissipação das poropressões. Schnaid *et al.* (2017) demonstraram o elevado desempenho das colunas

encamisadas executadas sob um aterro de encontro de ponte em reduzir os deslocamentos laterais no solo mole. Guler *et al.* (2020) apresentam um histórico da utilização de GECs sob aterros ferroviários, além de seus benefícios e perspectivas.

Ainda, Pradeep *et al.* (2021) executaram um modelo experimental para verificar a eficiência na substituição do material granular total ou parcialmente por fragmentos de pneu, obtendo bons resultados quando comparado com as colunas convencionais. Tefera *et al.* (2023) utilizaram cascalho de cinza como material granular de uma coluna encamisada com geotêxtil executada em um modelo experimental de pequena escala, resultando em aumento da capacidade de carga de uma fundação em argila mole. Também utilizando um material alternativo, Liu *et al.* (2024) propuseram a utilização da escória resultante da queima do carvão mineral como material granular de GEC instalada em fundação com areia fofa, uma solução ecológica, avaliando a solução por meio de modelo numérico e experimental de grande escala, mostrando a sua boa aplicabilidade, com bons resultados em relação ao aumento da capacidade de carga do solo de fundação.

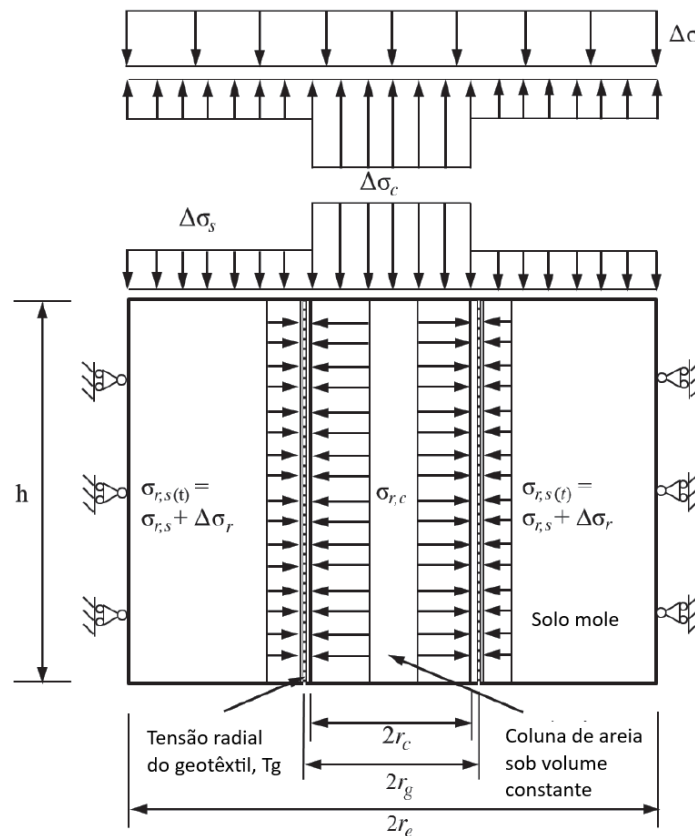


Figura 2.4. Modelo de célula unitária para GEC (Adaptado de Raithel e Kempfert, 2000).

2.2.2. Tipos de ruptura

De forma geral, as colunas granulares podem sofrer, principalmente, com três tipos de ruptura, que estão relacionadas com o comprimento total da coluna e posicionamento no interior do solo de fundação. Colunas muito longas, flutuantes ou com ponta assente em solo resistente, quando carregadas axialmente, podem sofrer com ruptura por expansão radial (“*bulging*”), em que o baixo confinamento proporcionado pelo solo adjacente a coluna reduz o contato entre partículas e leva ao aumento do volume da porção superior do elemento e consequente ruptura. A distância entre a superfície do terreno até a região inferior da seção deformada da coluna é usualmente considerada no intervalo de $2D - 3D$ (Barcksdale e Bachus, 1983).

Além disso, outros dois modos de ruptura são os vistos em colunas curtas com base rígida, onde se observa uma ruptura superficial por cisalhamento, e em colunas curtas flutuantes, em que a coluna rompe por puncionamento devido ao atrito negativo (Babu *et al.*, 2012). Outros dois modos de ruptura, menos comuns, também têm sido descritos na literatura, são elas a ruptura por cisalhamento, associada ao círculo de ruptura do aterro, e ruptura por flexão (Mohapatra *et al.*, 2016; Cengiz *et al.*, 2019). A Figura 2.5 descreve os principais modos de ruptura.

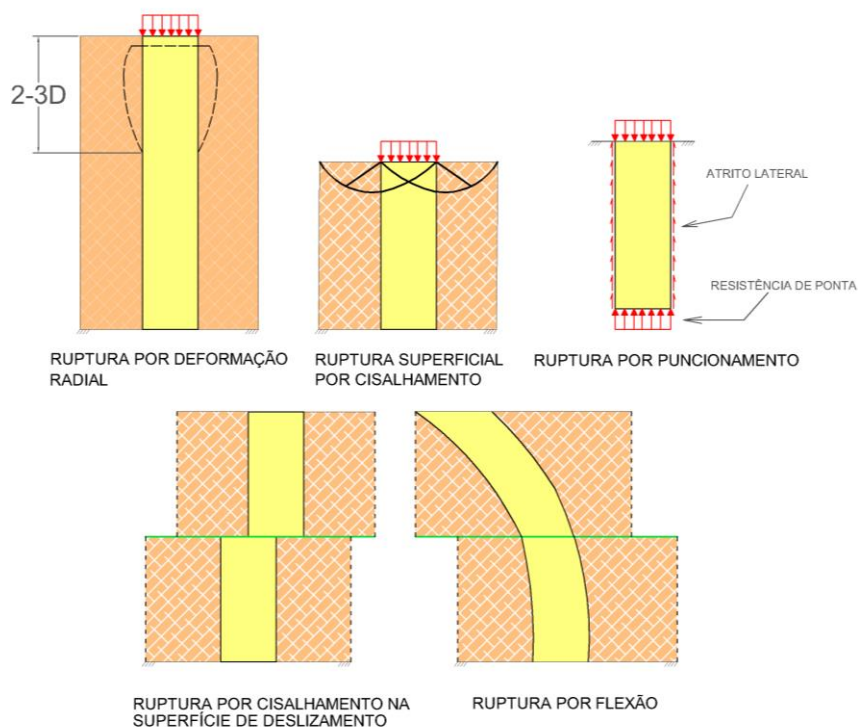


Figura 2.5. Tipos comuns de ruptura em colunas granulares (Barcksdale e Bachus, 1983; Babu *et al.*, 2012).

Apesar da variedade dos tipos de rupturas, o mais recorrente nas colunas granulares envolve a deformação radial da coluna (“*bulging*”), sendo o fator crítico de ruptura em solos muito moles, em que é considerada a condição última nas metodologias de dimensionamento (Etezzad *et al.*, 2015; Das e Dey, 2016; Srilekha e Nirisha, 2016; Salam e Wang, 2021), como abordado anteriormente. Apesar de mitigar esse efeito, o encapsulamento da coluna com o geotêxtil não o elimina completamente, mas proporciona confinamento suficiente para elevar sensivelmente a capacidade de carga dos elementos.

2.2.3. Processo Executivo

Como já comentado, a execução de colunas granulares convencionais, também chamadas de colunas de brita ou areia, não é recomendada em solos com valores de resistência não-drenada inferiores a 15 kPa (FHWA, 1980; Kempfert e Gebreselassie, 2006), dado o baixo confinamento proporcionado por solos muito moles, embora alguns autores reduzam esse limite para 7,5 kPa (Almeida e Marques, 2014). A principal função da malha de colunas é aumentar a rigidez do solo de fundação, reduzindo recalques e aumentando sua capacidade de carga.

Quando o material empregado é brita, a principal técnica de execução adotada é a de vibroflotação, em que um mangote de vibração de ponta fechada e tampa articulada em sua extremidade, associado a um cabeçote de vibração, penetra no solo mole até a profundidade desejada (Figura 2.6). Então, o material granular é despejado na porção superior do tubo conectado ao mangote e o sistema então é vibrado e retirado gradualmente, executando movimentos de vai e vem e expelindo o material granular ao mesmo tempo que substitui parcialmente o solo mole, formando então a coluna (Sondermann *et al.*, 2016; Selvaraju e Leong, 2022). Em procedimentos mais antigos, o cabeçote de vibração não possuía tubo interno para o despejo do material, sendo ele depositado na parte superior do furo formado após a cravação (Bell, 2004). O processo de compactação é extremamente importante para garantir a densificação do material da coluna, aumentando a sua resistência ao cisalhamento, e aumentar as tensões de confinamento proporcionados pelo material circundante. Usualmente, associa-se o sistema a jatos de água sob pressão, método úmido, ou ar comprimido, método à seco, a fim de lavar o material de substituição, eliminando finos e facilitar a penetração do sistema.

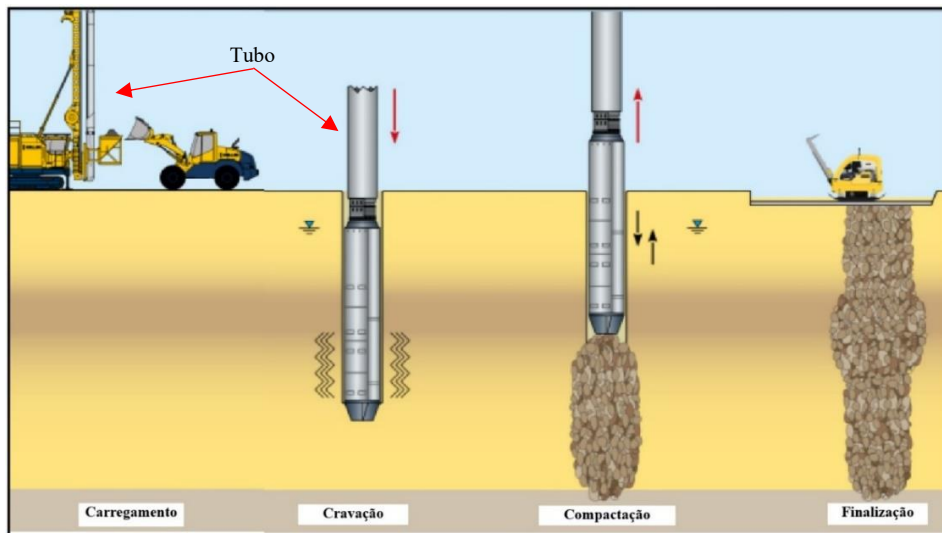


Figura 2.6. Processo executivo de uma coluna de brita (Adaptado de Selvaraju e Leong, 2022).

As colunas granulares encamisadas (GEC) surgiram como soluções para o quase inexistente confinamento proporcionado por solos muito moles ($S_u < 15\text{kPa}$). A execução pode ser feita de duas maneiras, que diferem quanto à ponta fechada ou aberta do tubo a ser cravado com vibração. No primeiro caso, o tubo com ponta fechada é cravado totalmente, deslocando lateralmente o solo adjacente e comprimindo-o no processo, chamada execução por deslocamento (Figura 2.7a). No segundo procedimento, o tubo é cravado até a cota projetada e então o solo em seu interior é totalmente removido, a fim de prosseguir com a vibrosubstituição (Figura 2.7b). Então, para ambos os casos, coloca-se uma camisa de geotêxtil no interior do tubo com posterior preenchimento com o material granular. Em seguida, o tubo é retirado gradualmente com vibração, formando a coluna. No caso de utilização de tubo com ponta fechada, existe uma maior tendência de amolgamento e deslocamento do solo mole circundante, o que deve ser considerado durante o projeto da malha de colunas (Kempfert *et al.*, 2006).

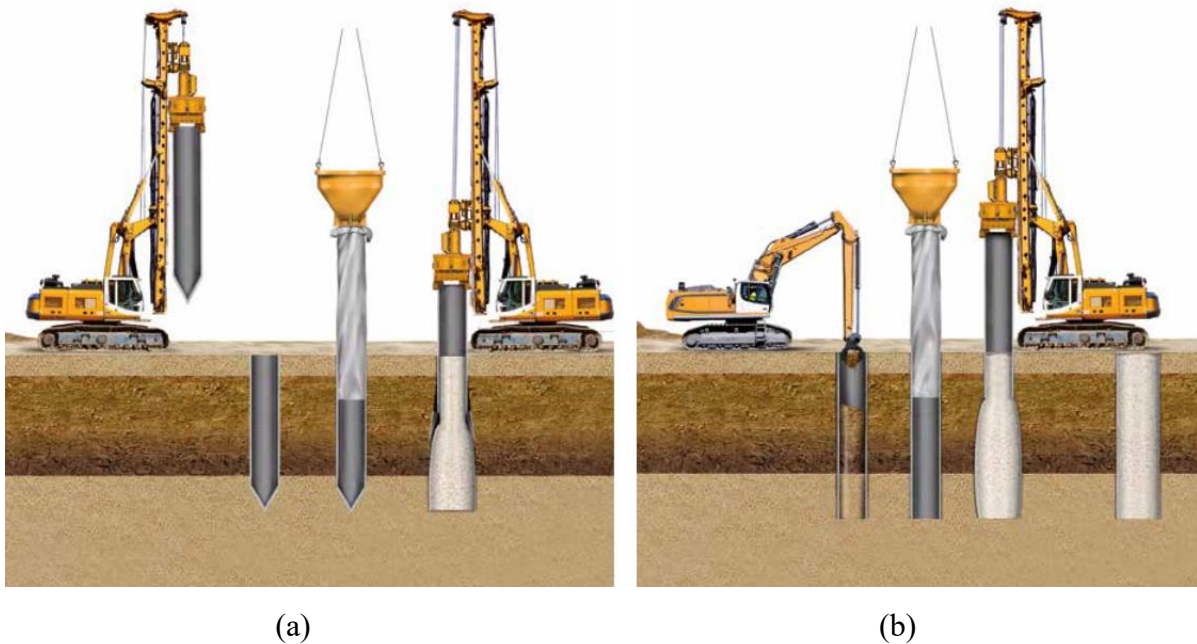


Figura 2.7. Processo executivo de colunas encamisadas com geotêxtil: (a) Execução por deslocamento do solo mole, (b) Execução por vibrosubstituição (Huesker, 2023).

Recentemente, a Huesker Inc. (2023) também disponibilizou uma nova metodologia para execução da GEC, chamada de vibro deslocamento. Nesse caso, a camisa de geotêxtil é colocada externamente a um vibrador com alimentação pelo fundo que é então cravado no solo até a cota desejada. Então, o tubo interno do vibrador é preenchido com o material granular, podendo ser, inclusive, material reciclado, ao mesmo tempo que sua compactação é realizada por meio da vibração e movimentos de vaivém na vertical realizados pelo equipamento (Figura 2.8). Diferentemente dos casos anteriores, onde as tensões radiais da coluna são mobilizadas pelo carregamento do aterro, no vibro deslocamento essas tensões são já parcialmente mobilizadas durante o processo executivo.



Figura 2.8. Execução da GEC por vibro deslocamento (Huesker, 2023).

2.3. Modelos Físicos

Os modelos experimentais, também chamados de modelos físicos, são amplamente utilizados para o estudo de diferentes casos geotécnicos em pequena escala em relação às condições reais encontradas em campo. Nesse caso, busca-se com o experimento representar as condições encontradas no protótipo de forma fidedigna e com o máximo de controle em relação aos materiais, variáveis e instrumentação envolvidos no processo (Lobo Carneiro, 1993; Wood, 2006). Essa alternativa também tem como objetivo evitar as dificuldades encontradas no monitoramento realizado em campo, que tornam a pesquisa, muitas vezes, desafiadora. Dificuldades em sincronizar as atividades do monitoramento com o cronograma de execução da obra, risco de dano pelo maquinário e furto da instrumentação, além da suscetibilidade às condições climáticas adversas são alguns dos desafios encontrados no campo.

Heib *et al.* (2019) indicam que a modelagem física é uma representação limitada de um problema cujos limites físicos são bem definidos, respeitando os critérios de similitude impostos nas condições de escala consideradas. A similitude nada mais é do que adequar todas às propriedades do modelo em escala, de forma que correspondam fisicamente às condições encontradas no protótipo (Baek *et al.*, 2019). Desse modo, o fator de escala deve ser compatibilizado de acordo com a propriedade considerada, assim como as condições de gravidade adotadas (Iai, 1989; Heller, 2011; Tsukaguchi *et al.*, 2021). A Equação 1 é normalmente empregada para a determinação do fator de escala:

$$S_f = \frac{I_p}{I_m} \quad (1)$$

Onde:

S_f – Fator de escala;

I_p – Valor da propriedade no protótipo;

I_m – Valor da propriedade no modelo.

Para a determinação dos fatores de escala correspondentes aos parâmetros empregados no modelo experimental, parte-se das escalas referentes às grandezas fundamentais (comprimento, L; massa, M; e tempo, T) para a realização de uma análise dimensional das propriedades estudadas e entendimento das relações entre as diferentes grandezas físicas. As relações de escala são geralmente determinadas em função da redução de escala adotada para o comprimento linear ou dimensões (L), o que é associado à relação entre as dimensões do protótipo e as dimensões do modelo reduzido. Assim, os fatores de escala para cada uma das propriedades estudadas é uma relação entre os valores do protótipo e os valores do modelo experimental, mas obtidos em função da redução de escala de comprimento linear, após realizada a correspondente análise dimensional. A Tabela 2.1 apresenta as principais conversões de escala empregadas em modelos experimentais geotécnicos, que seguem o teorema de Buckingham-Pi (Baek *et al.*, 2019).

Tabela 2.1. Fatores de escala para diferentes propriedades geotécnicas (Adaptado de Baek *et al.*, 2019).

Propriedade	Relação de escala
Densidade (ρ , g/cm ³)	$S_\rho = 1$
Gravidade (g, m/s ²)	$S_g = 1$
Comprimento (L, m)	S_L
Massa (m, g)	$S_m = S_\rho \cdot S_L^3 = S_L^3$
Tempo (T, s)	$S_T = (S_g S_L)^{0,5} = S_L^{0,5}$
Força (F, N)	$S_F = S_m S_L S_T^{-2} = S_L^3$
Tensão (σ , Pa)	$S_\sigma = S_F S_L^{-2} = S_L$
Rigidez (J, N/m)	$S_J = S_F S_L^{-1} = S_L^2$
Recalque (δ , cm)	$S_\delta = S_L$

Em modelos geotécnicos com escalas muito reduzidas, ao se considerar as condições normais de gravidade (1g), os solos selecionados para atender à similitude podem não apresentar peso próprio suficiente para garantir a interação entre suas partículas constituintes, tornando o experimento inadequado (Black, 2015). Logo, nesses casos, utiliza-se uma centrífuga para elevar o campo gravitacional no interior do modelo até valores que ocasionem a aproximação das partículas, compatibilizando o modelo de acordo com os critérios de similitude. Entretanto, o uso da centrífuga é muitas vezes inviável, devido aos seus elevados custos de aquisição e operação, além de demanda por grandes espaços e equipe especializada para sua operação, tornando sua disponibilidade escassa, sobretudo, no Brasil. Na Figura 2.9 são apresentadas as duas principais formas de modelagem física.

Diversos casos geotécnicos envolvendo colunas granulares já foram simplificados por meio de modelos físicos, considerando diferentes escalas e tipos. Murugesan e Rajagopal (2008) avaliaram o desempenho de grupos de colunas sem e com o encapsulamento com geotêxteis tecidos e não-tecidos. O grupo com colunas encamisadas apresentou capacidade de carga cerca de 3 a 5 vezes maior que para os elementos convencionais, demonstrando, também, uma maior concentração de tensões devido ao confinamento proporcionado pelo geossintético. Além disso, os autores concluem que as GECs apresentam um comportamento semi-rígido quando carregadas.

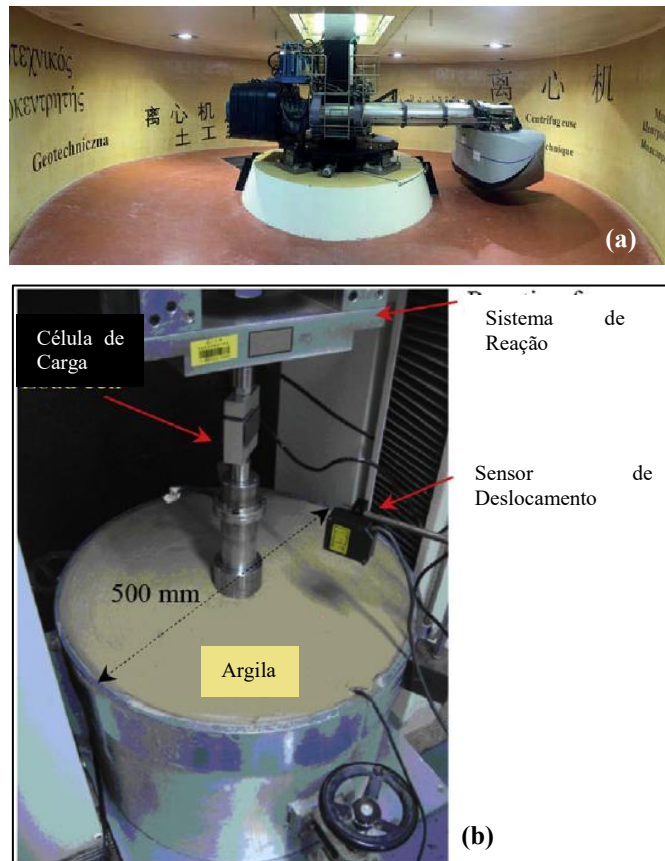


Figura 2.9. Variantes da modelagem física: Centrífuga (Balachowski, 2017) e Gravidade normal (1g) (Hong *et al.*, 2016).

Deb *et al.* (2011) avaliaram o desempenho de uma coluna de brita instalada em argila mole sob uma camada de areia reforçada ou não com uma geogrelha por meio de um modelo experimental com dimensões reduzidas. Verificou-se a redução dos recalques totais e aumento da capacidade de carga do solo de fundação, cujo desempenho crescia conforme cada um dos elementos eram acrescentados ao modelo (coluna de brita → camada de areia → reforço de geogrelha na camada de areia). A fim de estudar o mecanismo de ruptura de colunas encamisadas sob a carga de aterro, Chen *et al.* (2015) propuseram um modelo de pequena escala (Figura 2.10), comparando-o a um modelo numérico 3D. Os autores demonstraram que durante a ruptura do aterro, as GECs falham por flexão ocasionada pelo escorregamento da massa de solo e pelo desbalanceamento das cargas laterais aplicadas aos elementos.

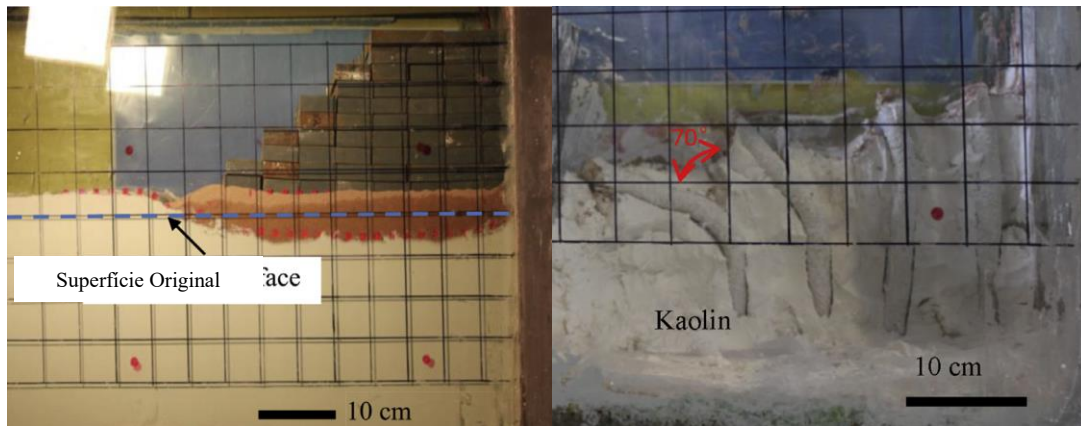


Figura 2.10. Mecanismo de falha das GECs demonstrado por Chen *et al.* (2015).

Alkhorshid *et al.* (2019) elaboraram um modelo experimental em escala (Figura 2.11) para avaliar o desempenho de uma coluna encamisada, considerando geotêxteis com rigidezes variadas e diferentes materiais de enchimento, quando carregada axialmente. Os autores, em algumas de suas conclusões, indicam que a execução da GEC com ponta fechada eleva a resistência da argila na região de amolgamento e que a quebra do material de enchimento tipo brita durante o carregamento pode reduzir a capacidade de carga do elemento. Além disso, demonstrou-se o elevado desempenho da GEC quando comparada com as colunas granulares convencionais.

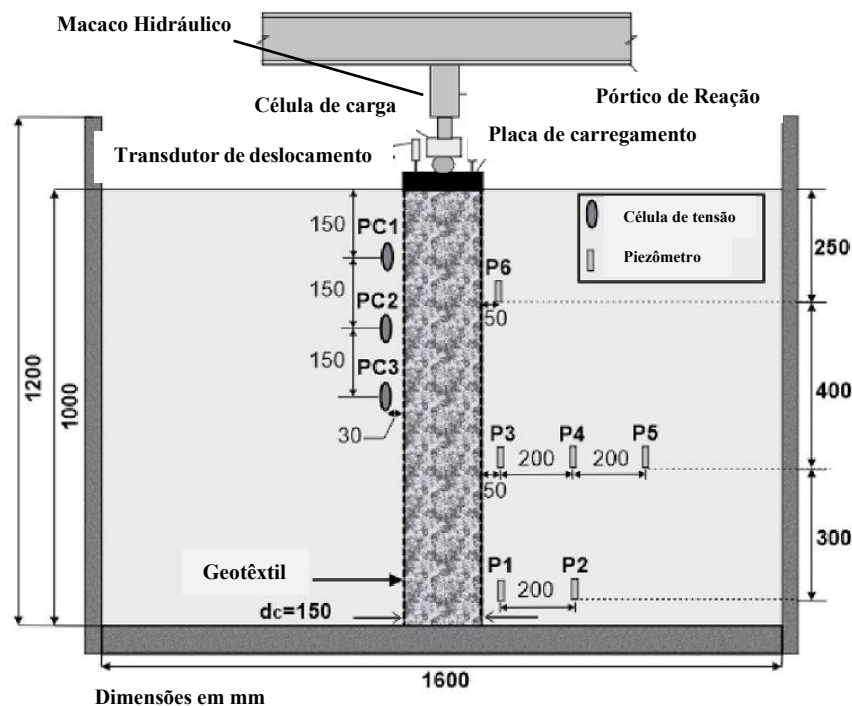


Figura 2.11. Desenho esquemático do modelo experimental desenvolvido por Alkhorshid *et al.* (2019).

Não obstante, Bahrami e Marandi (2021) estudaram o efeito da instalação de uma coluna de brita encamisada com geotêxtil em um solo colapsível em mitigar as consequências da inundação desse material, utilizando um modelo em escala (Figura 2.12). O aumento da rigidez e da proporção da coluna reduziram os valores de recalque da fundação devido à inundação do solo colapsível. Não obstante, também se concluiu que os resultados obtidos podem ser generalizados para as condições de escala real.



Figura 2.12. Modelo experimental desenvolvido por Bahrami e Marandi (2021).

Por fim, Abid *et al.* (2023) apresentaram um modelo experimental para avaliar o desempenho de uma proposta de coluna granular anelar duplamente encamisada com geotêxtil, solução inovadora para a melhoria do solo de fundação sob aterro, mostrando resultados positivos quando comparadas com as colunas granulares convencionais (Figura 2.13a). Enquanto isso, Nishant e Kumar (2024) desenvolveram modelos experimentais para avaliar o emprego de material plástico reciclado como enchimento de colunas convencionais e encamisadas, demonstrando que a alternativa de agregado é viável e ecológica, mantendo os ganhos de capacidade de carga para o solo de fundação (Figura 2.13b). Diversos outros trabalhos envolvendo modelos físicos para o estudo de colunas convencionais e encamisadas (Wood *et al.*, 2000; Black *et al.*, 2013; Ghazavi e Afshar, 2013; Fattah *et al.*, 2016; Hong *et al.*, 2016; Miranda e Da Costa, 2016; Deb *et al.*, 2022; Wu *et al.*, 2023; Gu *et al.*, 2024) e experiências em campo (Araújo *et al.* 2009; Almeida *et al.*, 2015; Schnaid *et al.*, 2017; Zhao *et al.*, 2024; Ouyang *et al.*, 2024) são encontrados na literatura.

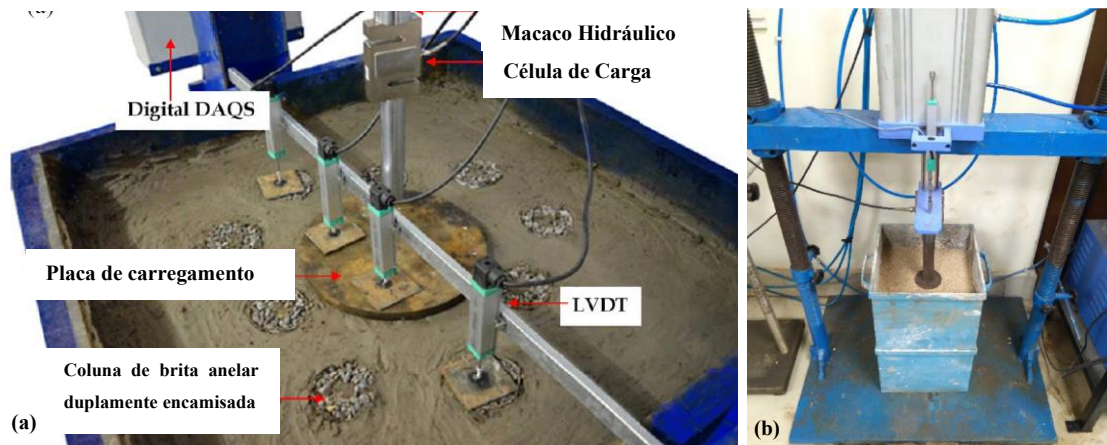


Figura 2.13. Exemplos de modelos físicos: (a) Abid *et al.* (2023) e (b) Nishant e Kumar (2024).

2.4. Solo Transparente

2.4.1. Tipos e aplicações dos solos transparentes

Em alguns estudos geotécnicos envolvendo modelos experimentais, em laboratório ou em campo, encontram-se dificuldades em definir o comportamento no meio da massa de solo, dado que a instrumentação utilizada não fornece imagens da dinâmica existente em seu interior ao longo do procedimento. Além disso, a introdução desses instrumentos pode alterar os resultados esperados para o modelo, já que muitos sensores utilizados possuem comportamentos estático e dinâmico distintos da massa de solo analisada (Iskander, 2010). Entretanto, com o surgimento dos solos transparentes, tornou-se possível a realização dessas análises, anteriormente limitadas (Dyer, 1985). Solo transparente é um material sintético, que consiste em uma mistura de um material particulado, usualmente, composto de materiais silicosos e um porofluido, ambos com índice de refração coincidentes. Quando combinados, esses componentes formam um meio transparente cujo interior é visualizável e que apresenta características similares às propriedades geotécnicas de solos naturais, com potencial para aplicação em modelos experimentais geotécnicos.

Os solos transparentes podem ser divididos em cinco principais tipos: Pó de sílica amorfa, Sílica gel, Hidrogel, Quartzo fundido e Laponita RD®. O pó de sílica e a Sílica gel utilizam o mesmo porofluido como meio dispersor, ambos apresentando índices de refração finais iguais. Muitas vezes, o fluído utilizado é um algum tipo de óleo ou misturas de outros líquidos, cujo porofluido resultante apresente índice de refração coincidente o material sólido particulado. A sílica gel é um material inerte considerado com uma forma coloidal da sílica, apresentando um elevado

índice de vazios devido à alta porosidade de suas partículas (Iskander, 2002). O material possui variabilidade quanto aos tamanhos e formatos de suas partículas, sendo indicado para a modelagem física de areias médias a grossas (Zhao e Ge, 2014; Ganiyu *et al.*, 2016). Já a suspensão de sílica em pó também é um material inerte constituído de micropartículas que, quando coalescidas, formam partículas com maiores dimensões. Esse material é muito recomendado para a representação das argilas naturais quando aplicadas em modelos experimentais de pequena escala (Iskander *et al.*, 2002b; Liu e Iskander, 2010; Wu *et al.*, 2021). Por possuírem índices de refração iguais e serem inertes, os dois materiais podem ser utilizados em um mesmo modelo.

Por sua vez, o Hidrogel (*Aquabeads*) é um material transparente composto de isobutileno e um copolímero de anidrido maleico (Figura 2.14a), utilizado para modelar sedimentos de baixa resistência (Tabe *et al.*, 2010). É muito utilizado em estudos de fluxo, uma vez que possui índice de refração próximo ao da água (Iskander, 2010), utilizando-a como porofluido. O Quartzo fundido foi inicialmente proposto por Iskander (2010) como um possível material transparente, mas foi o trabalho de Ezzein e Bathurst (2011) que propôs sua utilização como material granular para modelagem de areias, a fim de superar limitações encontradas na utilização da sílica gel, como a sua elevada higroscopia e deformabilidade (Figura 2.14b). O material é fabricado pela fusão de cristais de quartzo naturais a 2000°C e o seu posterior resfriamento (Zhao *et al.*, 2023). A peça resultante pode ser então quebrada, obtendo-se partículas angulares com diferentes dimensões, que, quando combinadas com o porofluido correspondente, resultam em um meio transparente. A Laponite RD® é uma argila sintética composta por silicato em camadas que permite a modelagem de solos argilosos com baixa resistência (Wallace e Rutherford, 2015). O material é principalmente utilizado para a análise das deformações em argilas muito moles. Por ser o material utilizado neste trabalho, suas características serão detalhadas mais à frente.

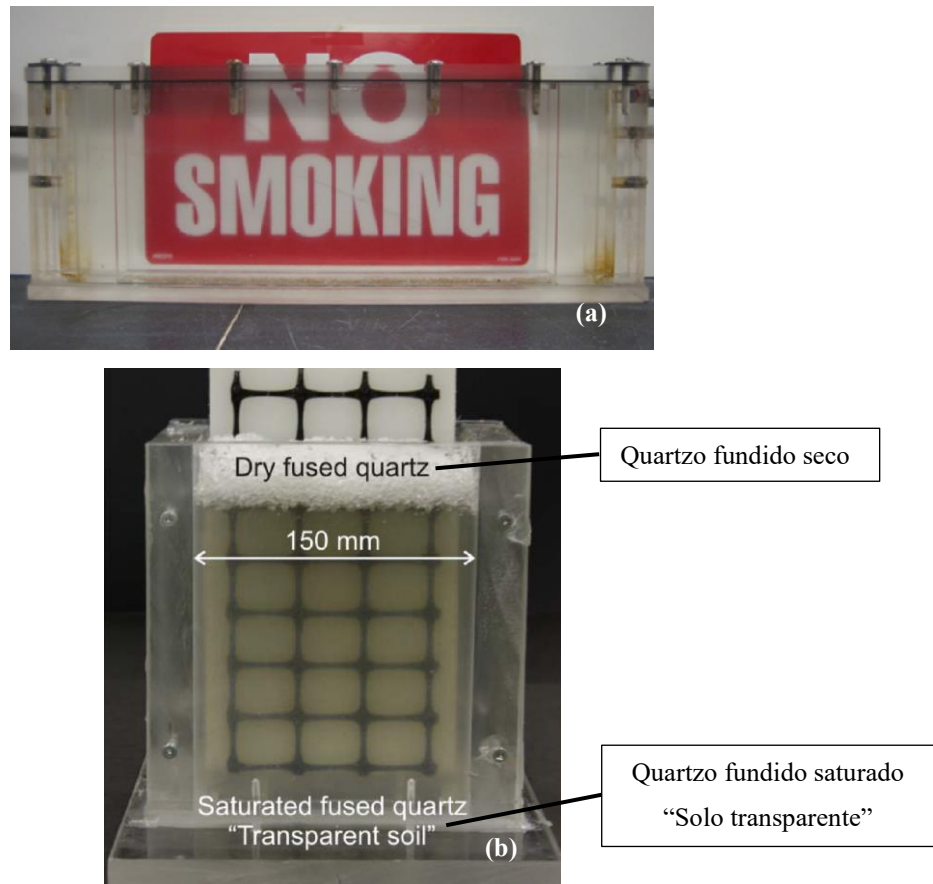


Figura 2.14. Aplicações de solos transparentes: (a) Hidrogel (*Aquabeads*) (Tabe *et al.*, 2012) e (b) Quartzo fundido (Ezzein e Bathurst, 2011).

Desse modo, o uso dos solos transparentes se mostra adequado para a modelagem de fenômenos existentes dentro da geotecnia. Com o auxílio dos princípios da óptica, associado às técnicas de captura e manipulação de imagens, pode-se inferir com sucesso o comportamento do material em regiões internas. Por exemplo, pode-se discretizar uma seção no interior do material com o uso de um feixe de *laser*, através da técnica denominada Interferometria *Speckle*, e utilizar uma técnica de inferência de imagem para determinar a movimentação do solo durante um carregamento ou realizar o estudo de fluxo de água em seu interior (Iskander, 2010; Zhao *et al.*, 2023).

O uso dos solos transparentes é muito presente em estudos relacionados à geotecnia. Em sua maioria, são executados modelos experimentais em escala associados às técnicas de imagem adotando diferentes tipos de solos transparentes, buscando viabilizar a utilização desses materiais. McKelvey *et al.* (2004) elaboraram um modelo físico com colunas de areia instaladas em uma argila transparente, onde foi possível visualizar, pela primeira vez, a deformação radial

dos elementos devido ao carregamento (Figura 2.15a). Zhang *et al.* (2021) conseguiram simular o experimento do alçapão de Terzaghi por meio de um modelo em escala utilizando quartzo fundido. Utilizando técnicas de imagem, os autores conseguiram inferir o desenvolvimento do efeito de arco no material após a abertura gradual do alçapão (Figura 2.15b). Chen *et al.* (2021) avaliaram a resistência ao arrancamento de geogrelhas utilizando um modelo físico com quartzo fundido, considerando a *machine* e *xmachine direction*. Na Geotecnia, diferentes outros trabalhos já apresentaram modelos experimentais com bons resultados (Kelly, 2014; Black, 2015; Peng e Zornberg, 2019; Póvoa, 2020; Wei *et al.*, 2022, Ma *et al.*, 2023 e Zhang *et al.*, 2024).

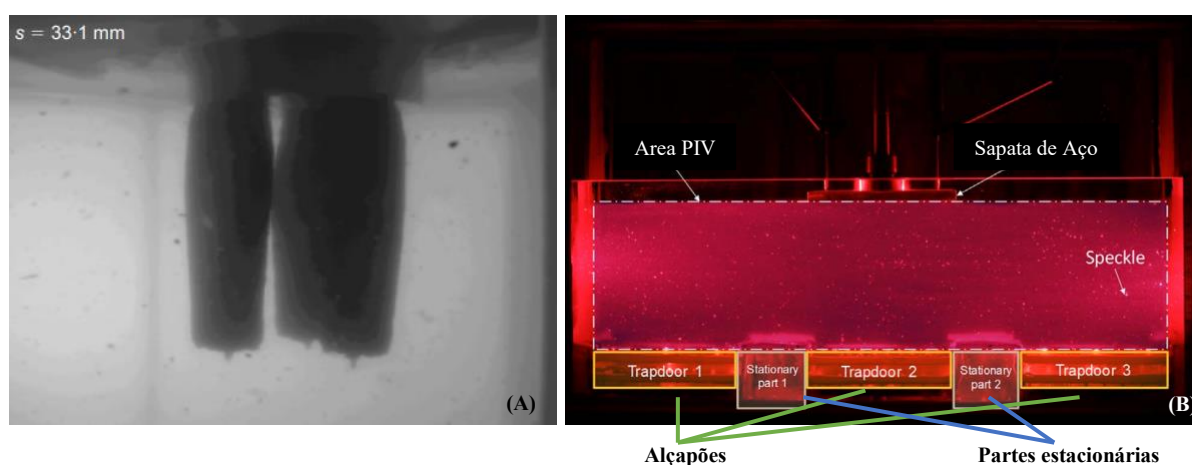


Figura 2.15. Modelo experimentais com solos transparentes: (a) Colunas granulares em argila mole (McKelvey *et al.*, 2004) e (b) Experimento do alçapão de Terzaghi (Zhang *et al.*, 2021).

2.4.2. Laponite RD®

Como já descrito, a Laponite RD® é um tipo de solo transparente com propriedades semelhantes aos solos argilosos com baixa resistência, principalmente, argila marinhas (Figura 2.16). O material consiste em um silicato em camadas sintético, composto por duas camadas de tetraedro de sílica e uma camada de octaedro de óxido de magnésio em sua estrutura principal (Wallace e Rutherford, 2015). O material é amplamente utilizado para melhoria de produtos de uso industrial e de consumo geral, como sua utilização em tintas à base d'água, produtos de higiene pessoal, superfície de proteção para diferentes materiais, entre outros (BYK Additives and Instruments, 2017), sendo comercializado na forma de um pó (Figura 2.17). Também tem mostrado progresso em sua aplicação nas áreas de medicina e bioquímica (Valencia *et al.*, 2019; Wang *et al.*, 2020). Suas partículas possuem dimensões interiores às das argilas naturais, como a caulinita, illita e montmorilonita. Sua comercialização ocorre na forma de um pó branco, que

possui um índice de refração de 1,5 aproximadamente. Assim como os outros tipos de solos transparentes, a Laponite RD® também necessita de um porofluido dispersor para sua hidratação.

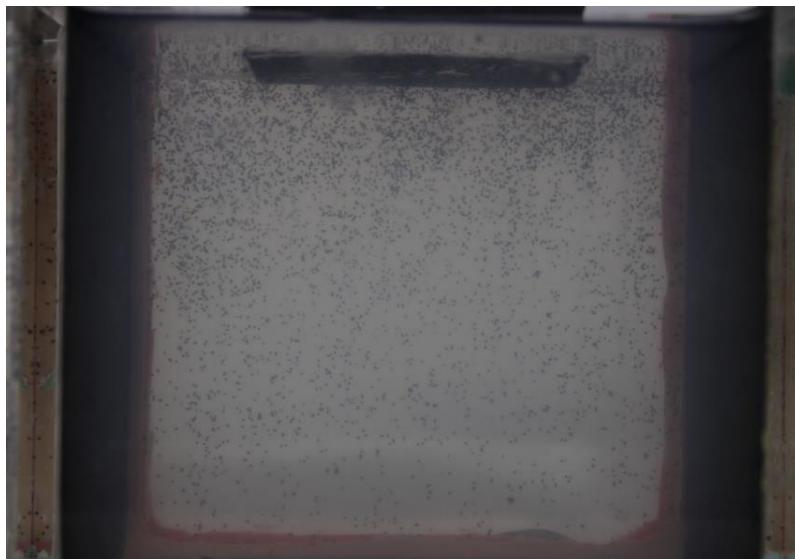


Figura 2.16 – Recipiente com Laponite RD®.

Wallace e Rutherford (2015) descrevem as características necessárias para o porofluido a ser utilizado. A primeira delas seria o fácil acesso e o baixo custo, sem qualquer tipo de regulação que dificulte a sua aquisição. Na pesquisa, o fluido que se adequou a essas condições foi a água destilada do Tipo II, classificação que indica pureza intermediária do fluido. Embora apresentem índices de refração distintos, a combinação da água destilada com o a Laponite RD® resulta em um material transparente. O uso de água comum da torneira reduz a transparência, devido à reação do material com os íons presentes na água (Ads *et al.*, 2020). O trabalho também cita um limite de 4,5% em massa de Laponite RD® para a mistura a partir do qual se verifica o aumento considerável da viscosidade do solo transparente e a formação de bolhas que reduzem a transparência do material. Nesse contexto, Beemer *et al.* (2016) propõem a adição do emulsificador Pirofosfato de Sódio Decahidratado (SPP), que reduz a viscosidade da mistura de Laponite RD® quando esta estiver em maior concentração. Desse modo, é possível se atingir maiores resistências para o solo transparente, com concentrações de Laponite RD® de até 15% em massa. Pierozan *et al.* (2022) também indicam que a utilização do aditivo proporciona uma melhora na transparência para concentrações maiores de silicato, assim como o avanço da idade da amostra.



Figura 2.17 – Laponite RD em sua forma comercial (Wallace e Rutherford, 2015).

Apesar de seu elevado potencial, a adoção da Laponite RD® como uma argila transparente ainda é recente, carecendo de pesquisas na geotecnia que demonstrem todo o seu potencial de aplicação em modelos físicos em escala. Ads *et al.* (2020) utilizaram um modelo em pequena escala com essa argila transparente, aplicando técnicas de imagem, para estudar o efeito do impacto de um projétil com diferentes formatos de ponta em material argiloso (Figura 2.18). Ads *et al.* (2021) também utilizaram um modelo físico com Laponite RD® para avaliar os recalques superficiais em argilas devido à execução de túneis em pequenas profundidades, obtendo bons resultados. Outros trabalhos também estudam as propriedades reológicas e tixotrópicas desse solo transparente e apresentam seu uso em outros modelos geotécnicos (Chini *et al.*, 2015; Ads *et al.*, 2020; Zhang *et al.*, 2020, Pierozan *et al.*, 2022; Almikati *et al.*, 2023; Jia *et al.*, 2023; e Ads *et al.*, 2024).

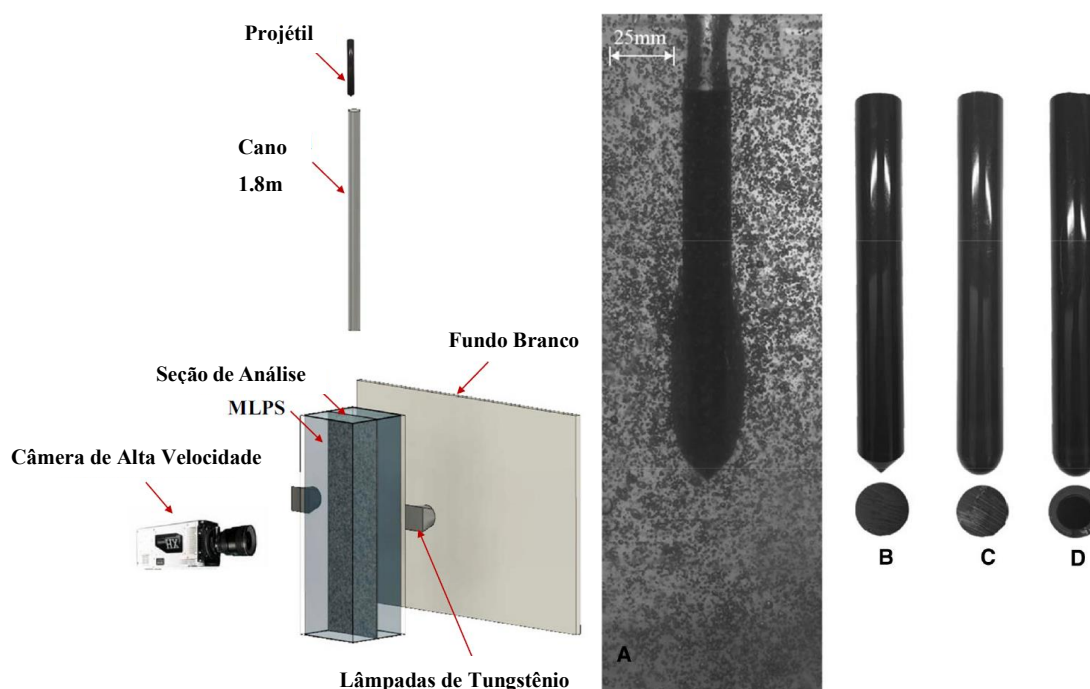


Figura 2.18. Experimento realizado por Ads *et al.* (2021).

2.5. Processamento e Análise de Imagens.

A utilização de técnicas de imagem está presente na geotecnia, uma vez que se mostra uma ferramenta muito versátil e de grande auxílio para o estudo e entendimento de muitos fenômenos (Iskander, 2010). Uma de suas maiores vantagens é o fato de não haver qualquer contato direto com o material ou modelo estudado, evitando qualquer tipo de alteração no equilíbrio e propriedades do sistema estudado, além de reduzir a quantidade de instrumentação a ser empregada (Raffel *et al.*, 2017).

Dentre as metodologias disponíveis, encontram-se a *Particle Image Velocimetry* (PIV) e a *Digital Image Correlation* (DIC). A primeira foi desenvolvida, essencialmente, para o estudo de diferentes tipos de fluxo (Raffel *et al.*, 2017), enquanto o segundo adaptou a técnica de PIV para a determinação das deformações e deslocamentos em diferentes tipos de materiais (McCormick e Lord, 2010). Essas metodologias consistem no processamento de imagens sequenciais registradas ao longo de um experimento, a fim de determinar os vetores de deslocamento na seção de análise no material. No caso do PIV, considera-se o intervalo de tempo entre os quadros capturados, a fim de se obter os vetores velocidade no material e a direção do fluxo estudado. Já no caso do DIC, os intervalos de tempo entre os quadros são

desconsiderados, limitando-se, então, à obtenção dos deslocamentos. Na Figura 2.19 são apresentados exemplos de resultados para as duas metodologias.

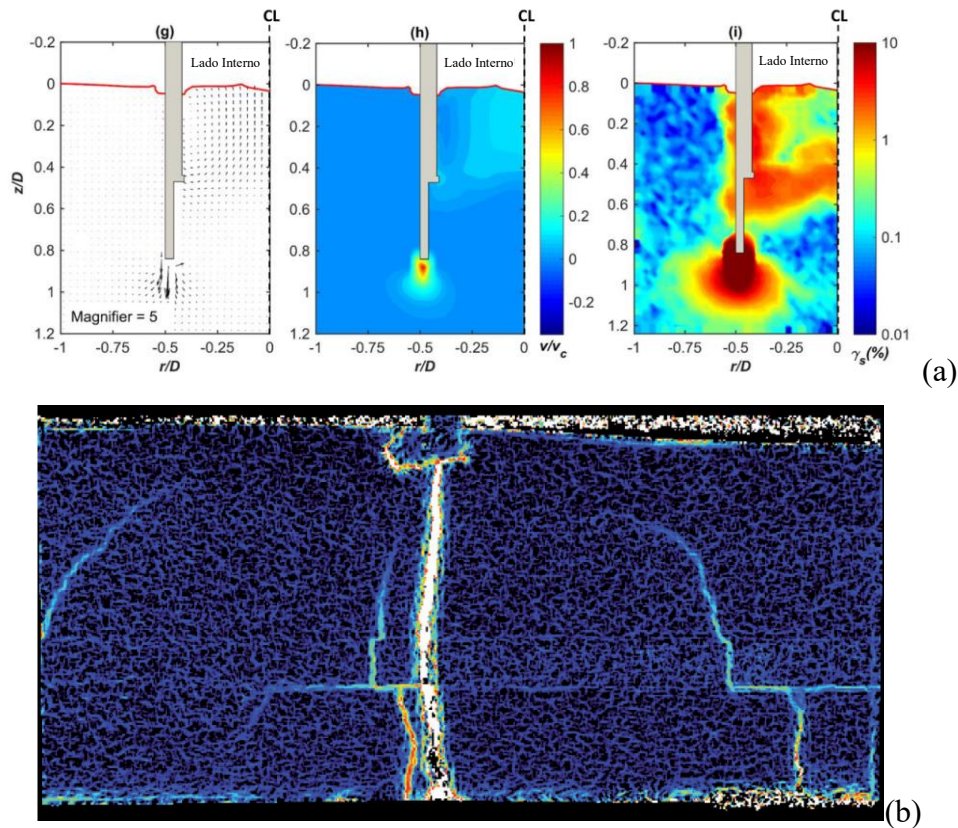


Figura 2.19. Exemplos das técnicas de processamento de imagens: (a) PIV (Mohiuddin *et al.*, 2022) e DIC (McCormick e Lord, 2012).

As técnicas utilizam uma imagem inicial de referência para inferir a movimentação de blocos de pixel nos quadros subsequentes, utilizando-se uma equação de correlação para determinar quais os deslocamentos mais prováveis ocorridos na sequência. Algumas das metodologias existentes reconsideram a imagem de referência quando o coeficiente de correlação apresenta valores abaixo do mínimo ao longo do processamento da sequência de quadros (Stanier *et al.* 2016). Ou inferem os deslocamentos entre pares sequenciais de imagem (A+B, B+C, C+D, etc.), permitindo o somatório dos deslocamentos posteriormente, resultando nos valores de deslocamento totais em uma determinada etapa do experimento (Thielicke e Stamhuis, 2014). Entretanto, para sua correta aplicação, necessita-se do entendimento de alguns conceitos associados e deve-se obedecer a uma sequência de etapas.

O método se baseia na análise dos pixels da imagem, cuja movimentação na área observada permite a inferência dos deslocamentos. Desse modo, os pixels devem apresentar alto contraste e coloração suficientemente diversa para que alterações no material sejam detectadas, em que partículas de rastreo (*seeding particles*) são empregadas para esse fim. A maioria dos trabalhos que aplicam PIV e DIC empregam a interferometria *Speckle*, em que partículas reflexivas são introduzidas no material e que é, posteriormente, irradiado por um feixe de laser que ilumina essas partículas, criando uma seção de análise com alto contraste, similar a um céu noturno estrelado (Figura 2.20a). Esse contraste também pode ser obtido ao se tingir proporcionalmente algumas das partículas do material analisado, até se atingir o resultado almejado, ou misturá-lo a outros tipos de partículas com colorações distintas (Figura 2.20b). Não obstante, o material por si só já pode apresentar contraste suficiente para a realização da análise DIC (Figura 2.20c).

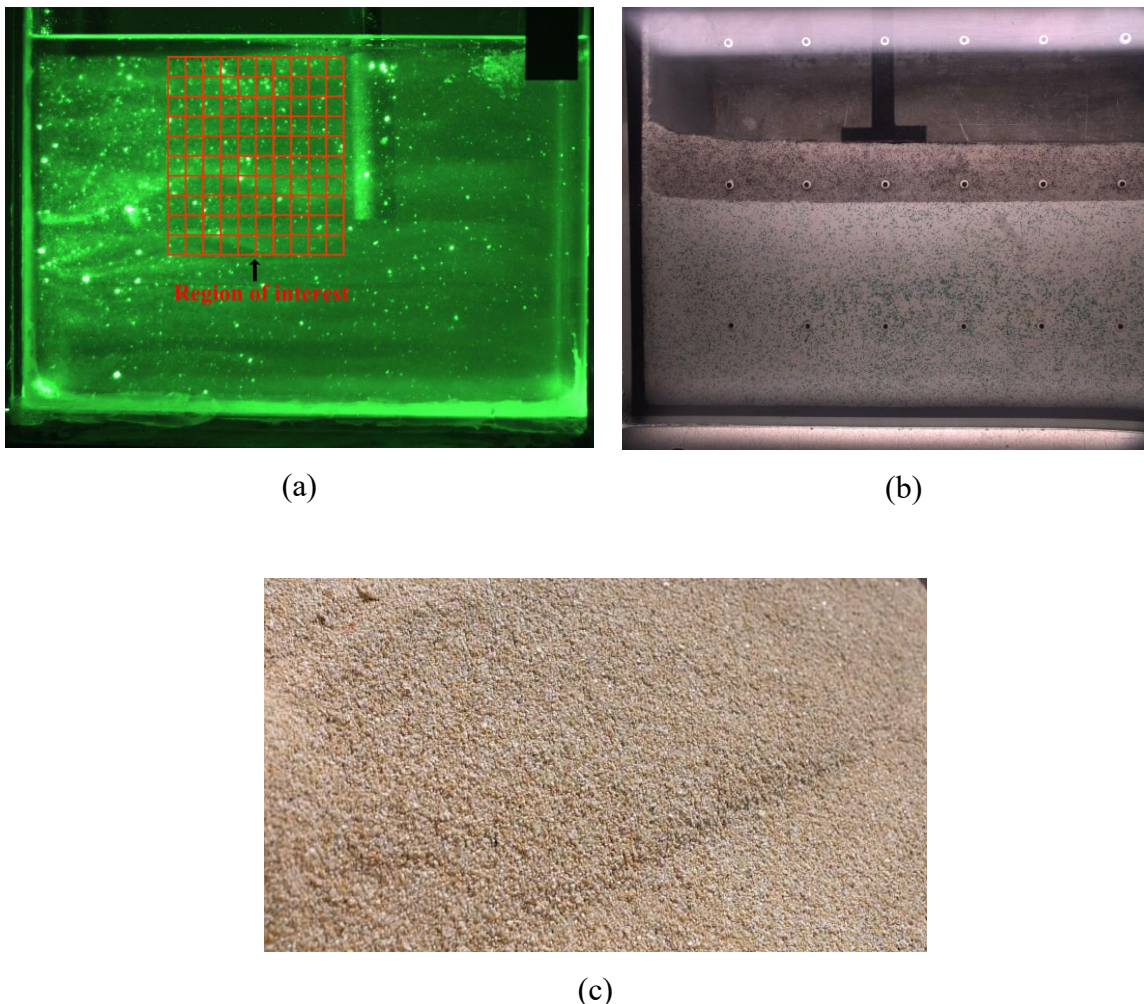


Figura 2.20. Diferentes tipos de contraste: (a) Interferometria *Speckle* com laser (Sang *et al.*, 2019); (b) Partículas de rastreo misturadas ao material analisado (Stanier *et al.*, 2016) e (c) Material com contraste natural em suas partículas (Thielicke e Stamhuis, 2014).

A seção de análise é delimitada por um retângulo e definida como a região de interesse para a análise por meio do software. Então, essa região é dividida em janelas quadradas menores de análise, com tamanho definido, chamadas *subset*, onde é aplicada a equação de correlação, a fim de estimar as alterações mais prováveis do conjunto de *pixel*, como deslocamentos, rotações e deformações. Cada *subset* é avaliado individualmente e relacionados com os *subsets* adjacentes, resultando cada um, ao final, em um vetor deslocamento. Algumas metodologias empregam uma transformada de Fourier para aplicar uma análise multijanelas, em que *subsets* com tamanhos decrescentes são aplicados sequencialmente para detectar as variações dos pixels com maior acurácia (Zhang *et al.*, 2019).

As metodologias de autocorrelação adotam diferentes tipos de equações, cujo valor de pico encontrado será considerado como a situação em que as imagens das partículas de rastreo do quadro sequencial e do quadro de referência se sobrepõem após sua comparação, sendo que o desvio da correlação corresponde ao vetor deslocamento (White *et al.*, 2003) (Figura 2.21). Ou seja, de forma simplificada, o software realiza a comparação entre as duas imagens sequenciais a fim de inferir qual foi o deslocamento mais provável do *subset*, gerando um valor pico de correlação. A análise deve ser realizada com as imagens na forma de escala de cinza, pois as equações de correlação atribuem para cada pixel um valor referente à escala de cinza. Esses valores variam de 0 (Preto) à 255 (Branco). Muitas metodologias de correlação também consideram a análise à nível de sub-píxel, utilizando também curvas Gaussianas para realizar interpolações e determinar o valor de pico para os deslocamentos nesse nível resolução (Zhang *et al.*, 2019).

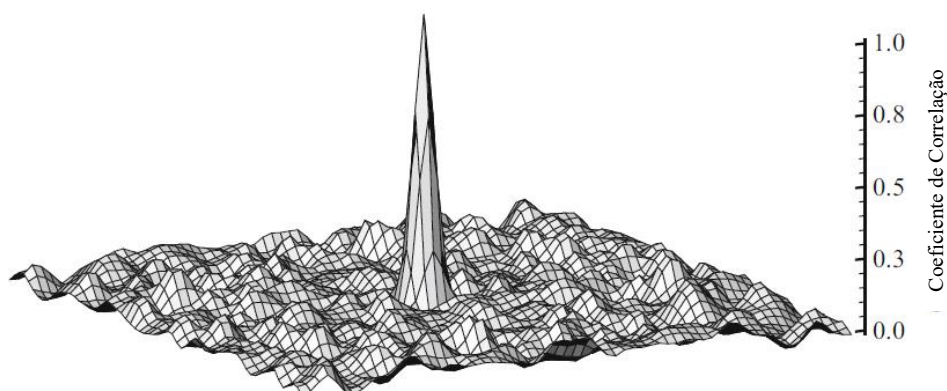


Figura 2.21. Pico da curva de correlação (Raffel *et al.*, 2008).

O uso dessas técnicas de imagem é muito comum na análise da deformação de diferentes tipos de materiais quando sujeitos a algum tipo de carregamento. Existem muitos estudos em geotecnia que aplicam o uso de DIC para a inferência de diferentes comportamentos em solos. Xiao *et al.* (2016) elaboraram um modelo físico com uso de solo transparente para avaliar os deslocamentos no solo de fundação durante a cravação de estacas, inferindo as informações por meio do DIC (Figura 2.22a). Yuan *et al.* (2017) construíram um modelo físico com areia para avaliar a deflexão lateral de estacas empregando o PIV (Figura 2.22b). Derksen *et al.* (2021) propuseram um novo sistema de modelagem física para o estudo da interação solo-geogrelha, também utilizando solo transparente e técnicas de imagem (Figura 2.22c). Outros trabalhos também exploram a aplicação dessas metodologias em diversos estudos dentro da engenharia (Helm e Suleiman, 2012; Arif e Potgieter, 2016; Khatami e Jaksa, 2019; e Li *et al.*, 2019; Mohiuddin *et al.*, 2022; Ates e Sadoglu, 2023 e Abdi *et al.*, 2024).

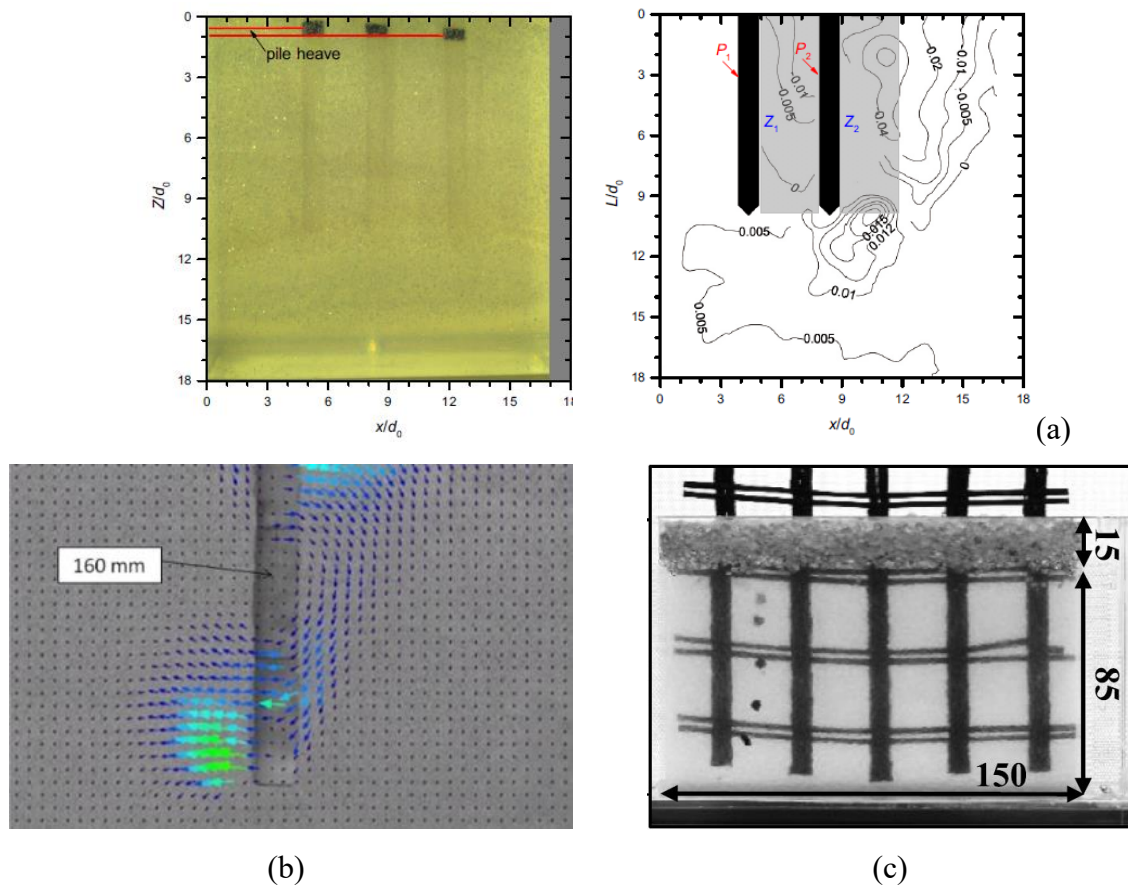


Figura 2.22. Aplicações das técnicas de imagem: (a) Xiao *et al.* (2016), (b) Yuan *et al.* (2017) e (c) Derksen *et al.* (2021).

Os *softwares* utilizados para a aplicação da ferramenta de PIV e DIC podem ser proprietários ou de código aberto (*opensource*), utilizando os mesmos princípios, mas com diferentes técnicas de refinamento dos dados de entrada e saída. Dentre os principais, pode-se citar o GeoPIV (White *et al.*, 2003), GeoPIV-RG (Stanier *et al.*, 2016) e o PIVLab (Thielicke e Stamhuis, 2014; Thielicke e Sonntag, 2021), todos aplicáveis na linguagem MatLab de forma gratuita. Os principais softwares proprietários disponíveis no mercado são o Vic-2D da Correlated Solutions e o DaVis da LaVision. Os *softwares* podem variar quanto a sua usabilidade e ferramentas disponíveis, além das técnicas de correlação empregadas.

Embora esses *softwares* para O uso da ferramenta sejam de fácil acesso, o sistema completo e direcionado para esse fim, composto por *laser*, câmeras e acessórios, pode apresentar elevado custo e tornar-se inviável. Entretanto, alguns trabalhos já buscam alternativas de baixo custo, utilizando componentes de uso comum, como câmeras de uso semiprofissional ou mesmo câmeras de celulares (Eichhorn *et al.*, 2019). Para a modelagem de fenômenos geotécnicos com o uso de solos transparentes, pode-se dizer que o DIC é essencial, pois permite a visualização da movimentação das partículas em uma seção discretizada no interior da massa de material. Dentre alguns trabalhos que estudam o comportamento do solo transparente com o auxílio de técnicas de imagem, pode-se citar De Cataldo, Chen e Airey (2017); Yin *et al.* (2017); Yuan *et al.* (2019); Peng e Zornberg (2019), Ads *et al.* (2021); e Zhou *et al.* (2022); Zhao *et al.* (2023) e Ads *et al.* (2024) além dos autores já apresentados anteriormente, onde se vê o aumento de pesquisas empregando essa ferramenta de estudo.

3. METODOLOGIA

A pesquisa seguiu uma sequência de etapas que permitiu a construção de modelos experimentais em escala reduzida com inclusão de colunas granulares, sob diferentes configurações em uma argila transparente. Partiu-se do estudo do preparo, além das propriedades geotécnicas e transparência, da *Laponite RD*® até a finalização com a análise dos resultados oriundos do emprego da técnica de DIC. Este capítulo abordará cada etapa individualmente, detalhando as atividades realizadas durante sua execução. O resumo das etapas realizadas pode ser visto na Figura 3.1.

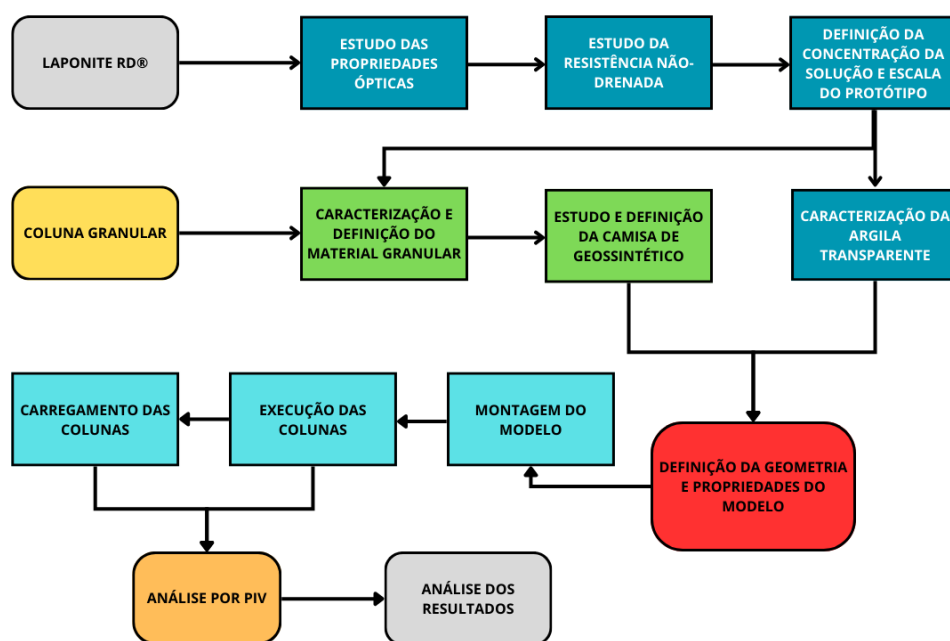


Figura 3.1. Sequência de atividades realizadas durante a pesquisa.

3.2. Características e preparação do solo transparente

3.2.1. Preparo da Laponite RD®

A primeira etapa do estudo foi a investigação e definição da melhor forma de preparo da *Laponite RD*® de acordo com as recomendações da fabricante, trabalhos correlatos e necessidades da pesquisa. O material é produzido pela BYK Aditives and Instruments e importado em território nacional por distribuidoras locais. O composto é um particulado branco comercializado em caixas de aproximadamente 26kg e lacrado para preservação de suas propriedades. Segundo a própria fabricante, o produto é empregado como um aditivo para o melhoramento das propriedades reológicas de diferentes tipos de fluidos.

Esta pesquisa adotou as recomendações de outros trabalhos (Wallace e Rutherford, 2011 e Pierozan *et al.*, 2021) para definição das concentrações e massas de Laponite RD®, SPP e água destilada (porofluido). Para o estudo inicial da transparência do material, adotaram-se as concentrações de 4%, 6%, 8% e 10%. Para concentrações mais elevadas, o uso do aditivo *Sodium Pyrophosphate Decahydrate* – SPP permitiu o preparo com uma boa transparência (Beemer *et al.*, 2016). O procedimento iniciava-se com a definição de uma massa fixa de água destilada, obtendo-se as outras massas de acordo com a Equação (3.2) e a Equação (3.3):

$$C_{Lap} = \frac{m_{Lap}}{m_{Lap} + m_{SPP} + m_{\text{água}}} \cdot 100 \quad (3.2)$$

$$C_{SPP} = \frac{m_{SPP}}{m_{Lap} + m_{SPP} + m_{\text{água}}} \cdot 100 \quad (3.3)$$

Onde:

C_{Lap} = concentração de Laponite RD®, em %;

C_{SPP} = concentração de SPP, em %;

m_{Lap} = massa de Laponite RD®, em g;

m_{SPP} = massa de SPP, em g;

$m_{\text{água}}$ = massa de água, em g.

Um dos principais problemas relacionados à Laponite RD® é a oclusão de bolhas, formadas durante a preparação, após o processo de gelificação, o que degrada a visibilidade do meio transparente até a seção de análise. Buscando mitigar esse problema, desenvolveu-se uma metodologia de preparo que permitisse a eliminação do maior volume possível de bolhas, sem comprometer as características do material durante o processo.

A fabricante recomenda a utilização de um agitador mecânico, associada a uma haste com disco do tipo hélice ou *cowles*, com rotação de 200 a 800 rpm. O composto de sílica então é adicionado continuamente e misturado por um intervalo de tempo de, aproximadamente, 20 min. Contudo, esse procedimento se adequa para soluções com concentrações de até 4,5% de Laponite RD®. Para concentrações maiores, adotou-se procedimento distinto, onde a velocidade era aumentada até a formação de um vórtice cônico com extremidade inferior coincidente com o topo do disco de mistura. Então, o SPP era adicionado e, posteriormente, o

silicato era acrescentado gradualmente, com uso de um funil, em um intervalo de tempo de 2 – 3 min. Caso visualizada a redução do vórtice, a velocidade era levemente aumentada até sua recuperação. A velocidade era mantida por 10 min, sendo posteriormente reduzida em cerca de 30% e mantida a nova rotação por mais 10 min. Esse procedimento se mostrou eficaz na redução do número e tamanho das bolhas, embora não as tenha eliminado completamente. Para misturas de menor volume (até 3l), utilizou-se um agitador mecânico de laboratório, com ajuste digital de velocidade (Figura 3.2a). Para o preparo da solução em volumes maiores, essencialmente, para o modelo, montou-se um misturador a partir da associação de uma furadeira e um *dimmer* para controle de velocidade (Figuras 3.2a e 3.2b). O dimensionamento e posicionamento dos discos de dispersão seguiram as recomendações adotadas pelos fabricantes de dispersores e misturadores, de acordo com as medidas dos recipientes utilizados nas misturas (todos cilíndricos), para formação de um vórtex adequado (Figura 3.2c). O tipo de disco adotado foi do tipo hélice, com diâmetros variando de 40 a 150 mm (Figura 3.2d).

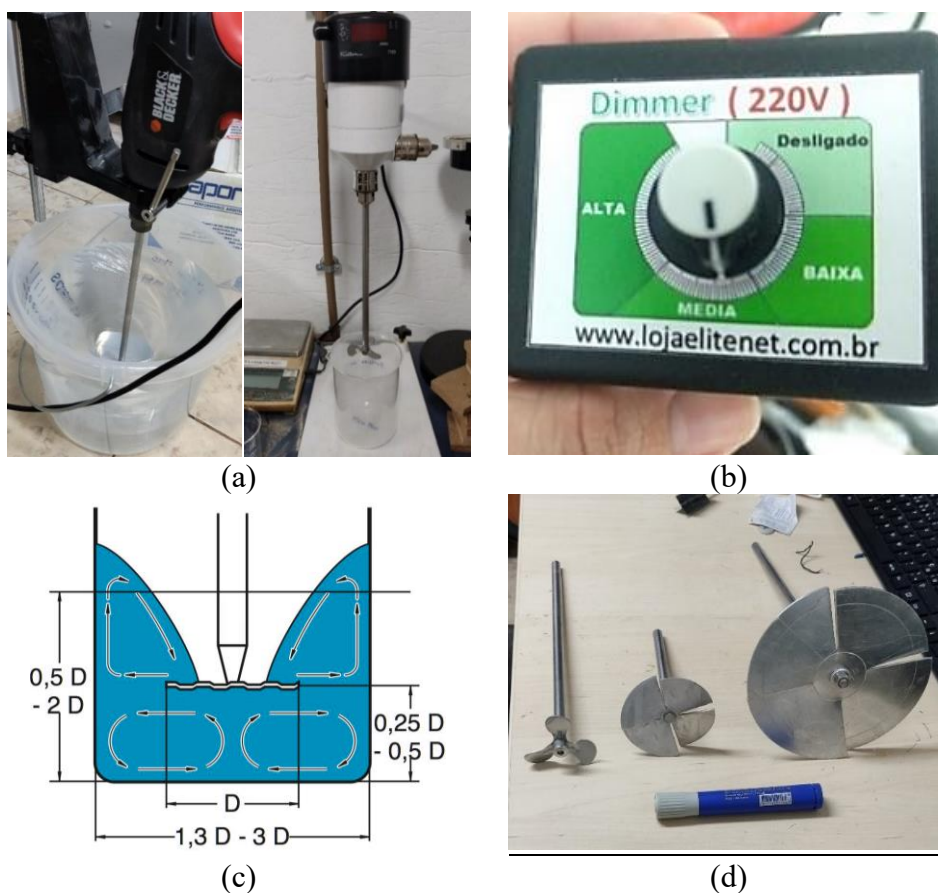


Figura 3.2. Dimensionamento do disco de mistura: (a) Agitadores Mecânicos, (b) Dimmer utilizado para controle da velocidade, (c) Dimensões recomendadas e (d) Discos utilizados.

3.2.2. Avaliação da transparência

Um dos primeiros testes realizados na Laponite RD® foi em relação a transparência do material, segundo a quantidade de material empregada na solução. Quanto maior a concentração da massa de silicato, maior a tendência de degradação da visualização através do material. Para verificar a relação entre os fatores concentração de Laponite RD® e transparência, utilizou-se uma caixa tri-seccionada, que permitiu a visualização de uma seção de análise delimitada com partículas de rastreio, com distâncias de 10, 20 e 30 cm em relação a face de observação (Figura 3.3), respectivamente. Para cada distância, foram capturadas imagens para sua posterior utilização no *software* de DIC, a fim de verificar a capacidade de detecção das partículas de rastreio. Ademais, a concentração de Laponite RD® adotada foi a maior das quatro consideradas, uma vez que este seria a situação mais crítica de degradação da transparência e com melhor desempenho provável em termos de resistência não-drenada. Nesse caso, foi adotada a concentração de 10% de silicato associada à sua correspondente concentração de SPP (0.75%). Para esse teste, foi considerada apenas a luz natural para a captura das imagens, sem uso de outras fontes de iluminação.

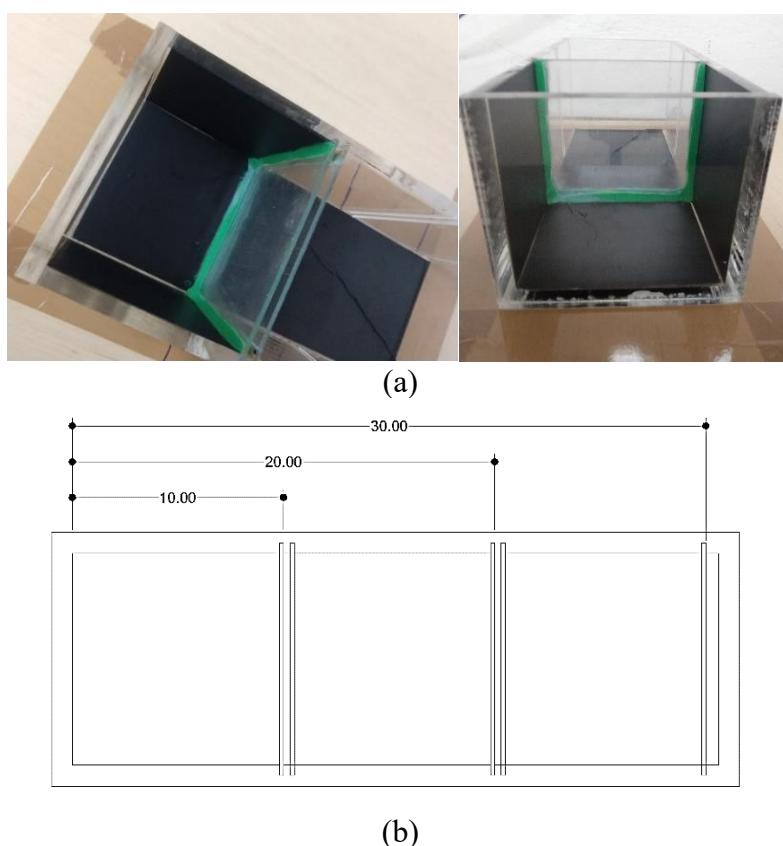


Figura 3.3. Caixa utilizada para teste de transparência: (a) Caixa com primeira distância de visualização e (b) Geometria da caixa.

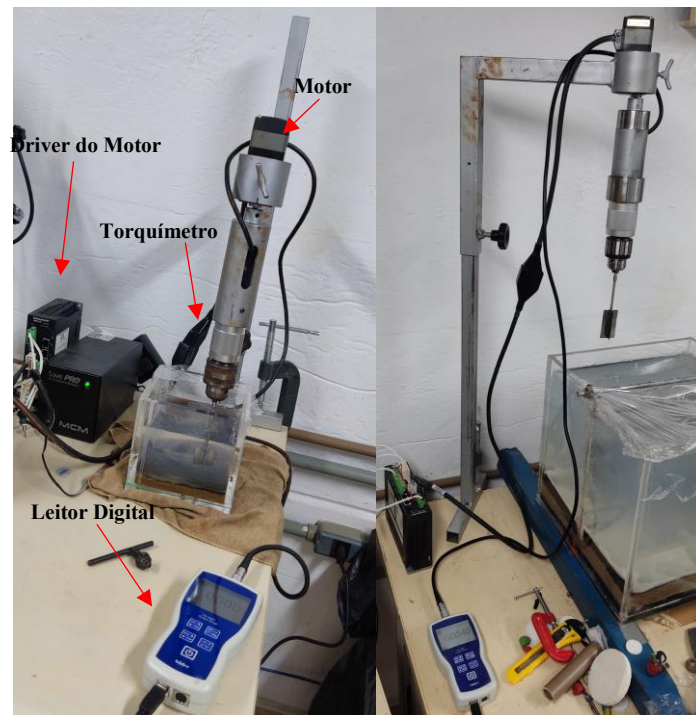
Apesar de simples, o teste também foi essencial para definir as dimensões do modelo experimental, uma vez que as avaliações com DIC a serem realizadas dependiam da captura de imagens com boa nitidez e contraste, como já abordado anteriormente. Desse modo, a verificação das condições de transparência ideais foi imprescindível para a fixação da distância da face da caixa de acrílico até a seção de análise no centro do modelo.

3.2.3. Definição da escala do modelo

A resistência não-drenada (S_u) da argila transparente foi o índice considerado para determinação da escala a ser adotada no modelo experimental a ser estudado. Como se trata de um solo muito mole, semelhante, em escala, às argilas de depósitos marinhos, dentre os ensaios de campo e de laboratório disponíveis para determinar a resposta da argila mole ao carregamento, o mais indicado para determinação do índice é o ensaio de palheta (*Vane Test*) (Danziger e Schnaid, 2000). Por ser um ensaio rápido e de fácil execução, pode ser aplicado de forma imediata, em grande volume de amostras, com diferentes dimensões. Por serem esperadas resistências muito baixas, foi necessário a montagem de aparato para a execução do ensaio de palheta, embasando-se nas recomendações apresentadas na ASTM 4648M (2016). Assim, associou-se um torquímetro de elevada sensibilidade da fabricante Nidec, com torque máximo de 1 N.m, com um motor de passo e *driver* controlador. O motor foi configurado para uma rotação de 20°/min, dentro dos limites presentes na norma citada. A aquisição de dados foi realizada por meio de software próprio disponibilizado pela própria fabricante do torquímetro e operado por meio de um computador.

As palhetas convencionais vendidas comercialmente não possuíam dimensões suficientes para detectar as tensões durante a rotação da palheta, devido aos baixos valores de resistência para as menores concentrações. Desse modo, com intuito de elevar a acurácia do sistema, confeccionou-se uma palheta de dimensões de 1" x 2" (25,4 x 50,8 mm), na proporção de 1:2 ($H = 2D$), de forma a elevar o torque final obtido durante a rotação no interior do material. Também foi confeccionada uma palheta complementar, com dimensões de 1" x 1" (25,4 x 25,4 mm), que permitiu a aferição dos torques nos materiais com maiores concentrações em massa. Ambas as palhetas foram confeccionadas segundo as especificações descritas na norma ASTM. O sistema foi colocado em suporte com altura ajustável e a palheta inserida no mandril do torquímetro. Os ensaios foram conduzidos tanto em amostras individuais, quanto em um ponto do modelo experimental. Devido à ausência de trabalhos que abordem a relação de S_u com os índices de consistência elevados da Laponite RD®, o índice não pôde ser corrigido, mesmo

considerando os critérios de Bjerrum (1975). A Figura 3.4 apresenta o sistema montado para a obtenção das curvas de resistência não-drenada.



(a)



(b)

Figura 3.4. Determinação da resistência não-drenada da Laponita RD®: (a) Equipamento de *Vane Test* montado e (b) Palheta confeccionada para o ensaio.

Para se verificar o efeito do tempo de adensamento do material, permitiu-se, às amostras de argila transparente, drenagem inferior, a fim de proporcionar o adensamento do material pelo seu peso próprio. As amostras foram preparadas em recipientes de acrílico ou PVC, cujo fundo foi perfurado para a passagem da água drenada. Sob o fundo também foi posicionado um sistema de drenagem composto de uma camada de areia delgada, contida por uma camada de geotêxtil não-tecido em sua face inferior e outra em sua face superior. A utilização do geotêxtil teve como intuito inibir a fuga da areia pelo dreno inferior e evitar o seu contato com a argila

transparente. Assim sendo, consideraram-se tempos de adensamento de 3, 7 e 14 dias, realizando-se o ensaio de palheta após os respectivos períodos.

A escolha da escala do modelo experimental embasou-se nos resultados obtidos para a resistência não-drenada (S_u) da Laponite RD®, relacionando-a a valores usuais encontrados para argilas moles naturais. Procurou-se encontrar percentual de silicato que permitisse a obtenção de valores de S_u , quando em escala, de até 10 kPa na escala real. Não obstante, procurou-se dimensionar o modelo de formar a otimizar o consumo de Laponite RD®, material de custo significativo. Com base nas análises, chegou-se a uma escala de 1:40 (1/N) e uma caixa acrílica de 30x30x30 cm para a montagem do modelo experimental com apenas uma coluna e 50x30x20 cm para os modelos com duas colunas ou mais alinhadas. A partir disso, todas as outras propriedades e dimensões dos elementos envolvidos foram escalonados seguindo os princípios de similitude ((Iai, 1989; Heller, 2011; Hong et al, 2016). Abaixo, a Tabela 3.1 resume o fator escala para cada propriedade. H corresponde a espessura da camada de argila, D é o diâmetro da coluna granular, T_g e J_g são a resistência a tração e rigidez secante do material da camisa de geotêxtil, respectivamente.

Tabela 3.1. Fatores de escala adotados para as propriedades do modelo experimental (Hong et al., 2016).

Elemento	Propriedade	Fator de Escala
Argila Mole	S_u (kPa)	(1/N)
	H (m)	(1/N)
	γ (kN/m ³)	1
Material da Coluna	ϕ'	1
	D (m)	(1/N)
	δ (cm)	(1/N)
Camisa de Geotêxtil	T_g (kN/m)	(1/N) ²
	J_g (kN/m)	(1/N) ²

3.3. Caracterização dos materiais

A caracterização da Laponite RD® foi feita por meio dos ensaios de caracterização geotécnica, segundo normas nacionais e internacionais. A Tabela 3.2 resume todos os ensaios realizados e as respectivas normas consultadas. No caso da determinação do limite de plasticidade, optou-

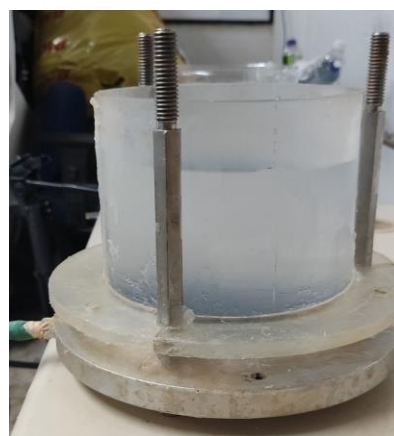
se por seguir as recomendações da norma ASTM, que indica a utilização de um aparato específico para a confecção dos rolinhos de solo. Uma vez que a argila Laponite RD® se mostrou um muito mole, o aparato permitiu um melhor manuseio do material durante a execução do ensaio (Figura 3.5a). Em se tratando do ensaio de permeabilidade, complementarmente às instruções contidas na norma, seguiu-se também as recomendações de Beemer et al. (2016) (Figura 3.5b). Quanto a densidade real dos grãos do material em seu estado puro (pó), adotou-se o valor indicado pelo fabricante, devido à impossibilidade de realizar os ensaios convencionais, pois o material reagiria com a água. Mesmo a utilização do picnômetro a gás se mostrou ineficaz nessa determinação, uma vez que os valores obtidos apresentaram grande variabilidade.

Tabela 3.2. Resumo dos ensaios realizados na *Laponite RD*®.

Ensaio Realizado	Norma Adotada
Determinação do Limite de Plasticidade	ASTM D4318-17
Determinação do Limite de Liquidez	NBR 6459-16
Ensaio de Palheta (<i>Vane Test</i>)	ASTM D4648-16
Permeabilidade à Carga Variável – Método B	NBR 14545-21
Ensaio de Adensamento Unidimensional	NBR 16853-20
Determinação da Densidade Real dos Grãos	Fornecido pelo fabricante



(a)



(b)

Figura 3.5. Caracterização da Laponite RD®: (a) Ensaio de limite de plasticidade e (b) Preparo da amostra para o ensaio de permeabilidade.

Em relação ao ensaio de adensamento, foram necessárias adaptações na realização do ensaio, novamente, devido à dificuldade no manuseio do material muito mole. Para que fosse possível a manipulação da amostra, o anel rígido de aço inox foi posicionado no interior da caixa de acrílico, sendo a Laponite fluida colocada posteriormente (Figura 3.6a). Então, ao material foi permitida a drenagem durante o mesmo período definido para o modelo experimental, seguindo os mesmos procedimentos empregados nas amostras utilizadas no ensaio de palheta. O ensaio foi realizado apenas para a concentração e tempo de adensamento considerado para o modelo experimental. Posteriormente, o conjunto anel e amostra de argila transparente foi cuidadosamente talhado e retirado da caixa de acrílico (Figura 3.6b), sendo então empregada no ensaio de adensamento (Figuras 3.6c e 3.6d).

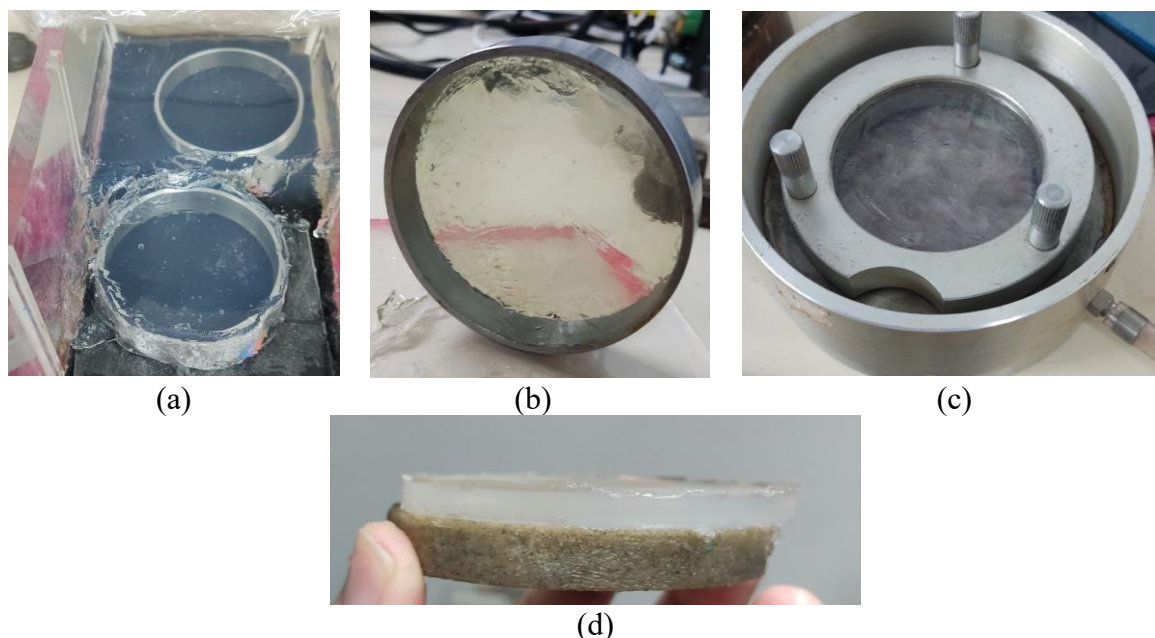


Figura 3.6. Ensaio de adensamento: (a) Processo de talhagem, (b) Amostra e anel preparados, (c) Célula de adensamento preparada e (d) Amostra ao final do ensaio.

Dada a dificuldade em executar o ensaio na prensa convencional presente no Laboratório de Geotecnia da UnB, foi necessária a elaboração de uma prensa de maior acurácia, de forma a permitir a realização do ensaio para o material muito mole (Figura 3.7). A estrutura do equipamento foi confeccionada em acrílico, com um eixo central em aço inox se movimentando no interior de um rolamento linear, com a carga sendo aplicada diretamente sobre a amostra contida na célula de adensamento. O cabeçote da célula de adensamento também foi modificado, sendo empregado uma peça leve modificada, confeccionada com impressora 3D em PLA, reduzindo significativamente a carga inicial aplicada pelo elemento sobre a argila

mole. Os carregamentos adotados foram de 0,5, 1, 2, 4, 8, 16, 32 e 64 kPa, com descargas para 16 e 4 kPa. O ensaio foi realizado não-inundado, segundo as condições empregadas para a Laponite RD® no modelo experimental.

O material granular foi escolhido de forma a permitir uma maior compacidade durante a vibração no processo de execução da coluna de areia. Além disso, a granulometria foi definida de forma a permitir tanto o processo de compactação quanto a representatividade física do modelo. Diferentes granulometrias foram testadas no processo executivo da coluna granular, sendo que materiais mais graúdos impuseram dificuldades no processo executivo, devido ao elevado atrito com as paredes do tubo empregado. Definido o material, prosseguiu-se com os ensaios de caracterização e os ensaios que permitissem estimar a compacidade relativa do material após a execução do elemento. Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto para a areia nas mesmas condições de compacidade empregadas no modelo para os corpos de prova utilizados. Para a obtenção da envoltória de resistência, foram considerados os carregamentos normais de 5, 10, 15 e 20 kPa, mesmos níveis de tensões esperados no modelo experimental. A Tabela 3.3 resume os procedimentos e normas considerados.

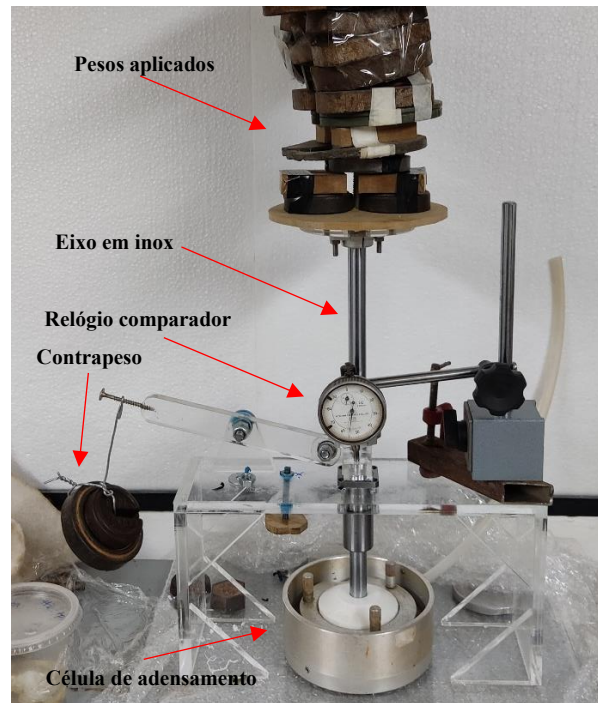


Figura 3.7. Prensa de adensamento confeccionada para o ensaio.

Tabela 3.3. Resumo dos ensaios realizados no material granular.

Ensaio	Norma Adotada
Granulometria	Utilizado granulômetro Microtrac S3500
Determinação da Densidade Real dos Grãos	Utilizado Pentapyc 5200e
Determinação do Índice de Vazios Máximo	NBR 16840-20
Determinação do Índice de Vazios Mínimo	NBR 16843-20
Cisalhamento Direto	ASTM D3080-23

Para o material da camisa de geotêxtil, foram realizados ensaios de tração de faixa larga para diferentes tipos de tecidos convencionais, segundo a NBR 12824 (2013). Para cada ensaio, foram adotados 5 corpos de prova de 20x25cm, com espaçamento de 10 cm entre as garras da prensa de tração, considerando a direção de fabricação e a direção contrária à fabricação (Figura 3.8a). Além disso, também foi realizado ensaio de tração na costura da camisa de tecido, seguindo os mesmos procedimentos anteriormente adotados, sendo ela posicionada no centro da distância entre garras (Figura 3.8b). Para os ensaios, procuraram-se materiais que apresentassem, quando em escala, valores de baixa à média rigidez e resistência à tração correspondentes. O maior desafio foi obter um material que atendesse aos critérios de similitude definidos para o modelo experimental, dado o pequeno valor de rigidez necessário no fator de escala considerado. Os valores de referência seguiram aqueles fornecidos por catálogo para a camisa do tipo *Ringtrac* (Huesker, 2021), buscando seguir as propriedades indicadas pela fabricante.

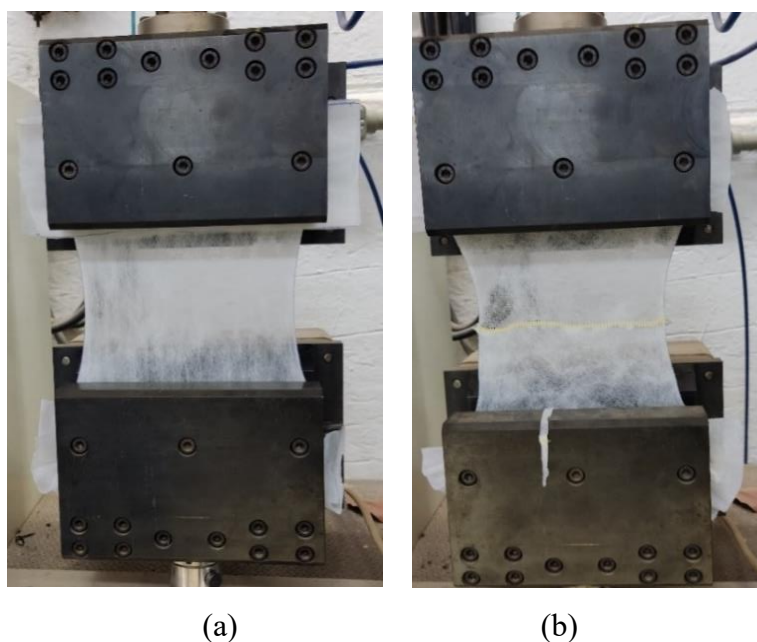


Figura 3.8. Ensaio de tração de faixa larga: (a) Tecido, (b) Costura.

3.4. Geometria e montagem do modelo experimental.

3.4.1. Definição da geometria do modelo experimental.

Com base nos resultados obtidos em todo o processo de caracterização, definiram-se as geometrias para os modelos experimentais a serem montados. Para a propriedades em escala real, considerou-se uma espessura variando de 9 a 10 m de argila mole, considerando a variabilidade da espessura final da camada de argila transparente no modelo, sendo $S_u \leq 10$ kPa. Duas geometrias de modelos foram consideradas, sendo a primeira executada em uma caixa de acrílico com dimensões internas de 30x30x30 cm e utilizada para os casos em que apenas uma coluna seria executada, tanto elementos convencionais quanto encamisadas com geossintético (GEC) (Figura 3.9a e 3.9b). Nesse caso, a coluna foi considerada como pertencente a uma malha quadrada, com espaçamento de 2,0 m e diâmetro de 80 cm, resultando em uma taxa de substituição de aproximadamente 12,5%.

No segundo caso, empregou-se uma caixa de acrílico com dimensões internas de 50x20x30 cm, para a execução dos modelos experimentais com duas, três e quatro colunas encamisadas (GEC) em linha (Figura 3.9c e 3.9d). O intuito foi mitigar as condições de fronteira ao se aumentar o número de colunas analisadas. Também buscou-se manter o volume aproximado de Laponite RD® a ser utilizado, evitando a necessidade de preparo adicional de material. Nesses novos modelos, além do número de elementos, variou-se o espaçamento e a sua sequência executiva, procedimentos que serão explicados detalhadamente mais à frente.

Independentemente do tipo de modelo, chegou-se a uma espessura de argila transparente, quando em escala, de 23 a 25 cm e coluna com diâmetro de 2 cm, para os dois tipos de coluna. No centro do modelo, delimitou-se uma seção de análise de aproximadamente 4 mm, utilizando-se um particulado preto do tipo *glitter* preto como partícula de rastreio para análise com DIC. A distância de visualização adotada foi de 15 cm para a primeira geometria e 10 cm para a segunda, da face de observação até a seção de análise. As caixas foram confeccionadas em acrílico translúcido cortado a laser e posteriormente colado.

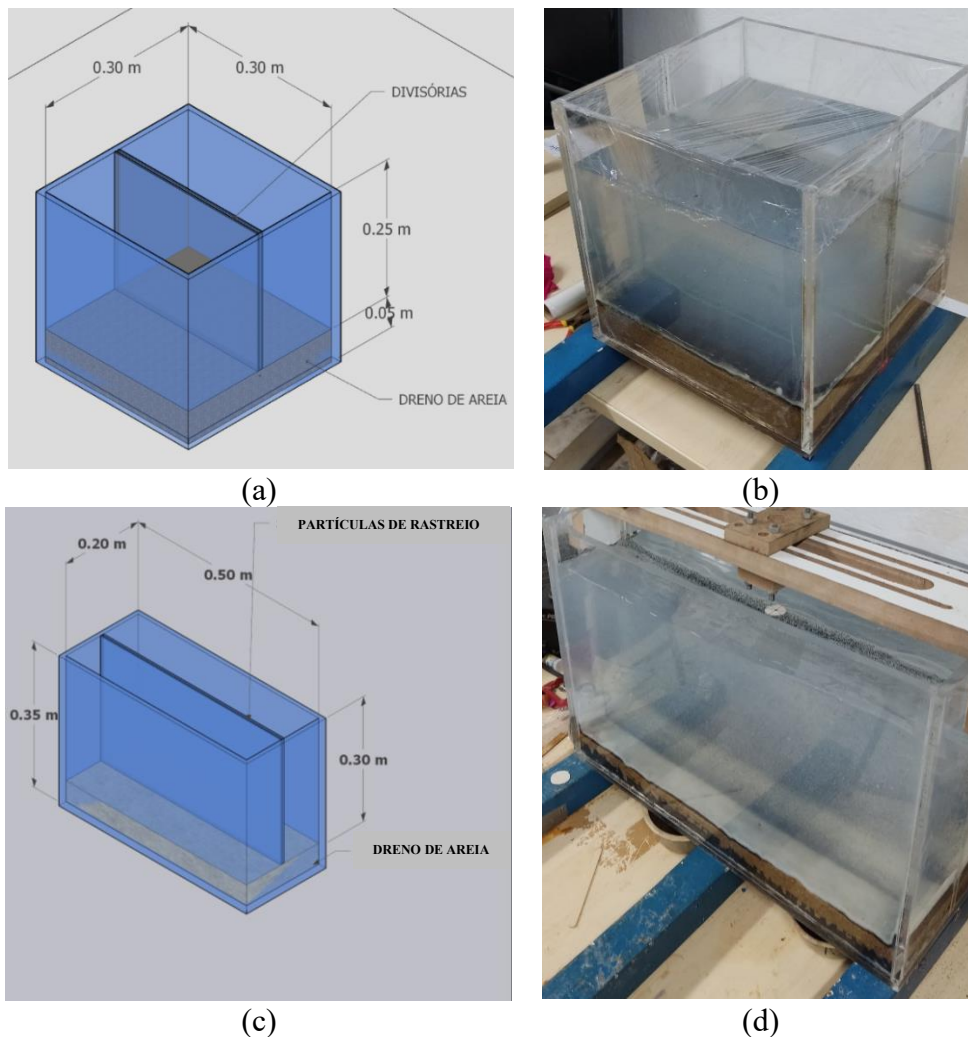


Figura 3.9. Geometria do modelo experimental: (a) Dimensões da caixa de acrílico para o primeiro tipo de modelo experimental, (b) Primeiro tipo de modelo experimental executado, (c) Dimensões da caixa de acrílico para o segundo tipo de modelo experimental e (d) Segundo tipo de modelo experimental executado.

3.4.2. Preparo da caixa de acrílico e da Laponite RD®

Para ambos os tipos de modelos, os procedimentos empregados foram os mesmos, considerando-se apenas o preparo da Laponite RD®. Inicialmente, tomou-se o cuidado para que houvesse interferência mínima na face de observação, limpando-a de forma a remover qualquer resíduo prejudicial à boa visualização. Posteriormente, executou-se o dreno inferior, composto de duas camadas de geotêxtil não-tecido posicionadas nas faces inferior e superior da camada de areia, com intuito de evitar a fuga do material do dreno e seu contato direto com a Laponite RD®, totalizando uma espessura aproximada de 5 cm. A caixa de acrílico possuía furos em sua face inferior, permitindo a livre percolação da água. Antes da montagem do modelo experimental, o geotêxtil era mantido mergulhado em água destilada por, no mínimo,

24h, permitindo a sua saturação. O sistema de drenagem também foi mantido saturado após sua montagem, de forma a viabilizar a continuidade do fluxo durante o ensaio.

Posteriormente, duas divisórias centrais foram colocadas na caixa, com o intuito de preparar a seção de argila transparente misturada com as partículas de rastreio. O contato das bordas das divisórias com o encaixe (laterais) e dreno inferior (fundo) foi vedado com plastilina, evitando qualquer contato entre o material puro e o misturado com o *glitter* (Figura 3.10). Em sua parte superior, a caixa de acrílico foi reforçada com duas barras roscadas com porcas e arruelas, enrijecendo-a.

A Laponite RD® foi preparada utilizando o misturador de grandes dimensões montado (descrito anteriormente) e baldes transparentes convencionais devidamente higienizados. A água destilada utilizada foi obtida por meio de destilador convencional presente no Laboratório de Geotecnia da UnB e coletada nos baldes antes do preparo do material. A Laponite RD® sempre era pesada, obtendo-se a massa necessária para a obtenção da concentração definida no processo de caracterização. Posteriormente, a hélice do misturador era posicionada no interior do balde com água destilada e o dimmer ajustado até obter-se uma velocidade de rotação necessária para a formação de um vórtice completo. Por fim, a Laponite RD® era acrescentada gradualmente no centro do vórtice por meio de um funil e deixada misturar pelo tempo de 20 minutos.

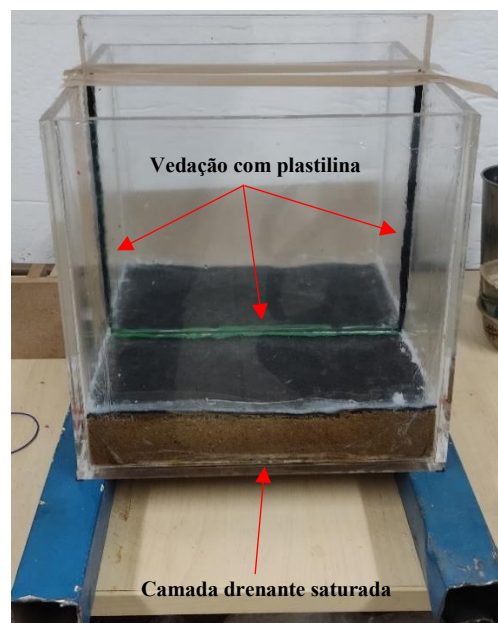


Figura 3.10. Preparação inicial da caixa.

O volume total de material foi preparado em duas parcelas, devido às limitações impostas pelo misturador para o preparo integral. Parte do material preparado foi depositado em um béquero para sua mistura manual com as partículas de rastreio. As três áreas (parte antes das partículas de rastreio, parte com as partículas de rastreio e parte posterior às partículas de rastreio) da caixa foram preenchidas simultaneamente, até se atingir a espessura da camada de argila definida para o modelo. A Laponite RD®, após seu preparo, foi passada duas vezes em uma peneira convencional antes de sua deposição na caixa, com o intuito de remover o máximo de bolhas formadas durante a mistura. Após a colocação de toda a mistura na caixa, as divisórias foram removidas lentamente, evitando o arrasto do material modificado no centro da caixa. A Figura 3.11 demonstra a visualização da seção de análise de um dos modelos montados.

Após a execução da camada de Laponite RD®, o material foi reservado e isolado com plástico filme, permitindo seu adensamento pelo peso próprio pelo período definido para a escala do modelo (drenagem inferior), até se atingir o valor de S_u necessário para prosseguir com o ensaio. Nos modelos iniciais, realizou-se a medição da resistência não-drenada da argila antes do ensaio por meio do ensaio de palheta, a fim de verificar se os valores eram compatíveis com o estabelecido. Não se prosseguir com o procedimento para os outros modelos experimentais, pois poderia comprometer as propriedades físicas da argila transparente, dada as elevadas dimensões da palheta utilizada no ensaio.



Figura 3.11. Seção de análise de um dos modelos montados.

3.4.3. Execução das colunas

O primeiro tipo de modelo experimental, executado na caixa de menores dimensões, foi empregado no estudo de colunas individuais, que variaram quanto ao seu tipo (convencional ou encamisada) e a sua compactidade relativa estimada. Nesse caso, o elemento foi posicionado no centro do modelo, coincidindo com a seção discretizada com partículas de rastreo. Ambos os tipos de colunas foram compactados utilizando um tubo com vibração. Sua ponta era fechada com uma tampa de acrílico, de forma que sua cravação manual na argila transparente se deu com deslocamento do material. A cravação foi controlada por meio de um gabarito com um orifício central, pelo qual a cravação do tubo era condicionada, mantendo a sua verticalidade (Figura 3.12a). Por sua vez, o tubo de cravação foi associado a um conjunto de pequenos motores pendulares de vibração (Figura 3.12b), posicionados na porção superior e alimentados por um microcontrolador.

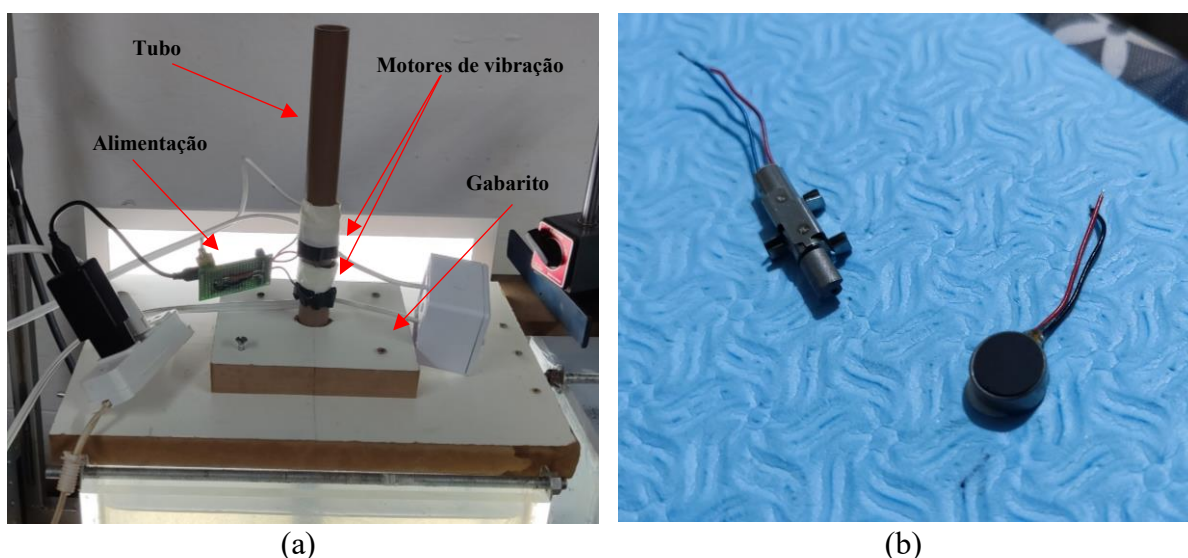


Figura 3.12. Cravação do tubo: (a) Sistema montado e (b) Motores de vibração empregados.

Durante toda a cravação o sistema foi vibrado. Para a coluna convencional, utilizou-se um tubo de acrílico com diâmetro externo de 20 mm e espessura de parede de 2 mm. Após sua cravação, com o uso de um funil, eram introduzidas pequenas quantidades de areia, que eram empurradas com uma barra metálica ao mesmo tempo que o tubo era sacado com movimentos de vai e vem, até a completa formação do elemento. Os procedimentos descritos foram necessários pois o peso total de areia a ser utilizada na coluna, quando totalmente introduzido no tubo, não era suficiente para superar as forças exercidas pela Laponite RD®, inviabilizando a formação do elemento (Figura 3.13). O sistema era continuamente vibrado e a massa de areia utilizada sempre anotada.

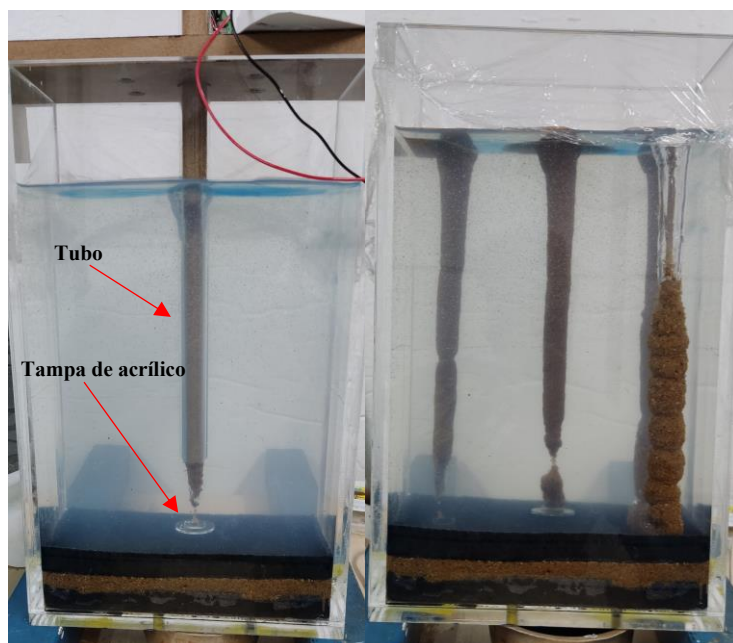


Figura 3.13. Má formação da coluna nos testes iniciais da metodologia de execução.

Já para a coluna encamisada (GEC), utilizou-se um tubo com dimensões um pouco superiores, com diâmetro externo de 25 mm e espessura de parede de 2 mm, permitindo a acomodação da coluna com a camisa em seu interior. Também foram empregados os mesmos motores pendulares de vibração. A camisa era vestida internamente ao tubo, sendo a areia também colocada em pequenas parcelas e o sistema (areia + camisa) empurrado gradualmente com a barra metálica, sacando o tubo vibrado simultaneamente. A densidade do material de enchimento foi controlada por meio da massa de areia introduzida e do volume das colunas, cujo valor médio foi obtido após mensuração das dimensões dos elementos nas imagens obtidas durante os ensaios, tanto para as colunas convencionais quanto para as encamisadas.

Um novo suporte/guia foi confeccionado para esse tubo, alterando apenas o diâmetro do orifício central. A tampa de acrílico na extremidade inferior foi mantida para a cravação com ponta fechada, novamente sendo desacoplada quando o material era empurrado. A camisa da coluna teve sua emenda costurada com linha de Nylon 100% Poliamida, utilizando-se uma máquina de costura convencional e agulha de ponta bola (Figura 3.14a). O tecido foi cortado seguindo o perímetro esperado mais a região de emenda e costurado, inicialmente, com costura reta simples e reforçada com uma costura em zigue-zague, segundo os padrões disponíveis na máquina de costura. Após a costura, a camisa era virada ao avesso, formando o elemento final. Antes da execução da GEC no modelo experimental, realizou-se alguns testes de seu processo executivo

em uma caixa de acrílico de menores dimensões, a fim de consolidar o procedimento (Figura 3.14b).

O segundo tipo de modelo executado incorporou duas ou mais colunas encamisadas com boa compacidade (Densidade Relativa $\geq 80\%$). Nesse caso, não foram consideradas as colunas convencionais, pois já haviam sido objeto de estudo do primeiro tipo de modelo. Essa nova proposta de modelo teve como intuito: verificar a influência da variação do espaçamento em mitigar os efeitos do processo executivo de uma nova GEC sobre uma coluna pré-existente (modelo com duas colunas); avaliar também o efeito da cravação do tubo sobre as colunas existentes considerando duas sequencias executivas distintas para esses elementos (modelo com três colunas); e estudar os deslocamentos na argila mole após a execução de quatro colunas sequencialmente (modelo com quatro colunas).

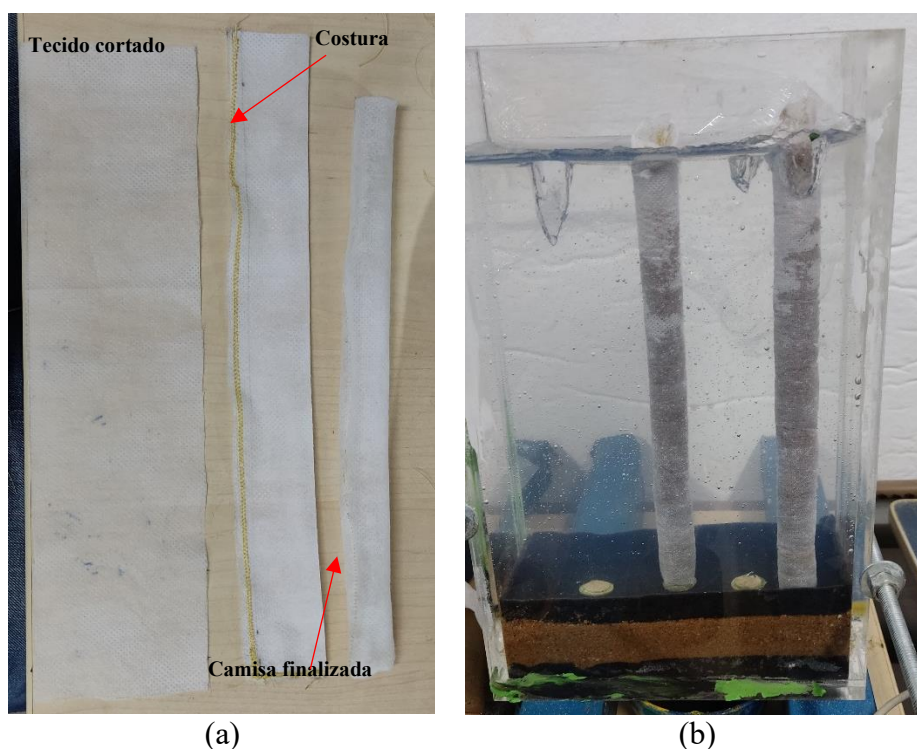
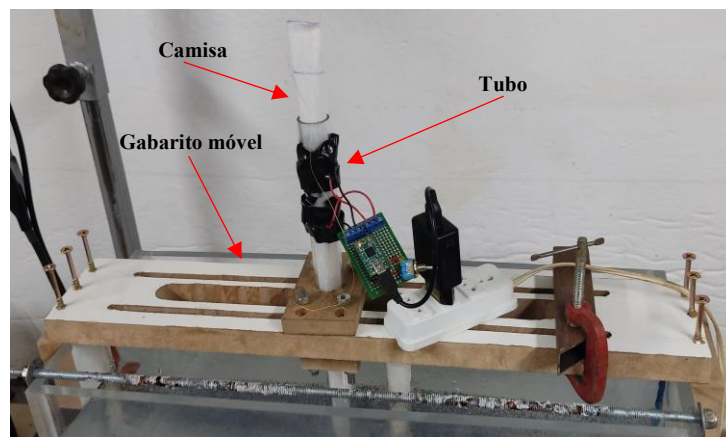


Figura 3.14. Execução da GEC: (a) Confeção da camisa de geossintético em escala e (b) Primeiros testes com as colunas encamisadas.

Além das dimensões da nova caixa, também foi alterado o gabarito/guia utilizado no processo de cravação do tubo com ponta fechada. Nesse caso, a guia empregada era móvel, permitindo a variação do posicionamento do orifício por onde o tubo era introduzindo (Figura 3.15a). Assim foi possível a execução de mais de uma GEC com diferentes espaçamentos entre si

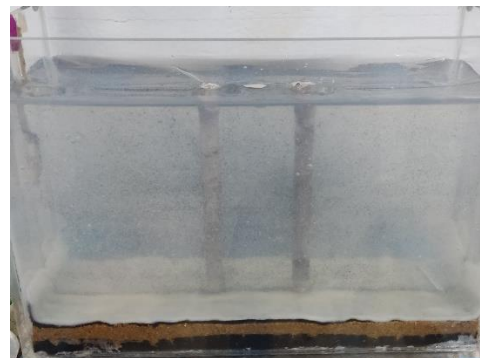
(Figuras 3.15b e 3.15c). Todo o restante do processo executivo e materiais utilizados foram mantidos inalterados, seguindo sempre os mesmos procedimentos. O processo executivo das colunas foi um dos principais objetos desse estudo, logo, imagens sequenciais de todas as cravações da totalidade de modelos experimentais elaborados foram capturadas para a posterior análise por meio da ferramenta de DIC.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.15. Execução das GECs: (a) Sistema executivo utilizado, (b) Vista superior das colunas executadas e (c) Vista frontal das colunas executadas.

3.4.4. Carregamento das colunas

Por fim, realizou-se o carregamento das colunas de forma estática, imediatamente após sua execução. Para tal, construiu-se um sistema de aplicação de carga para cada um dos dois tipos de modelo, que consistia, basicamente, em um suporte acoplado, também, à caixa de acrílico, com um rolamento linear posicionado no centro e um eixo móvel em seu interior. O eixo possuía uma plataforma superior para colocação de incrementos de pesos. Entretanto, os materiais utilizados na construção dos eixos e a forma de transferência de cargas para as colunas foram diferentes para os dois modelos.

No caso do modelo empregado para o estudo de colunas individuais (primeiro tipo), os componentes foram confeccionados em PLA, por meio de uma impressora 3D, a fim de reduzir o peso do sistema de aplicação do carregamento (Figura 3.16a). A transferência do carregamento era feita por uma sapata com diâmetro equivalente ao da coluna, que era encaixada no eixo. Junto a plataforma superior, associou-se uma tira em MDF rígido, onde era posicionada a ponta de um transdutor de deslocamento. Os pesos foram feitos em MDF (Figura 3.16b), resultando em incrementos de 0.53N cada, dimensionados de modo a permitir a deformação da coluna e obtenção da curva carga x recalque. A carga inicial era o peso do próprio sistema de aplicação de carga, com mesma magnitude dos pesos individuais. O contato do eixo de PLA com o rolamento linear foi sempre lubrificado com óleo de máquina convencional, de modo a reduzir o atrito (Figuras 3.16c e 3.16d).

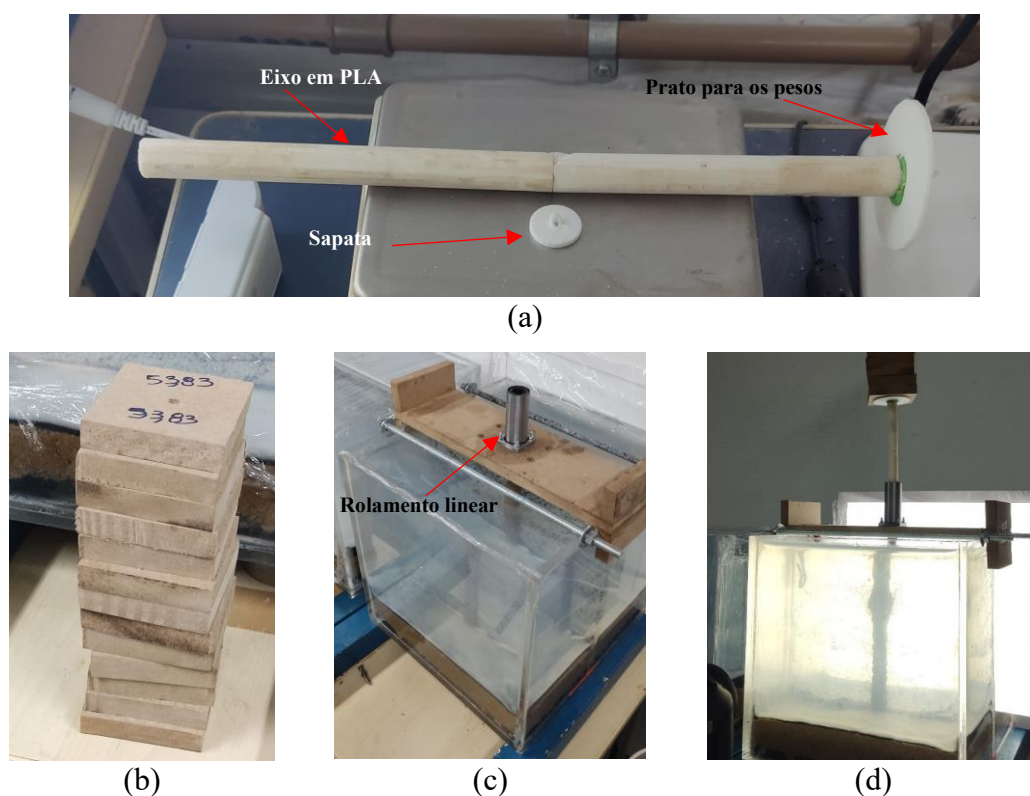


Figura 3.16. Confeção do sistema de carregamento: (a) Eixo e sapata em PLA, (b) Pesos em MDF, (c) Acoplamento com rolamento linear e (d) Coluna carregada.

Já para o segundo tipo de modelo, que considerou duas ou mais GECs, foi necessário modificar as dimensões do acoplamento, também feito em MDF, além dos outros componentes. Nesse caso, devido ao maior número de colunas, esperava-se um significativo acréscimo nas cargas necessárias para deformar as colunas, que não seriam suportadas pelo eixo em PLA. Logo,

construiu-se um sistema de carregamento mais robusto, mantendo a concepção inicial. O novo eixo consistia em um tubo de alumínio, para redução do peso, uma plataforma em MDF com uma barra roscada centralizada para encaixe dos pesos. Diferentemente do primeiro caso, empregou-se pesos metálicos convencionais para o carregamento até o limite de segurança do sistema, uma vez que os pesos em MDF não possuíam massa suficiente para proporcionar acréscimos de carga significativos.

Outra modificação importante foi a forma de transferência de carregamento para as colunas. Após algumas tentativas, não se obteve sucesso em elaborar um sistema viável que permitisse o carregamento individual do maior número de colunas (duas ou mais) presentes no modelo experimental, sendo necessária a introdução de uma alternativa. Nesse caso, utilizou-se uma peça de isopor em formato retangular, com espessura de 50 mm, posicionada sobre as colunas a serem carregadas (Figura 3.17a). As dimensões seguiram o conceito da célula unitária para uma malha quadrada de colunas, em que a largura da peça era igual ao valor de espaçamento adotado para as colunas e o comprimento era igual ao número de colunas multiplicado pelo espaçamento (Figura 3.17c). Logo, cada coluna foi encoberta por uma área do isopor equivalente a área de sua célula unitária correspondente. Sobre o isopor foi colocada uma grelha confeccionada com palitos retangulares de madeira, com o intuito de distribuir o carregamento aplicado pelo eixo metálico sobre a peça de isopor (Figura 3.17d). A carga foi aplicada pelo eixo de alumínio no centro da grelha de madeira (Figura 3.17b).

Por fim, todos os deslocamentos foram aferidos por meio de um transdutor de deslocamento calibrado com deslocamento máximo de 100 mm posicionado sobre uma tira rígida de MDF solidarizada ao prato para posicionamento dos pesos. A interface com o transdutor era feita por meio de um microcontrolador do tipo Arduino Uno e os deslocamentos eram lidos por meio de um display digital acoplado ao componente. Para cada acréscimo de carga, esperava-se a estabilização da deformação no conjunto de colunas e anotava-se o valor final de deslocamento. O ensaio prosseguiu até se atingir a ruptura das colunas ou o peso total atingir os limites de segurança do sistema, obtendo-se a curva de carga x deslocamento. Durante todo o processo, imagens foram capturadas para a posterior análise por meio da ferramenta de DIC.

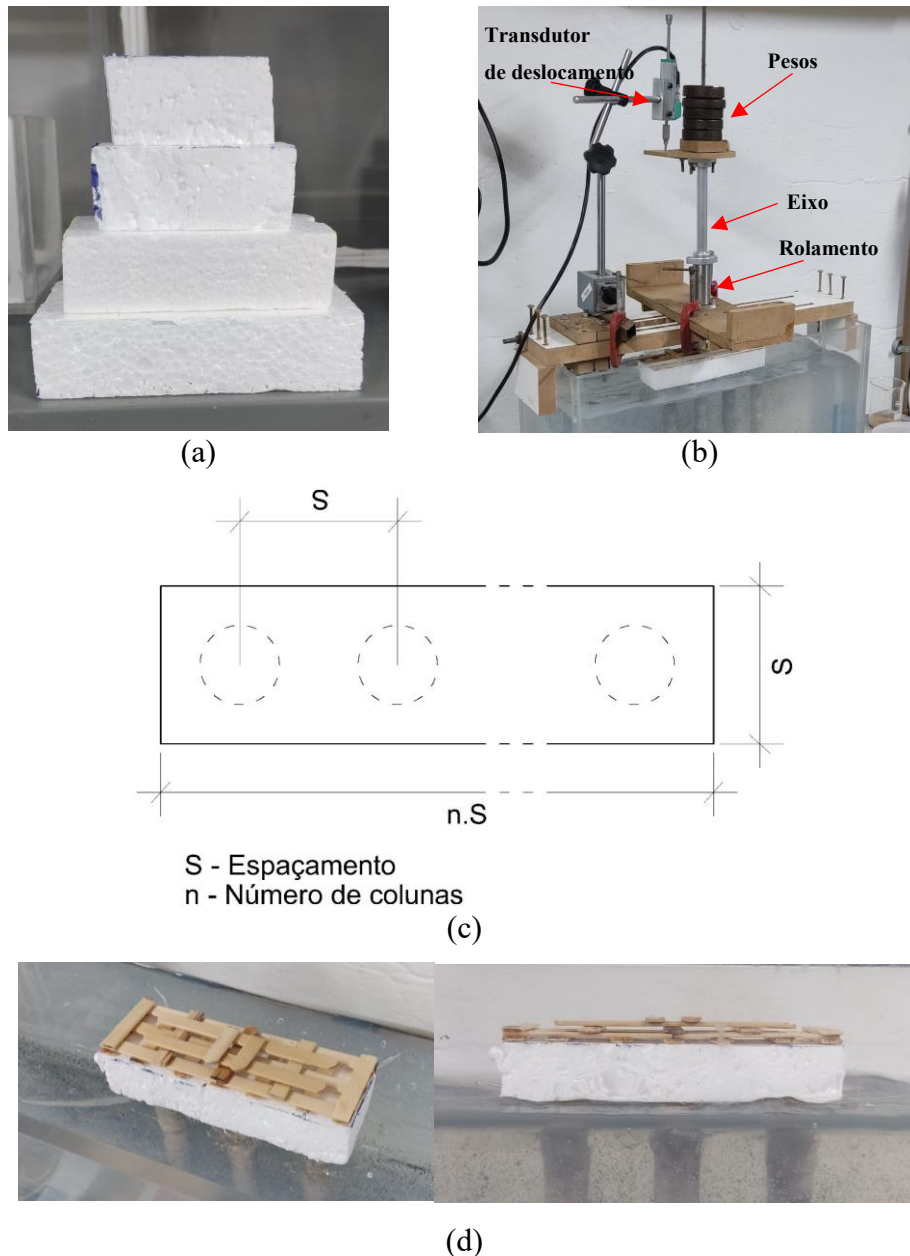


Figura 3.17. Sistema de carregamento para o segundo tipo de modelo: (a) Peças de isopor utilizadas para os modelos com duas colunas e espaçamentos diferentes, (b) Sistema de carregamento montado, (c) Dimensões das peças de isopor e (d) Detalhe do sistema de transferência do carregamento.

3.5. Análise de imagens por meio de DIC

3.5.1. Sistema de captura de imagens

Para a análise das imagens por meio de DIC, foi necessária a captura de imagens sequenciais de todas os processos de cravação do tubo, além da filmagem do carregamento das colunas, em todos os modelos construídos. Para este fim, como proposta deste trabalho, construiu-se um sistema de baixo custo, utilizando equipamentos de fácil obtenção. Logo, como equipamento de

captura, adotou-se uma câmera convencional profissional de 24.2MP, modelo Canon EOS Rebel T7i de lente com abertura de 18-55mm. O equipamento foi fixado sobre um tripé de fotografia profissional com diferentes ajustes de altura. Inicialmente, para os modelos com apenas uma coluna, utilizou-se uma luminária de LED, com dimensões aproximadas de 40x40 cm, posicionada na região posterior da caixa de acrílico, a fim de dar contraste para a seção de análise (Figura 3.18). Entretanto, para a caixa de seção com maiores dimensões, descartou-se a utilização a luminária LED, uma vez que não se encontrou um elemento que fosse compatível com a nova configuração e que, em testes realizados, a utilização apenas da luz natural se mostrou muito promissora.

O posicionamento da câmera em relação à caixa de acrílico foi feito de modo que a distância permitisse mitigar o efeito da angularidade da câmera, que, quando muito próxima, distorcia a seção de análise, podendo impactar os resultados. Após o posicionamento, ajustou-se tanto o zoom óptico quanto o foco à seção de análise com as partículas de rastreo, tornando-a o mais nítida possível. A câmera foi controlada via computador por meio do *software* digiCamControl, ferramenta gratuita que também permite ajustes da lente remotamente. Para o acompanhamento da cravação, adotou-se uma resolução de 2976 x 1984 *pixel*, com ISO de 100, abertura de f6.3 e velocidade do obturador de 1/250. O intervalo de captura entre as imagens foi de um segundo, também velocidade média da câmera. Já para o carregamento das colunas, realizou-se filmagem em *full HD* com resolução de 1920x1080 a 25 quadros por segundo, utilizando as mesmas configurações de lente. Optou-se pela filmagem pois a sequência de carregamento possuía elevada duração e a contínua captura possibilitou a identificação das deformações imediatas após a introdução de um novo nível de carga. Após a captura, os quadros foram separados do vídeo e analisados como imagens. Todas as capturas foram armazenadas diretamente no computador e no cartão micro SD incluído na câmera.

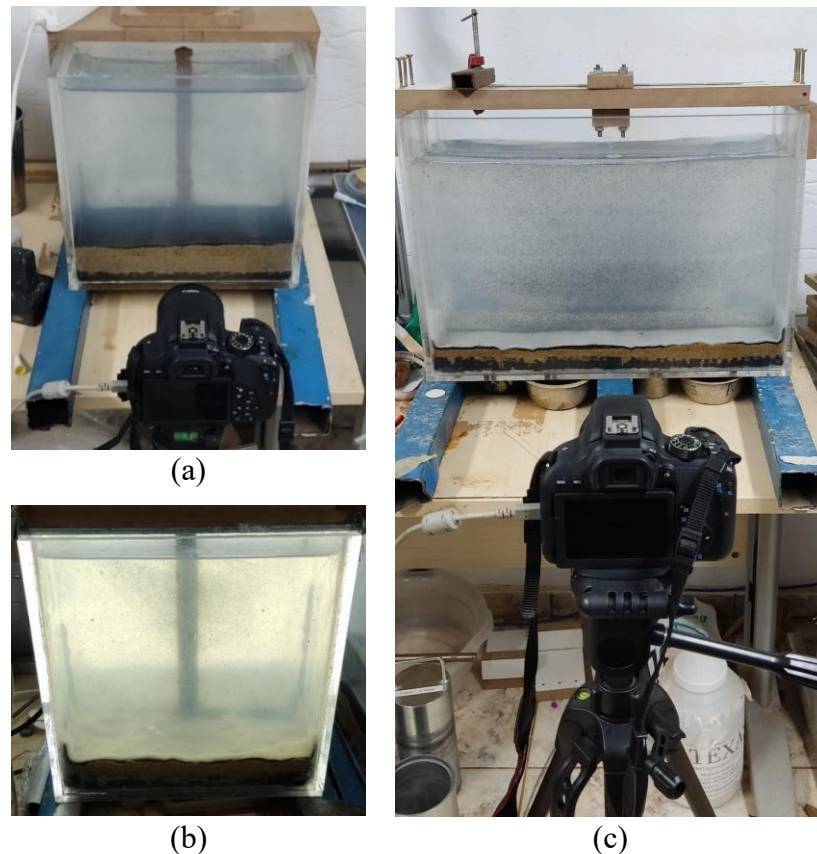


Figura 3.18. Sistema de captura de imagens: (a) Posicionamento da câmera no primeiro tipo de modelo, (b) Luz de LED empregada no modelo e (c) Posicionamento da câmera no segundo tipo de modelo.

3.5.2. *Software* de DIC

As imagens capturadas serviram como dados de entrada do *software* PIVLab, uma ferramenta de código aberto desenvolvido e executado na linguagem MatLab, que disponibiliza uma série de funcionalidades e que possui uma interface intuitiva para o usuário. O programa permitiu a aplicação da metodologia de DIC em 2D, considerando um estado plano de deformações. Por meio do *software*, obteve-se como resultado os deslocamentos no interior da Laponite RD® durante o processo de cravação do tubo executivo e carregamento das colunas granulares. O programa é de fácil obtenção, sendo disponibilizado na página eletrônica mantida pelo desenvolvedor, e é constantemente atualizado.

Durante a importação das imagens, três metodologias de análise são disponibilizadas, sendo a primeira a *Time Resolved* ([A+B], [B+C], [C+D], etc), em que pares de imagens são analisados sequencialmente, partindo-se da imagem imediatamente anterior; a segunda do tipo *Pairwise* ([A+B], [C+D], [E+F], etc), onde as imagens são analisadas aos pares mas sem manter

continuidade com o par anterior; e, por fim, a do tipo *Reference Image* ($[A+B]$, $[A+C]$, $[A+D]$, etc), em que as imagens são analisadas à partir de uma imagem inicial de referência. Para o estudo realizado, a primeira e a terceira metodologias seriam viáveis, entretanto, a utilização de apenas uma imagem de referência (*Reference Image*) para toda a análise resultaria em uma perda de informações obtidas ao longo da captura de imagens. Assim, escolheu-se a primeira opção, analisando-se as imagens em pares sequenciais e, posteriormente, utilizando a ferramenta de somatório de deslocamentos, explicada com mais detalhes a frente. Logo, mitigou-se a possibilidade de perda de informações, pois a imagem seguinte era sempre comparada ao quadro imediatamente anterior.

A transformação inicial básica das imagens é a sua conversão para a escala de cinza, essencial para a realização da análise por DIC (Figura 3.19a). Entretanto, o *software* permite o tratamento inicial das imagens por meio de filtros de melhoramento, como o autocontraste, que realiza um ajuste automático do contraste da imagem, buscando as melhores condições; o CLAHE, que é uma forma de ajuste de contraste local que limita o número de *pixels* que podem atingir um certo nível de cinza, evitando o aumento de ruído da imagem e tornando bem delineadas as partículas de rastreo no interior da seção de análise; e o *Intensity Capping*, que limita a intensidade máxima da escala de cinza, visando eliminar pontos mais brilhantes que a média vista na imagem (Shavit *et al.*, 2006).

Em outra etapa, delimitou-se uma região de interesse, na forma de um retângulo na qual seriam determinados todos os deslocamentos. No caso da existência de colunas na imagem, desenhava-se uma máscara sobre a área do elemento, excluindo essa região da análise. Esse procedimento foi necessário, pois apenas a argila transparente foi preparada com partículas de rastreo, sendo que a presença da área da coluna poderia gerar ruído nos resultados. Para a calibração, após o final do ensaio, foi introduzida uma régua graduada no interior do material e coincidente com o plano focal da seção analisada, permitindo a conversão dos deslocamentos de *pixel* para milímetros (Figura 3.20). Nesse caso, na interface do *software*, traçava-se uma linha sobre a graduação da régua, definindo a quantidade de *pixels* e, então, introduzia-se o valor correspondente em milímetros, indicando um fator de conversão de unidades. O campo correspondente ao intervalo de tempo entre as capturas foi desconsiderado, pois é apenas utilizada para obtenção de velocidades, que não foi objeto da pesquisa.

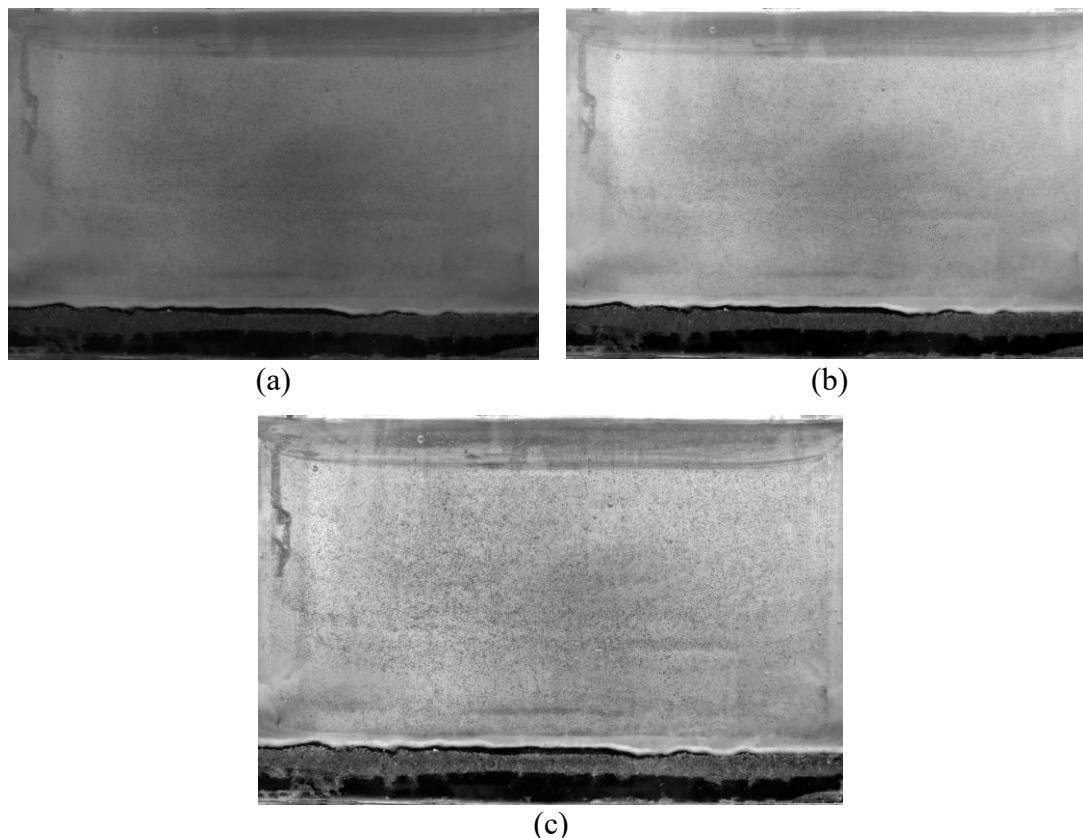


Figura 3.19. Utilização de filtros de imagem: (a) Escala de cinza convencional, (b) Autocontraste e (c) CLAHE.

Para o início da análise, definiu-se um tamanho de *subset* (ou janela de inferência) com base na densidade de *pixel* presentes nas imagens. Para a sequência de imagens capturadas durante a cravação do tubo, adotou-se janela de 128×128 *pixels*, com duas passagens complementares com janelas de 64×64 *pixels* e 32×32 *pixels*. Enquanto isso, para a sequência do carregamento, considerou-se janela de 64×64 *pixels* para a passagem principal e uma passagem complementar com janela de 32×32 *pixels* (Figura 3.21). O PIVLab utiliza um algoritmo do tipo transformada rápida de Fourier (FFT) de passagens múltiplas, em que as análises complementares servem como refinamento da análise principal (Thielicke e Stamhuis, 2014). O estimador de *subpixel* foi do tipo Gauss 2×3 . Ao final da análise, obtiveram-se os vetores deslocamento resultantes na massa de Laponite RD®, além dos deslocamentos nas direções u e v , segundo o fator de conversão anteriormente determinado.

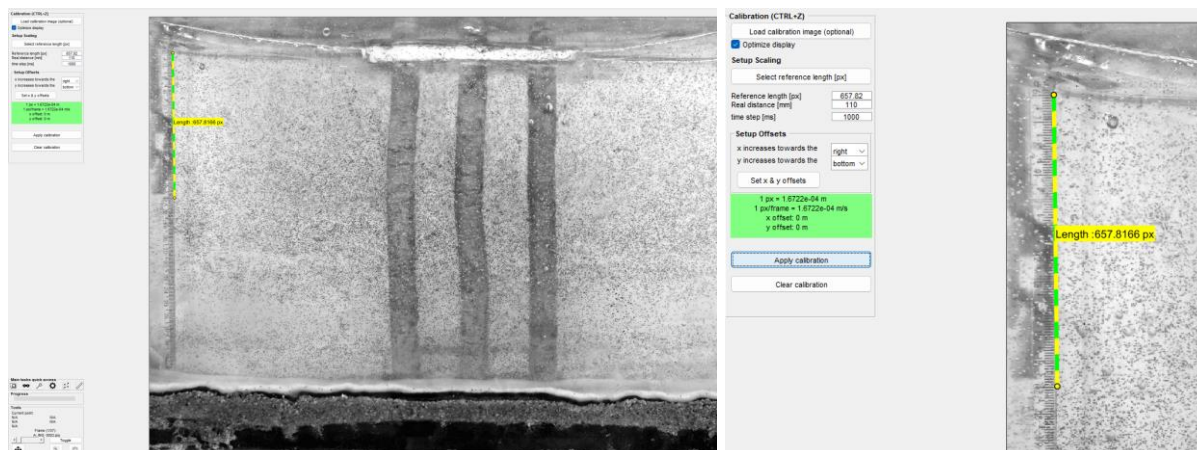


Figura 3.20. Calibração dos deslocamentos.

Com o intuito de eliminar vetores *outliers*, utilizou-se a ferramenta de pós-processamento para a validação dos vetores, eliminando valores discrepantes da nuvem média de pontos (Figura 3.22). Além disso, também se aplicou um filtro que eliminou vetores em regiões de baixo contraste da imagem, refinando ainda mais os resultados. Por fim, utilizou-se a ferramenta de somatório dos deslocamentos, o que permitia a obtenção do valor total dos deslocamentos em uma determinada etapa do ensaio realizado no modelo experimental. Por exemplo, determinava-se a imagem correspondente a 50% de cravação do tubo e executivo e, então, realizava-se o somatório dos deslocamentos obtidos para todos os pares sequenciais de imagens, desde o primeiro quadro até a imagem alvo, obtendo-se os deslocamentos no material até esse ponto. A ferramenta possibilitava a obtenção dos deslocamentos totais para quaisquer intervalos de imagens. Outras possibilidades eram também o cálculo da média e desvio padrão dos deslocamentos.

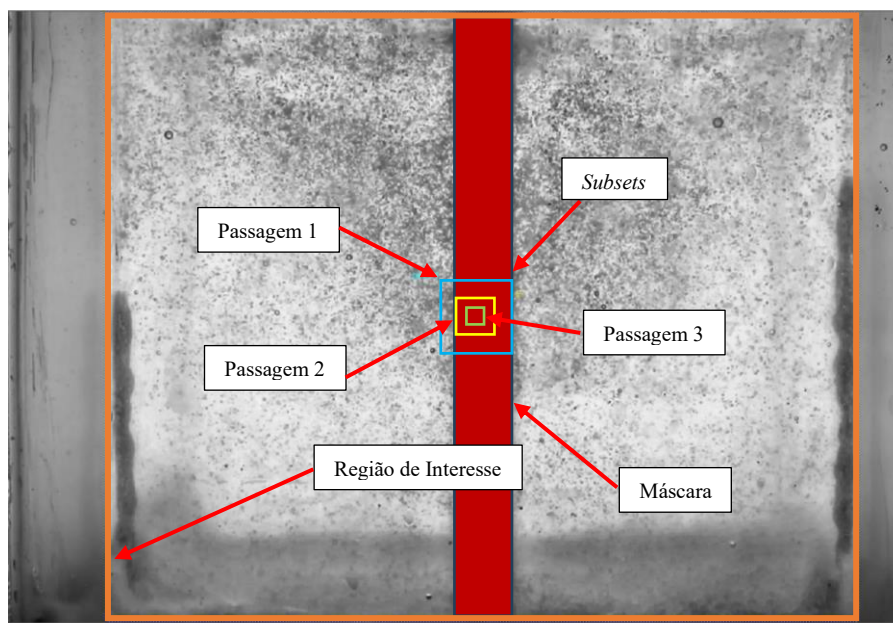


Figura 3.21. Principais elementos da análise de DIC.

As imagens finais para cada etapa considerada, tanto na cravação do tubo quanto no carregamento das colunas, adotando-se os deslocamentos absolutos, na direção u e na direção v foram plotadas segundo os layouts disponibilizados no *software*, introduzindo-se, inclusive, uma escala de cores. Também se utilizou a ferramenta de inferência de deslocamentos ao longo de uma linha e pontuais, complementando as análises. Mantiveram-se os procedimentos para todos os modelos experimentais executados, promovendo a uniformidade das análises realizadas.

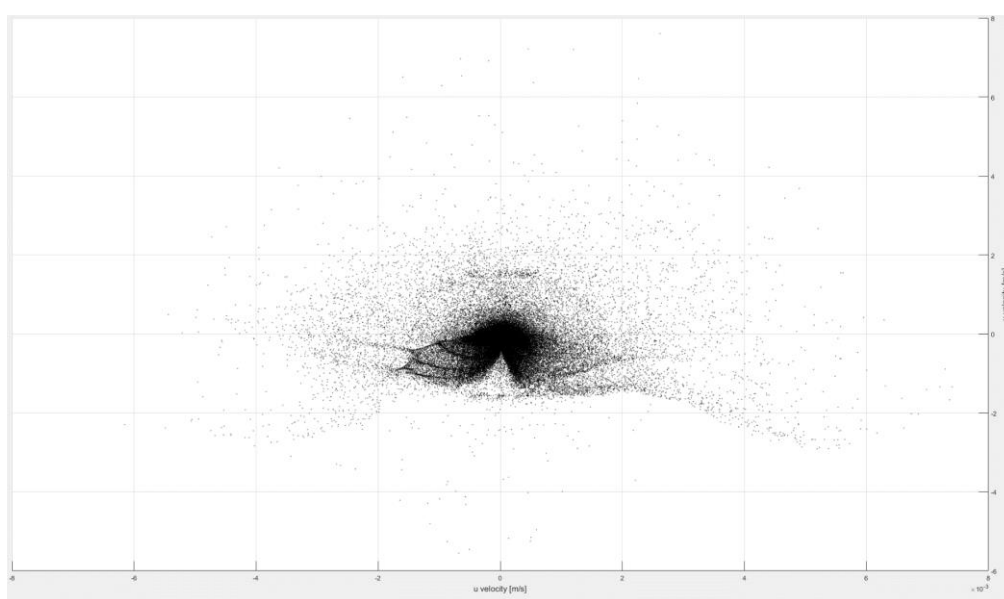


Figura 3.22. Exemplo de nuvem de pontos presente indicada pela ferramenta de DIC.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados todos os resultados obtidos durante a pesquisa realizada, apresentando as devidas análises e considerações. Os resultados abrangem o teste inicial da transparência do material utilizado, sua caracterização e a determinação das principais propriedades dos outros materiais empregados. Posteriormente, são apresentadas as considerações para a determinação da escala dos modelos experimentais construídos e, em outra etapa, são avaliados o processo de cravação do tubo executivo na argila mole e o carregamento das colunas executadas.

4.1. Preparo do material e avaliação da transparência

Para a familiarização com o material inicialmente estudou-se o procedimento de mistura da Laponite RD® de forma simplificada. Desse modo, definiram-se quatro concentrações em massa, com o intuito de verificar o comportamento do material nessas situações e avaliar as concentrações necessárias do aditivo SPP descrito por Beemer *et al.* (2016), cujo objetivo é evitar a separação de fases do material em maiores concentrações. De forma geral, as recomendações apresentadas pelo fabricante do solo transparente para a mistura com a água destilada (porofluido), além das informações apresentadas por Wallace e Rutherford (2015) e Beemer *et al.* (2016) foram suficientes para preparar pequenas amostras homogêneas da argila transparente para as concentrações de 4, 6, 8 e 10% em massa. A associação de todas essas informações também permitiu mitigar a oclusão de bolhas na solução final, elementos que podem ser prejudiciais à boa visualização através do solo transparente e que podem atrapalhar a análise de imagens pelo método DIC. Na Figura 4.1 é apresentado um exemplo das primeiras amostras preparadas.

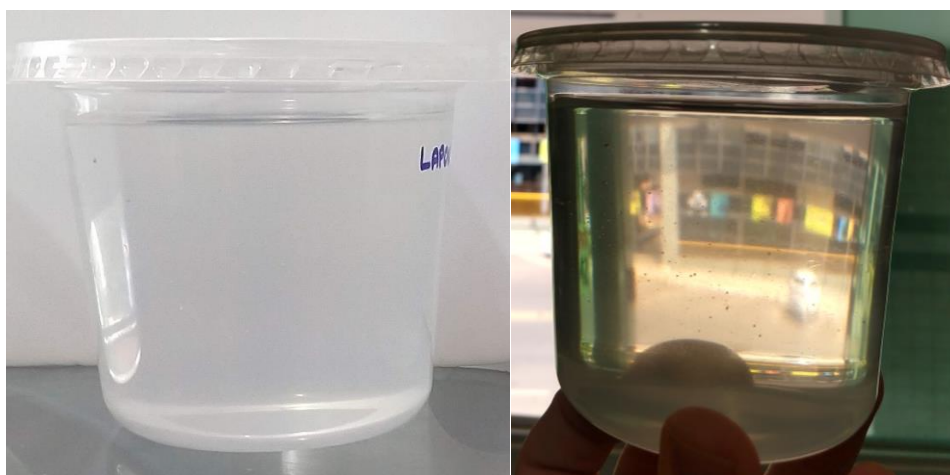


Figura 4.1. Primeiras amostras preparadas.

A seguir, realizaram-se testes de transparência com o material, com o intuito de verificar qual a maior distância de visualização atingível e viável para a análise com o *software* de DIC. Nesse aspecto, considerou-se a maior concentração em massa de Laponite RD® para o teste, uma vez que pode ser considerado o caso crítico em relação à transparência. Inicialmente, pretendia-se empregar a interferometria *speckle* com uso de pigmentos de interferência reflexivos, mas, em testes iniciais, verificou-se que o equipamento de laser disponível não proporcionava resultados aceitáveis (Figura 4.2). A aquisição de um equipamento de maior potência se mostrou inviável economicamente. Desse modo, utilizou-se partículas de *glitter* de cor preta, que proporcionaram alto contraste para a seção de análise, tanto à luz natural quanto quando iluminada por uma luminária.

Assim sendo, preparou-se a seção de análise com *glitter* na caixa de testes, considerando concentração de 10% em massa de Laponite RD® para três diferentes distâncias de visualização: 10, 20 e 30 cm (Figura 4.3). Com a menor distância (10 cm), obteve-se total visualização das partículas de rastreo, sendo essa a melhor condição de transparência. Ao se considerar os 20 cm de distância, observou-se degradação sensível nas condições de transparência, mas que foram mitigadas pelos filtros de imagem presentes no *software* de DIC, permitindo a análise adequada de uma sequência de imagens, sem qualquer prejuízo. Por fim, a maior distância (30 cm) se mostrou totalmente inviável, uma vez que não foi possível visualizar a seção de análise de forma alguma, nem com o auxílio das ferramentas do *software*. O teste teve como principal objetivo estudar o potencial de utilização da argila transparente em diferentes geometrias com diferentes distâncias de visualização, parâmetro também considerado para a definição da escala do modelo experimental.

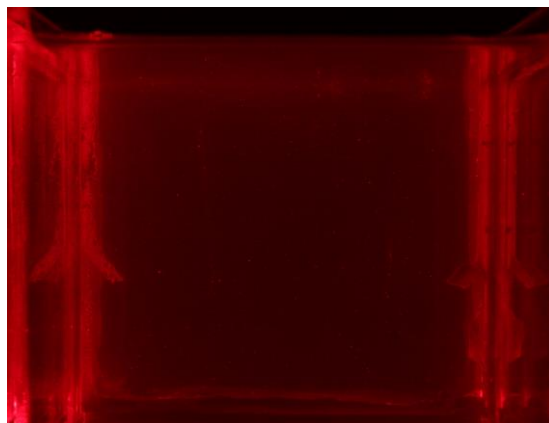


Figura 4.2. Testes com interferometria *speckle* à laser.

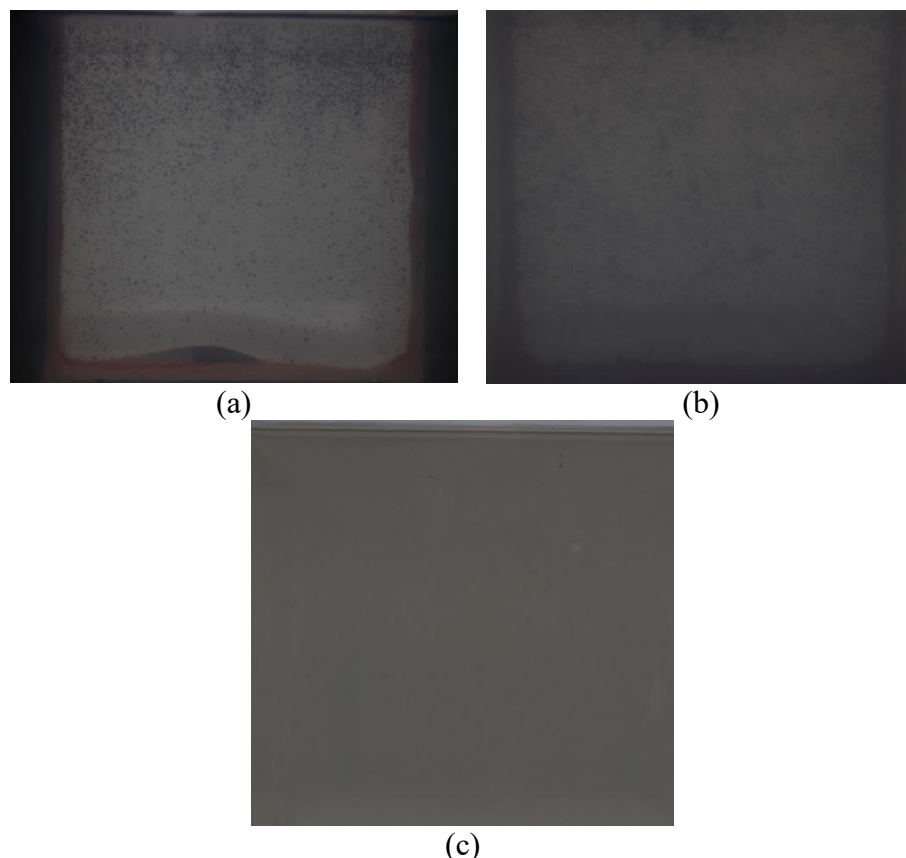


Figura 4.3. Visualização da seção de análise: (a) 10 cm, (b) 20 cm e (c) 30 cm.

4.2. Caracterização dos materiais

4.2.1. Laponite RD®

A caracterização da argila transparente se iniciou pelo ensaio de palheta (*Vane Test*), uma vez que os valores obtidos serviram como principal embasamento para a definição do modelo experimental. Nesse caso, foram consideradas diferentes concentrações de Laponite RD® e tempos de adensamento, a fim de se obter uma resistência que se encaixasse, em escala, na resistência não-drenada de até 10 kPa em escala real. A Tabela 4.1 e a Figura 4.4 resumem as concentrações em massa de solo transparente e aditivo (SPP) empregados, os diferentes tempos de adensamento considerados e os resultados obtidos nos ensaios. Como esperado, o aumento da concentração da Laponite RD® resulta em uma consequente elevação dos valores de resistência não-drenada (S_u) do material, mas que também culmina em uma degradação da transparência. O aumento dos valores de S_u pode estar associado à elevação da viscosidade do material para concentrações mais altas, algo já relatado por Martins (2023) para o caso das argilas moles. Não obstante, o aumento do tempo de adensamento também induz um aumento da resistência, com tendência a estabilização do valor após o 7º dia, observação também feita por Wallace e Rutherford (2015). Esse comportamento se mostrou constante em todas as quatro

concentrações definidas. As quantidades de aditivo SPP descritas por Beemer *et al.* (2016) também se mostraram suficientes para o preparo da Laponite RD® em concentrações superiores à 4%, obtendo-se amostras homogêneas e sem separação de fases.

Tabela 4.1. Resumo das resistências não drenadas obtidas.

Laponite RD® (%)	4%	6%	8%	10%
SPP (%)	-	0,13	0,27	0,75
Tempo (Dias)	Resistência Não Drenada (S_u, kPa)			
3	0,175	0,370	0,583	0,800
7	0,262	0,450	0,750	0,950
14	0,333	0,570	0,770	0,970

Inicialmente, pretendia-se empregar a maior resistência determinada para o material em termos de S_u , correspondente a concentração de 10% com resistência próxima a 1,0 kPa. Entretanto, isso resultaria em um modelo com fator de escala equivalente a 1/10, com elevadas dimensões e excessivo consumo de material, sem garantias de reaproveitamento, além de demandar equipamentos mais robustos para o seu preparo. Desse modo, para manter o modelo experimental com dimensões reduzidas, racionalizar a quantidade de material utilizado e diminuir o tempo necessário para o adensamento, optou-se por utilizar a concentração de Laponite RD® equivalente a 4,0%, sem uso de aditivo, e com tempo de adensamento de 7 dias, com uma escala final adotada de 1/40. Logo, foi possível manter a proposta de modelos de pequena escala eficientes e que demandassem menor carga de trabalho.

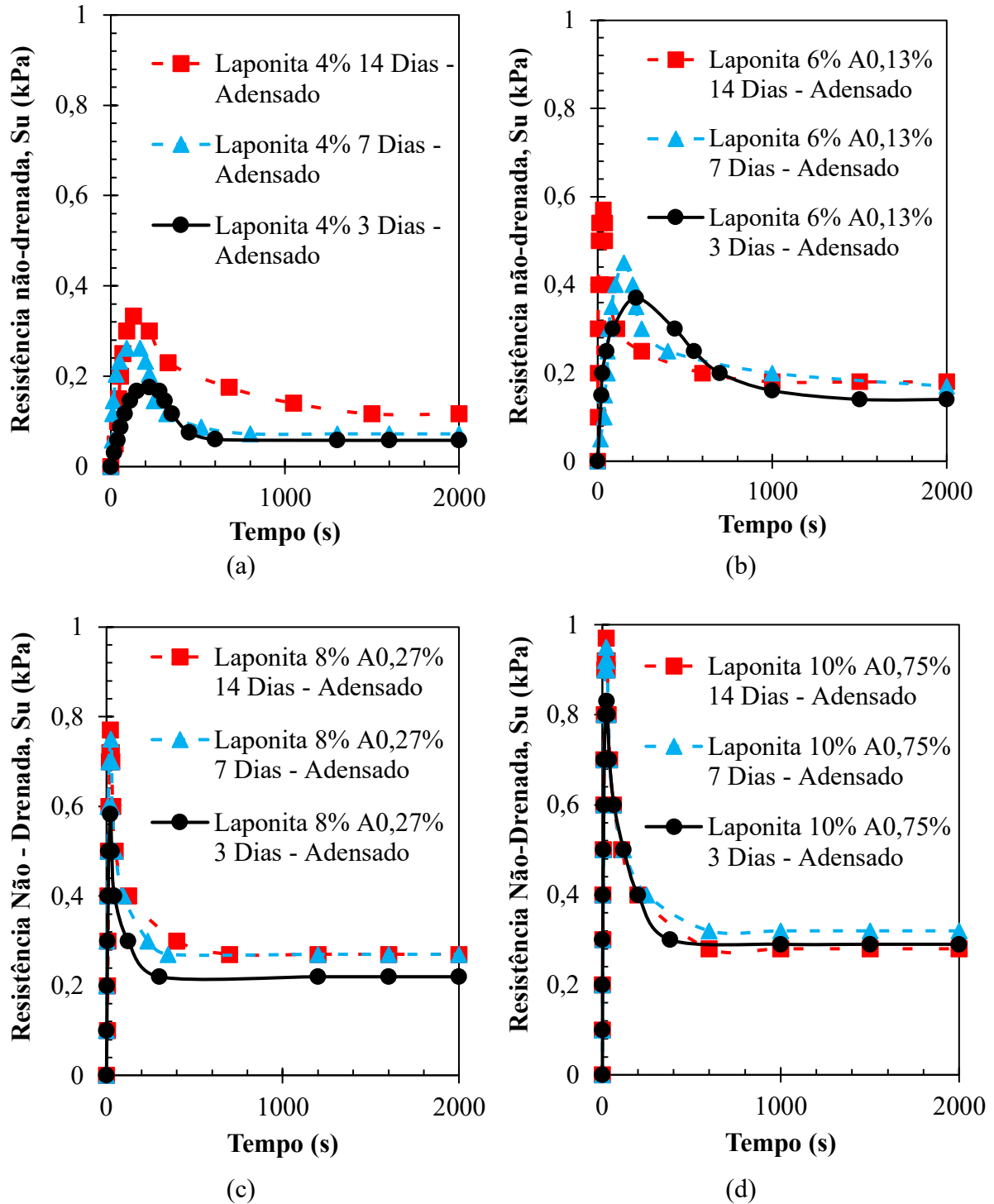


Figura 4.4. Curvas de resistência não-drenada da Laponite RD®: (a) 4% + 0% de SPP; (b) 6% + 0,13% de SPP; (c) 8% + 0,27% de SPP e (d) 10% + 0.75% de SPP.

Entretanto, durante a construção dos modelos experimentais, houve a necessidade de aquisição de nova caixa de silicato. O material desse novo lote apresentou comportamento distinto daquele caracterizado no lote inicial, com resistências finais inferiores àquelas obtidas para a primeira caixa, sob as mesmas condições. Novos ensaios de palheta foram realizados, a fim de

estudar o comportamento do material do novo lote, considerando os mesmos tempos de adensamento. Na Tabela 4.2 e na Figura 4.5 é possível observar que houve uma redução de cerca de até 32% para o tempo de adensamento de 7 dias considerado.

Tabela 4.2 – Resistência não-drenada (S_u) do novo lote.

Tempo de Adensamento (Dias)	Resistência Não-Drenada (S_u , kPa)
3	0,125
7	0,178
14	0,225

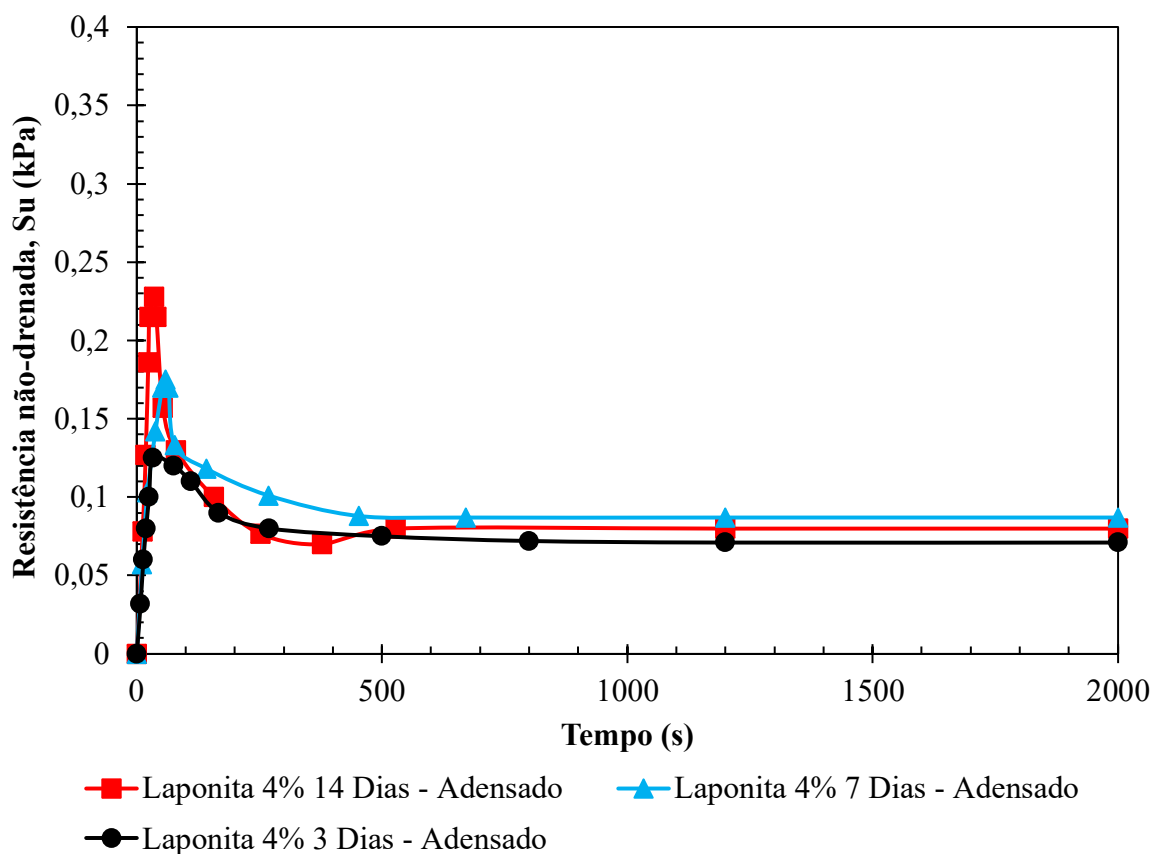


Figura 4.5. Curvas da resistência não-drenada para a Laponite RD® do novo lote.

O material sempre foi preparado da mesma maneira em todas as situações, logo, esse resultado pode indicar uma variabilidade entre lotes do mesmo material, sendo necessário avaliá-lo antes de sua utilização. Para compensar a redução na resistência, incrementou-se a concentração de Laponite RD® em 0,5% passando de 4% para 4,5%. Assim, foi possível se obter a resistência não drenada necessária para atender à escala do modelo experimental, mantendo o tempo de

adensamento de 7 dias. Na Figura 4.6 é apresentada a curva de resistência não-drenada para a nova concentração após 7 dias de adensamento, obtendo-se um valor máximo de 0,253 kPa.

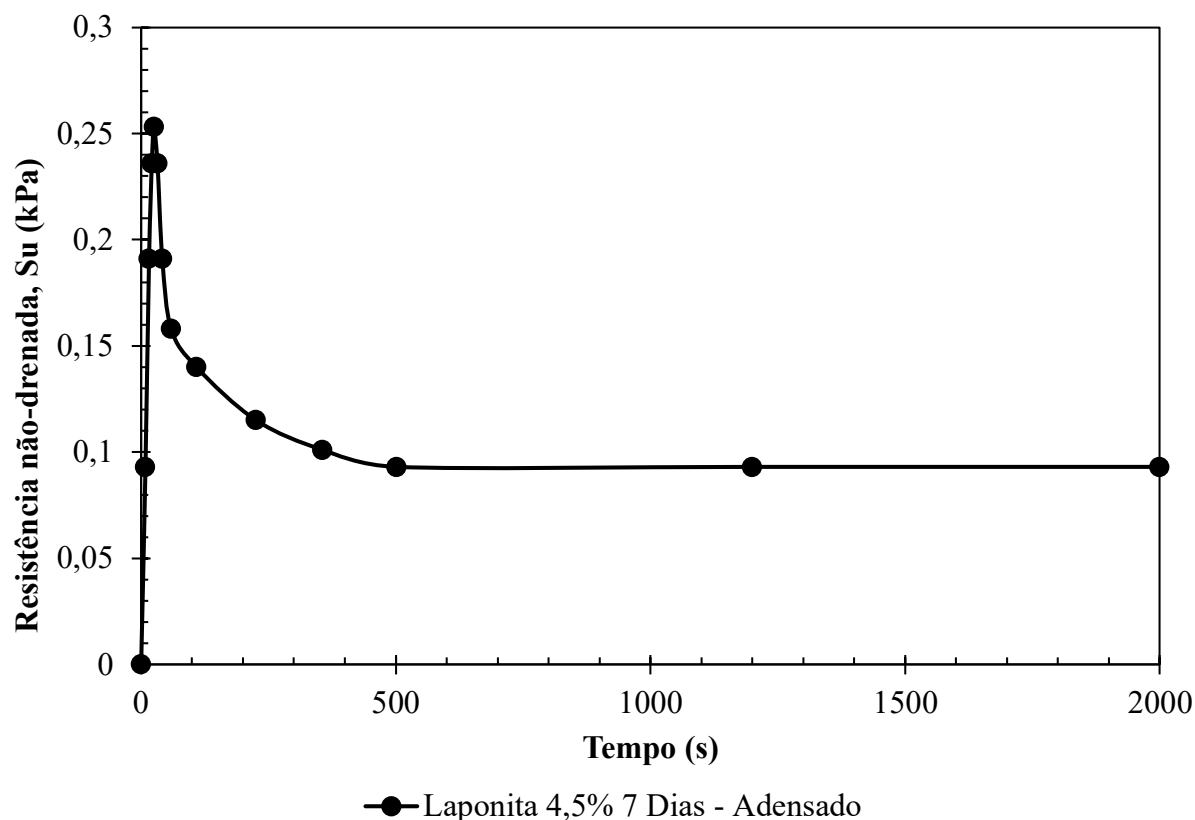


Figura 4.6. Curva da resistência não-drenada para a Laponite RD® com 4,5% de concentração em massa.

A partir da concentração de 4% adotada para o modelo experimental, prosseguiu-se o preparo de amostras sob as mesmas condições para a realização dos demais ensaios de caracterização da argila transparente. O material empregado foi o do lote inicial, utilizado durante toda a fase de caracterização. Na Tabela 4.3 são resumidos os dados obtidos nos ensaios realizados. Em todos os ensaios deixou-se a amostra de Laponite RD® adensar pelo peso-próprio, sempre com drenagem inferior. Os resultados obtidos se mostraram coerentes com os obtidos por Wallace e Rutherford (2015), sendo as variações dos valores associados à diferença entre as concentrações de silicato empregadas, além da variabilidade entre lotes do material. O material se mostrou muito plástico, com limites muito superiores aos vistos nas argilas convencionais. Os coeficientes de permeabilidade também se mostraram elevados, o que pode ser explicado pelo elevado volume de vazios dessa argila transparente.

Tabela 4.3. Resumo dos resultados obtidos para a caracterização da Laponite RD®.

	Obtido	Wallace e Rutherford, 2015
Limite de Liquidez (W_L)	957.80 %	1150.00%
Limite de Plasticidade (W_P)	250.38%	240.00%
Índice de Plasticidade (IP)	707.42%	910.00%
Permeabilidade (k_s)	$1.25 \cdot 10^{-7} - 1.06 \cdot 10^{-6}$ cm/s	$3.00 \cdot 10^{-7} - 1.60 \cdot 10^{-6}$ cm/s
Densidade Real (G_s)	2.53 (Fornecido pelo Fabricante)	

O ensaio de adensamento foi realizado na condição não inundada, mesma situação adotada para o modelo experimental. Dado o elevado potencial de deformabilidade do material, optou-se pela construção de uma pequena prensa de adensamento para aplicação dos carregamentos e coleta das deformações. A amostra utilizada foi obtida sob as mesmas condições de pré-adensamento dos outros ensaios. Nesse caso, o material utilizado foi o do novo lote, pois já não havia mais do lote inicial. Assim, dois ensaios foram realizados, sendo um para os 4% de concentração em massa e outro considerando 4,5% de concentração, referente ao ajuste realizado. A Figura 4.7 apresenta os resultados do ensaio.

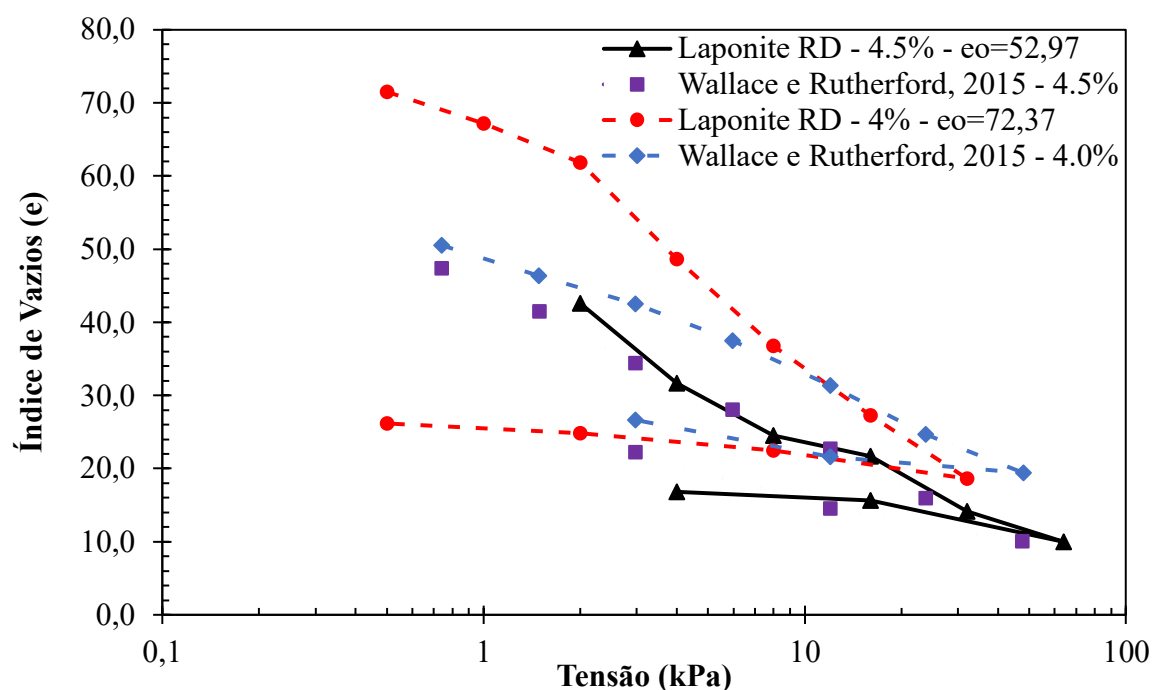


Figura 4.7. Curva de adensamento para a Laponite RD®.

A Laponite RD® mostrou-se um material com alta compressibilidade e com elevado índice de vazios inicial, fato já relatado por Wallace e Rutherford (2015). Entretanto, possui baixo

potencial de recomposição, uma vez que se observa pequena recuperação das deformações após o final do carregamento. Em relação a concentração de 4% em massa, o material não mostrou muita semelhança com a curva obtida pelos autores considerados, principalmente em sua porção inicial, dado que o material preparado neste trabalho resultou em um índice de vazios inicial muito alto ($e_o=72,37$). Esse comportamento pode estar relacionado à variabilidade do lote, questão já levantada durante a realização dos ensaios de palheta. Entretanto, quando comparadas as curvas referentes à concentração de 4,5%, verificou-se boa acurácia, uma vez que as curvas ficaram muito próximas.

Outro ponto a se destacar é o elevado tempo necessário para atingir-se o início do adensamento secundário, sobretudo, nos estágios iniciais de carregamento. Em alguns casos, foi necessário aguardar um tempo de até 56 horas para se atingir esse ponto, dada a elevada compressibilidade do material. Além disso, no estágio de carga equivalente a 16 kPa, observou-se menor redução na altura do CP em relação aos outros estágios, sem razões evidentes, sendo retomada a compressão no estágio de carregamento seguinte. Na Figura 4.8 é possível ver a evolução do ensaio de adensamento para as duas concentrações de Laponite RD® consideradas.

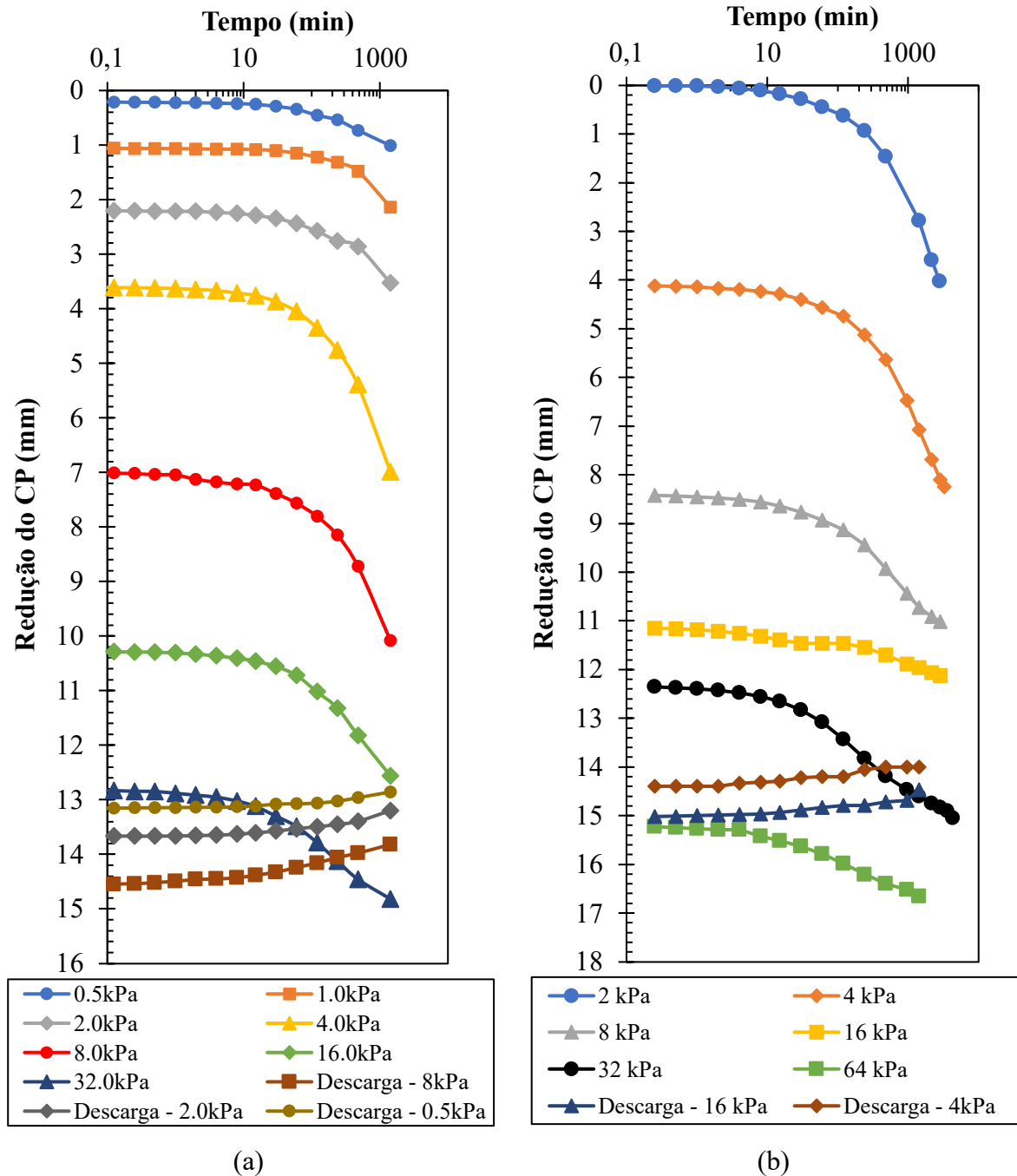


Figura 4.8. Compressão do CP em diferentes estágios de carga: (a) Concentração de 4% e (b) Concentração de 4,5%.

4.2. Material granular

Para a execução das colunas granulares, utilizou-se uma areia fina, uniforme e bem graduada que se mostrou mais adequada para realizar a compactação por vibração para escala proposta. Diferentes ensaios foram realizados para a caracterização desse material, obtendo-se as informações necessárias para estimar a densidade relativa das colunas executadas no modelo

experimental. Os parâmetros obtidos ficaram próximos das areias uniformes com grãos angulares. A Figura 4.9 apresenta os resultados da caracterização desse material.

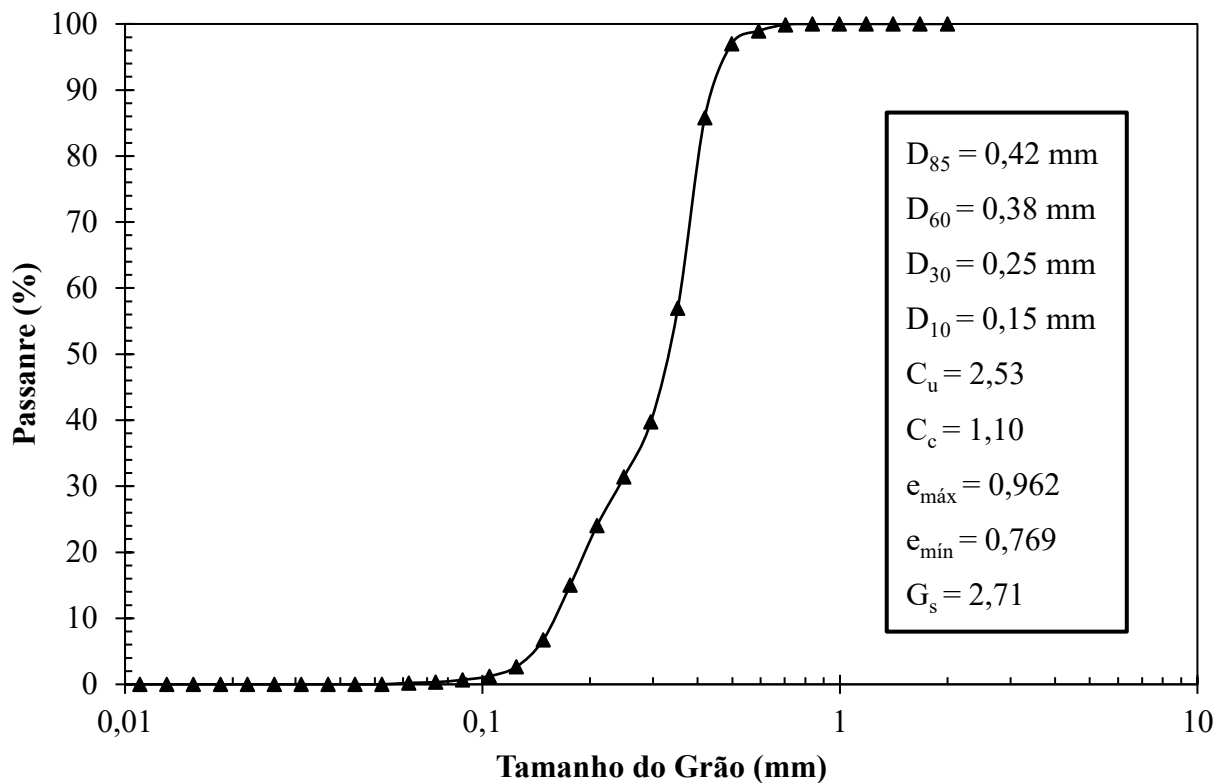
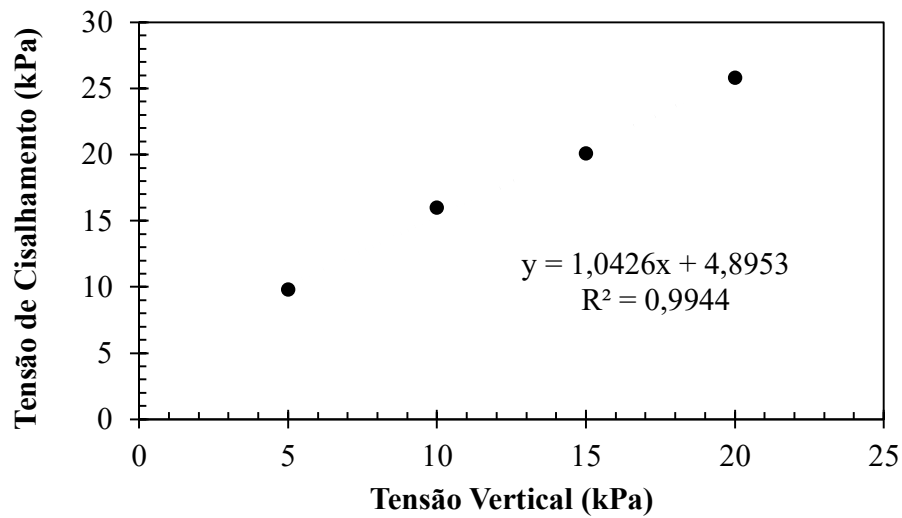
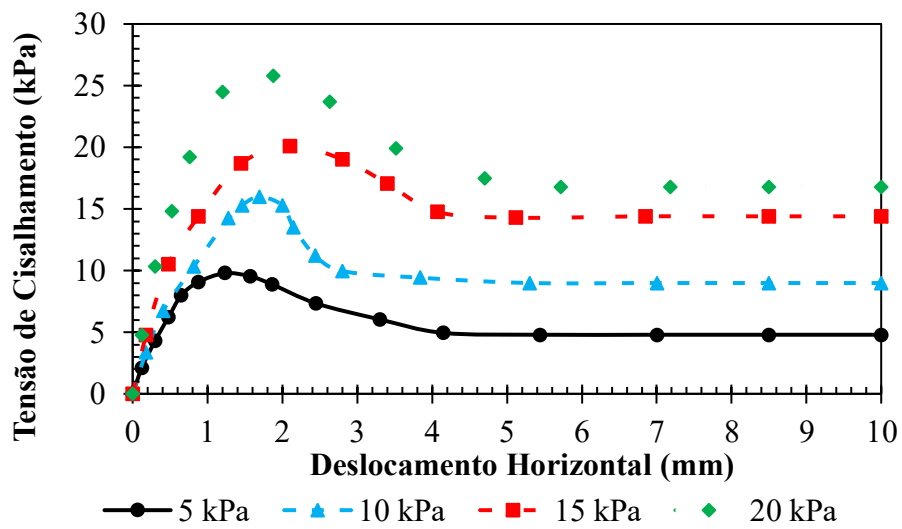


Figura 4.9. Caracterização do material granular da coluna.

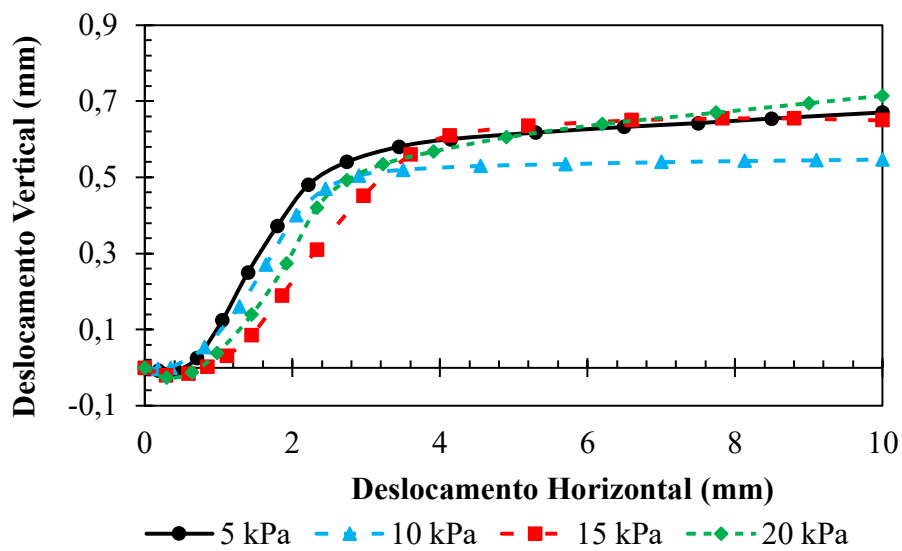
Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto para as duas condições de compactidade definidas para as colunas. O material foi compactado na caixa de cisalhamento por vibração, até se atingir a massa específica estimada para cada caso, e o ensaio foi realizado a uma velocidade de 0,5 mm/min, com um espaçamento de 0,64 mm entre as duas metades da caixa de cisalhamento, como especificado pela norma ASTM D3080. Em relação ao material com alta compactidade, a envoltória de resistência obtida no ensaio resultou em um ângulo de atrito interno (ϕ°) igual a 46° (Figura 4.10), valor próximo ao obtido por Schnaid *et al.* (2017). Já para as colunas menos compactas, o ângulo de atrito foi um pouco menor, atingindo um valor de 39° (Figura 4.11), como esperado. Todos os corpos de prova foram compactados até obtenção da massa específica correspondente às duas compactidades. Para ambos os casos, os picos de tensão de cisalhamento foram bem definidos, característica das areias densas. Do mesmo modo, a evolução da altura do corpo de prova seguiu a característica das areias densas, sofrendo uma compressão inicial com posterior expansão.



(a)

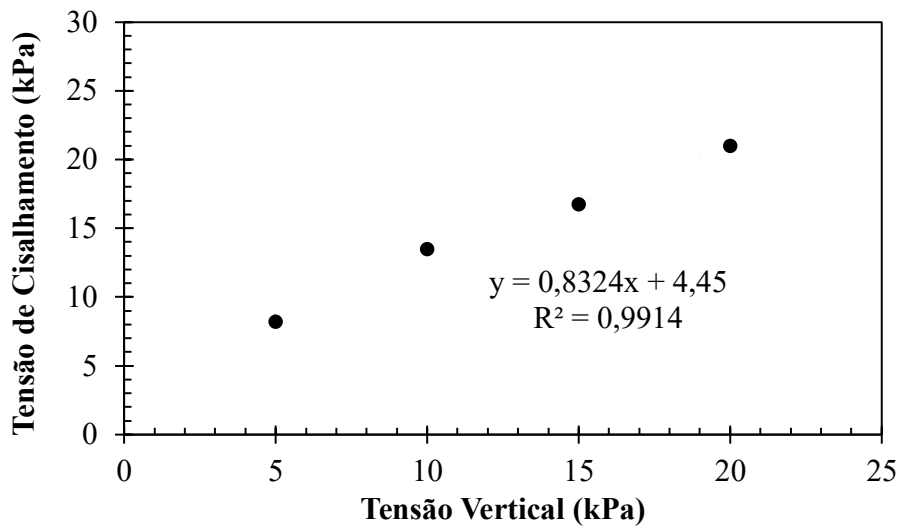


(b)

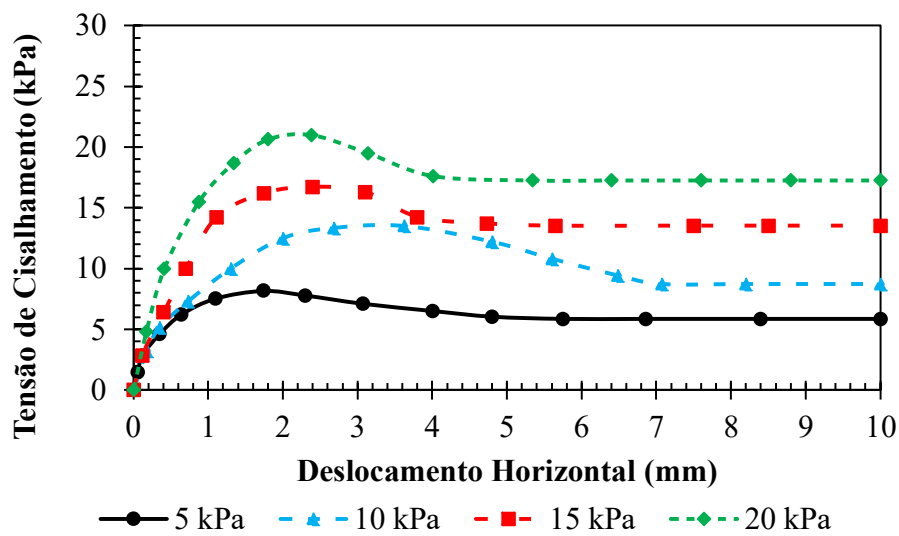


(c)

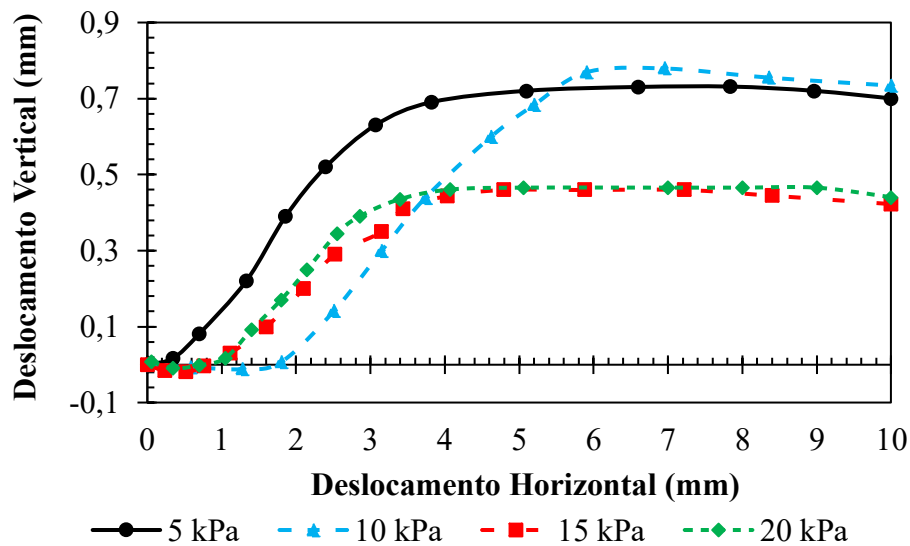
Figura 4.10. Curvas do ensaio de cisalhamento direto para areia compacta: (a) Envolvória de resistência; (b) Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal e (c) Variação da altura do CP.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.11. Curvas do ensaio de cisalhamento direto para areia menos compacta: (a) Envoltória de resistência; (b) Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal e (c) Variação da altura do CP.

4.3. Material da camisa

Para a definição do componente a ser empregado na camisa de geossintético, foram testados diferentes tipos de materiais, sobretudo, tecidos. Entretanto, devido à escala reduzida dos modelos experimentais, a maioria dos materiais apresentavam valores de resistência e rigidez muito superiores aos mínimos valores buscados. Desse modo, o material que atendeu aos critérios foi do tipo tecido não tecido (TNT), que foi caracterizado por meio da prensa de tração na direção de fabricação (*Machine Direction – MD*) e na direção transversal (*Cross-Machine Direction – CMD*).

Além disso, testou-se a costura da camisa na mesma prensa de tração, com o intuito de verificar a resistência do conjunto. A Figura 4.12 resume os resultados obtidos nos ensaios. Na direção de fabricação (MD), o tecido apresentou rigidez secante a 5% e tração máxima muito acima do proposto para o modelo, com valores de 7,73 kN/m e 1,21 kN/m, respectivamente. Já na direção transversal (CMD), os valores foram de 2,15 kN/m e 0,551 kN/m, respectivamente, valores compatíveis com a escala adotada para materiais de média rigidez. Desse modo, adotou-se a direção CMD para a rigidez radial da coluna.

Com a introdução da costura, houve um decréscimo dos valores de rigidez da ordem de 37,7%, chegando a valores de 1,342 kN/m, comportamento também observado por Alkhorshid (2017). Os novos valores enquadram o sistema no intervalo de baixa a média rigidez do fabricante (Huesker, 2021). Não houve ruptura da costura em nenhum dos corpos de prova e a tensão máxima de tração manteve-se igual nos casos com e sem costura. No ensaio com costura, considerou-se a direção CMD para o tecido, mesma direção radial da coluna.

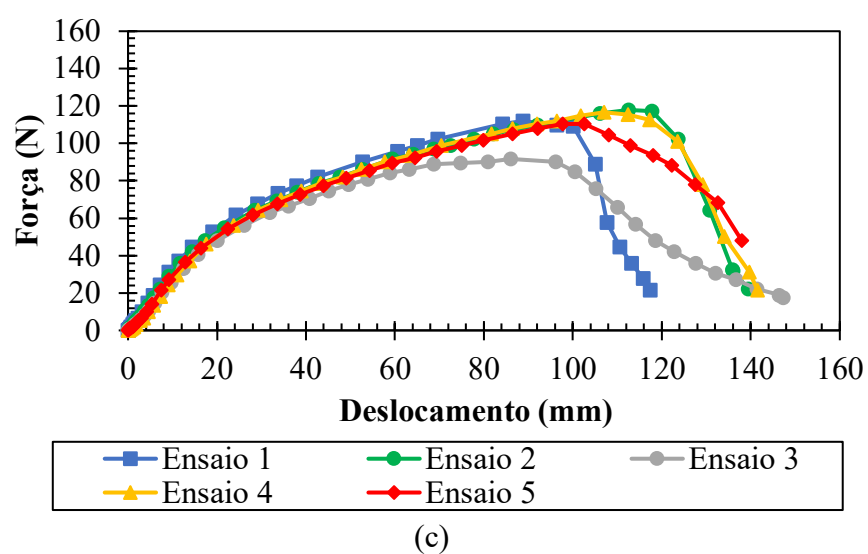
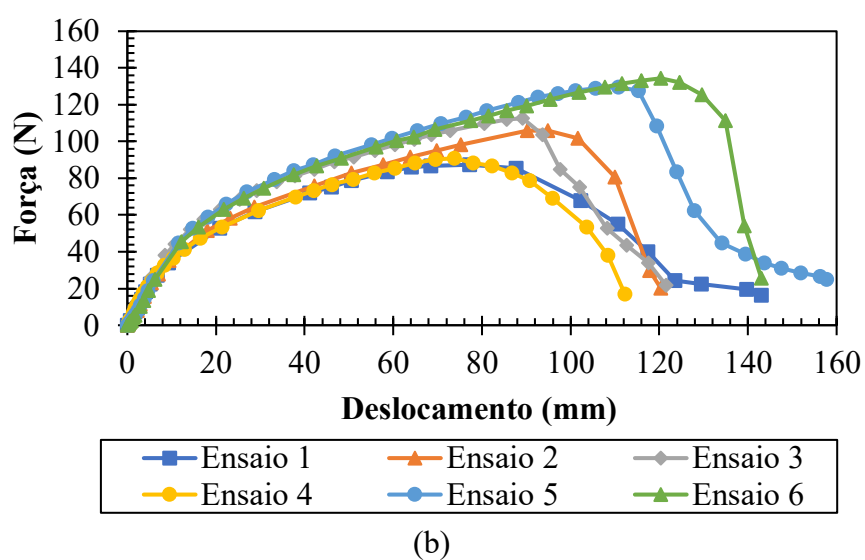
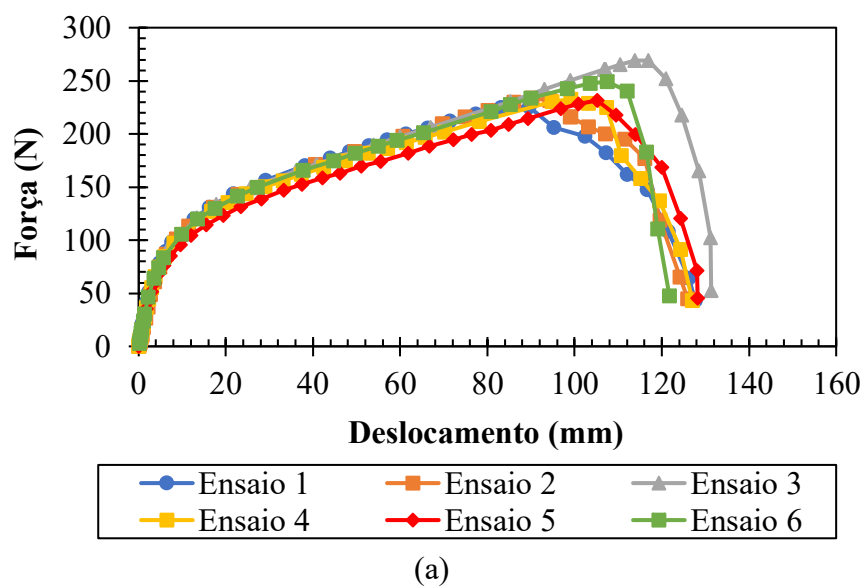


Figura 4.12. Curvas tensão x deformação: (a) Tecido – *machine Direction*, (b) Tecido – *cross machine Direction*, (c) Teste da costura.

4.4. Resumo dos materiais em escala

Com base nos ensaios realizados nos materiais e testes feitos no solo transparente, definiu-se as relações de escala para o modelo experimental. O fator de escala escolhido foi embasado, principalmente, na resistência não-drenada da Laponite RD®, resultando em um valor de 1/40. A partir disso, todas as outras propriedades foram reduzidas nas proporções indicadas, buscando, então, materiais compatíveis. A Tabela 4.4 resume os parâmetros dos materiais almejados e os obtidos com base no fator de escala, como aplicados nos modelos experimentais.

Os resultados obtidos para cada material foram satisfatórios, adequando-se a proposta definida para os modelos experimentais. Contudo, o material da camisa representou uma dificuldade em ser definido, pois a pequena escala do modelo, além do fato do fator de redução ser equivalente ao fator de escala elevado ao quadrado, resultou em uma rigidez muito reduzida, em que apenas um material se adequou. Portanto, o tecido não tecido (TNT) apresentou as propriedades necessárias de forma satisfatória.

Tabela 4.4. Resumo dos valores obtidos para as propriedades dos materiais.

	Fator de Escala	Escala Real	Escala do Modelo	Valor Obtido
S_u (kPa)	(1/N)	10,0	0,250	0,262
D_{coluna} (mm)	(1/N)	800,0	20,0	20,0
S (cm)	(1/N)	200,0	50,0	50,0
J_g (kN/m)	(1/N) ²	2000,0	1,25	1,342 – 2,150
T_g (kN/m)	(1/N) ²	150,0	0,094	0,551
Z (cm)	(1/N)	900 – 1000,0	22,5-25,0	-

4.5. Modelos experimentais

4.5.1. Características

Ao todo, foram construídos catorze modelos experimentais para a avaliação do processo executivo de colunas granulares encamisadas (GEC) e seu posterior carregamento, além de algumas duplicatas, utilizando a Laponite RD® como argila transparente associada ao uso da técnica de DIC para avaliação dos deslocamentos durante o processo. Todos os modelos foram nomeados segundo acrônimos de quatro a seis caracteres, com o intuito de descrever suas principais características. O primeiro caractere se refere ao termo “Modelo”, o segundo descreve o número de colunas, o terceiro se conecta ao termo “*Spacing*” e o quarto descreve o

valor de espaçamento considerado. Para os modelos com apenas uma coluna, o quinto caractere indica se o elemento instalado é uma coluna convencional (“C”) ou uma coluna encamisada (“E”), enquanto o sexto caractere a sequência do modelo naquela categoria. Ainda, o quinto caractere nos modelos com três ou mais colunas indica se a ordem de execução das colunas foi alternada (“A”) ou sequencial (“S”).

Sete desses modelos foram construídos para a avaliação da instalação de apenas uma coluna cada (caixa menor), sendo que apenas cinco (M1S2.E1 a M1S2.E5) foram empregados para o estudo da cravação do tubo executivo, relacionando-se apenas ao sistema de instalação para GEC. Enquanto isso, cinco desses sete modelos foram empregados para o estudo do carregamento das colunas (M1S2.C1, M1S2.C2, M1S2.E1, M1S2.E2 e M1S2.E3), em que se variaram a utilização ou não de camisa de geossintético, além da compacidade relativa da coluna granular, com intuito de verificar a sua influência. Três desses modelos também foram utilizados no estudo da cravação, como indicado anteriormente. Todas as outras características permaneceram constantes. A Tabela 4.5 resume as características das cinco propostas empregadas no estudo do carregamento das colunas.

Tabela 4.5. Características dos modelos experimentais utilizados no estudo do carregamento das colunas.

	Tipo de Coluna	Compacidade Relativa (CR)
M1S2.C1	Convencional	83%
M1S2.C2	Convencional	53%
M1S2.E1	Encamisada	58%
M1S2.E2	Encamisada	83 %
M1S2.E3	Encamisada	83%

Os outros modelos, executados na caixa com maiores dimensões, variaram quanto ao número de colunas e espaçamento entre elas. Entretanto, foram consideradas apenas colunas encamisadas e compacidade relativa foi mantida superior a 80% para todos os elementos. Os modelos M2S1 a M2S2.5 consideraram apenas duas colunas, mas variou-se seu espaçamento em valores de 1,0 m, 1,5 m, 2,0 m e 2,5 m, a fim de verificar seu efeito no processo de instalação e carregamento das GECs. Já os modelos M3S2A e M3S2S consideraram três colunas, com espaçamento constante de 2,0 m, em que foram testadas duas ordens de instalação dos

elementos. Por fim, M4S2S considerou quatro colunas executadas sequencialmente em linha, também com espaçamento de 2,0 m, com o intuito de avaliar a eficiência dos elementos em proporcionar um efeito de escudo sobre colunas já instaladas e estruturas adjacentes. A Tabela 4.6 resume os modelos considerados no estudo.

Tabela 4.6. Características dos modelos experimentais.

Modelo	Colunas (Tipo/Nº)	Espaçamento (S)	
		Modelo	Protótipo
M1S2.C1, M1S2.C2	Convencional/1	(Coluna única)	(Coluna única)
M1S2.E1, M1S2.E2, M1S2.E3, M1S2.E4 e M1S2.E5	GEC/1	(Coluna única)	(Coluna única)
M2S1	GEC/2	2,5 cm	1,0 m
M2S1.5	GEC/2	3,75 cm	1,5 m
M2S2	GEC/2	5,0 cm	2,0 m
M2S2.5	GEC/2	6,25 cm	2,5 m
M3S2A, M3S2S	GEC/3	5,0 cm	2,0 m
M4S2S	GEC/4	5,0 cm	2,0 m

4.5.2. Análise da cravação do tubo

4.5.2.1. Instalação de uma coluna única

O primeiro procedimento executado no modelo foi a cravação do tubo vibrado com ponta fechada, com diâmetro externo (D) de 25,0 mm, para execução da coluna granular. Como descrito anteriormente, apenas o processo executivo das GECs foi analisado, embasando-se em cinco modelos (M1S2.E1 a M1S2.E5) e obtendo-se um campo de deslocamentos médio. Apenas os resultados de M1S2.E1 e M1S2.E3 são apresentados nesta seção, devido a repetibilidade dos resultados. Os resultados de M1S2.E2, M1S2.E4 e M1S2.E5 estão inclusos nos Apêndices. Os deslocamentos laterais (u) e verticais (v) correspondem aos deslocamentos normalizados pelo raio do tubo (R).

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam os campos de deslocamento para M1S2.E1 e M1S2.E3, respectivamente. A linha tracejada em preto representa o perímetro de uma coluna hipotética instalada anteriormente à execução da nova coluna, pertencente a uma malha de colunas com espaçamento equivalente a 2,0 m em campo. Essa coluna hipotética foi considerada com o intuito de verificar a influência da execução da nova coluna sobre a argila dessa região. A linha

cheia vermelha indica a curva de alcance dos deslocamentos resultantes da cravação do tubo que podem afetar a GEC hipotética (região em azul escuro), as linhas tracejadas brancas dividem as três regiões dessa curva e o retângulo em preto é a área do tubo. Nas figuras, a distribuição dos deslocamentos laterais é apresentada para estágios de 25%, 50%, 75% e 100% de comprimento de tubo cravado.

Deslocamentos laterais significantes são claramente observados, resultantes da cravação do tubo de ponta fechada, estendendo-se até regiões suficientemente distantes para afetar as colunas vizinhas. Isso proporciona uma evidência de que tensões laterais são transferidas para colunas encamisadas com geossintéticos (GECs) adjacentes, uma variável não considerada durante a análise do projeto. As linhas vermelhas indicam que os deslocamentos laterais sobre as colunas adjacentes aumentam com a progressão da cravação, demonstrando uma forma padrão da distribuição dos deslocamentos laterais ao longo do comprimento de cravação do tubo. Também é notável que as partículas de solo sofrem deslocamentos laterais substanciais, estendendo-se além da região da coluna adjacente.

A fim de prever a amplitude do efeito da cravação do tubo, realizou-se uma aproximação analítica, propondo-se, então, equações para descrever a curva de alcance dos deslocamentos para as três direções consideradas. Assim, é possível avaliar o impacto do processo executivo sobre GECs vizinhas. As equações foram elaboradas com o intuito de estimar o alcance dos deslocamentos com 25%, 50%, 75% e 100% de comprimento de tubo cravado. Primeiramente, para os deslocamentos laterais, foram definidos como deslocamentos ainda significantes aqueles que estão com ocorrência e valores bem definidos nas imagens, considerando-se como limite a região com valores de $0,16R$. Então, esse valor mínimo foi considerado para se definir a curva de alcance máximo dos deslocamentos. Deslocamentos dispersos e com muitos ruídos foram desconsiderados nessa análise.

A curva de alcance dos deslocamentos laterais foi dividida em três formas geométricas comuns, obtendo-se uma forma simplificada para deduzir as equações. Na porção superior do tubo, a forma adotada foi um triângulo que descreve o incremento gradual dos deslocamentos laterais da superfície da camada de argila até que se atinja a seção seguinte da curva de alcance. A região de alcance máximo da curva foi descrita por um retângulo com limite inferior coincidente com a linha da ponta do tubo. Por fim, a seção final foi definida por uma semicircunferência com raio equivalente ao menor lado do retângulo definido na seção central.

Embasando-se nas formas definidas para a região interna à curva de alcance, as equações foram elaboradas: (i) O primeiro segmento na porção superior do tubo, representado por uma equação linear decrescente com inclinação contante; (ii) o segundo segmento, na região central do tubo, representado por uma equação constante (reta vertical) do alcance máximo dos deslocamentos laterais, partindo do fim do primeiro segmento até a região da ponta do tubo; e (iii) o último segmento representado por um arco de circunferência com raio igual ao alcance máximo dos deslocamentos laterais e centro na ponta do tubo. A origem foi definida na ponta superior do tubo, representada pelas setas rosas nas Figuras 4.13 e 4.14. As equações consideraram o comprimento total do tubo, adaptando-se a diferentes casos, que também foi dividido em intervalos, contemplando as três diferentes regiões da curva de alcance. A curva de máximo alcance dos deslocamentos laterais ($x_{u,(%)}$) podem ser obtidos pelas equações 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, de acordo com os quatro estágios de cravação considerados.

$$\frac{x_{u,25\%}}{R} = \begin{cases} \frac{z}{1.4R} & 0 \leq \frac{z}{R} < 3 \\ 2.1 & 3 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.25L}{R} \\ \sqrt{4.54 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.25L}{R} \right]^2} & \frac{0.25L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.25L}{R} + 2.1 \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\frac{x_{u,50\%}}{R} = \begin{cases} \frac{z}{1.5R} & 0 \leq \frac{z}{R} < 4 \\ 2.6 & 4 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.50L}{R} \\ \sqrt{6.76 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.50L}{R} \right]^2} & \frac{0.25L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.50L}{R} + 2.6 \end{cases} \quad (4.2)$$

$$\frac{x_{u,75\%}}{R} = \begin{cases} \frac{z}{1.5R} & 0 \leq \frac{z}{R} < 4 \\ 2.7 & 4 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.75L}{R} \\ \sqrt{7.30 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.75L}{R} \right]^2} & \frac{0.25L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.75L}{R} + 2.6 \end{cases} \quad (4.3)$$

$$\frac{x_{u,100\%}}{R} = \begin{cases} \frac{z}{1.5R} & 0 \leq \frac{z}{R} < 5 \\ 3.3 & 5 \leq \frac{z}{R} < \frac{L}{R} - 3.3 \\ \sqrt{10.90 - \left[\frac{z}{R} - \frac{L}{R} - 3.3 \right]^2} & \frac{L}{R} - 3.3 \leq \frac{z}{R} \leq \frac{L}{R} \end{cases} \quad (4.4)$$

Onde L é o comprimento total da coluna, z é a profundidade e R é o raio do tubo. As funções foram ajustadas com base nos resultados para os modelos M1S2.E1 ao M1S2.E5, obtendo-se uma boa curva de ajuste. As Figuras 4.13 e 4.14 também apresentam a curvas finais segundo as equações para os dois casos. A curva que descreve a distribuição e alcance dos deslocamentos laterais ao longo do tubo cravado foi considerada a que melhor se ajustou aos resultados experimentais, embora deslocamentos residuais e difusos sejam observados nos dados de DIC.

Ao se observar as Figuras 4.13 e 4.14, verifica-se que os deslocamentos laterais são similares para ambos os modelos. Os maiores deslocamentos laterais, que apresentaram valores entre $0,24R$ e $0,40R$, concentraram-se na região adjacente ao tubo, próximo à sua parede. Enquanto isso, sobre a curva de alcance, os valores dos deslocamentos ficaram próximos a $0,16R$, ainda significativos quando considerada a existência de uma GEC vizinha. Desconsiderando-se a normalização pelo raio do tubo e considerando os valores absolutos, todos os modelos apresentaram magnitude de deslocamentos laterais praticamente idênticos, com um acréscimo em seu alcance lateral com o avanço da cravação.

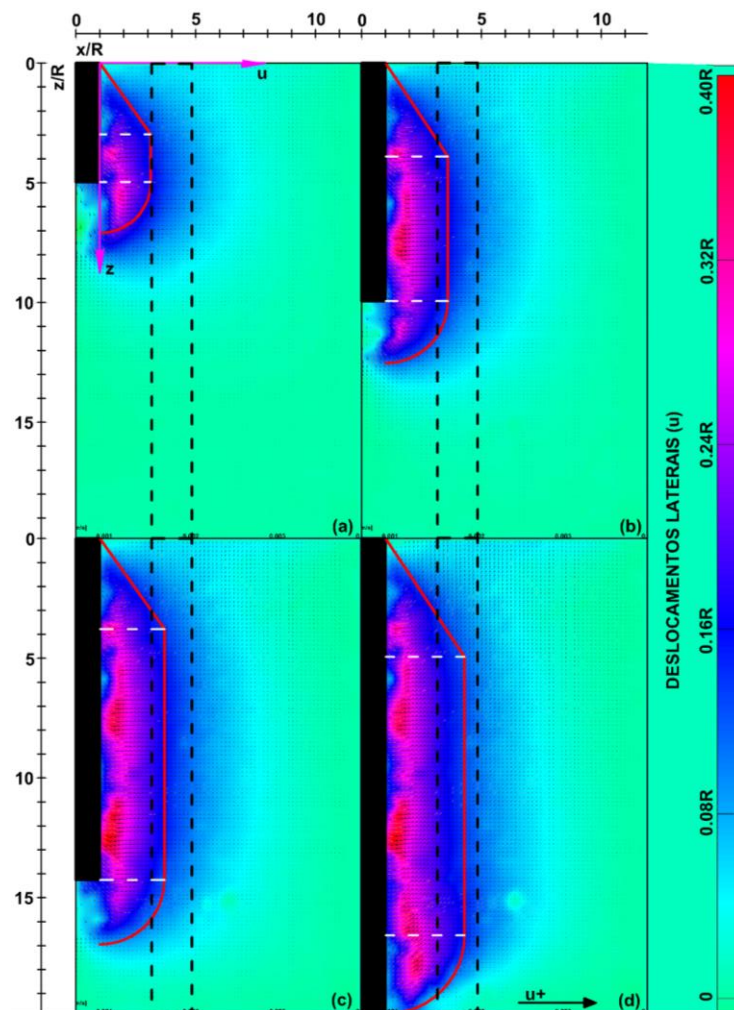


Figura 4.13. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2.E1 -
Direção u : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

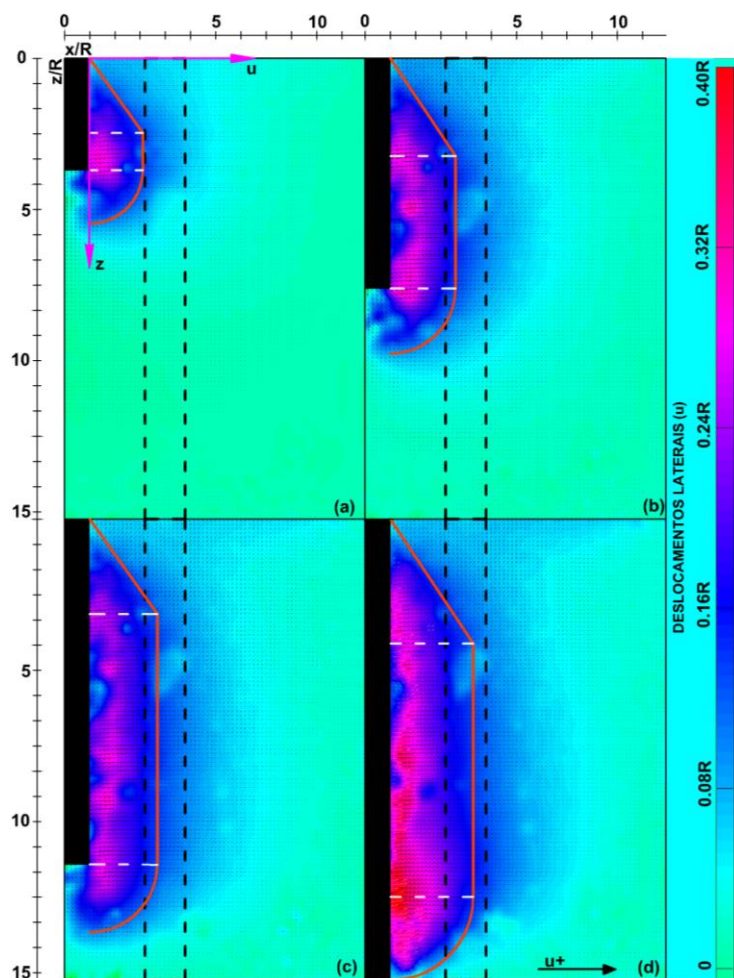


Figura 4.14. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5 \text{ mm}$) – M1S2.E3 –
Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

Além disso, para ambos os modelos, o máximo valor da curva de alcance em relação à lateral do tubo é de, aproximadamente, $2,1R$ para 25% de cravação, elevando-se para um valor próximo de $3,3R$ aos 100% de cravação. Os estágios intermediários, com 50% e 75% de cravação, apresentaram resultados muito próximos, com um alcance em relação a lateral do tubo de $2,6R$ e $2,7R$, respectivamente. Esses deslocamentos laterais também atingem a GEC vizinha, que pode ser deslocada, comprometendo a sua geometria.

Em relação à direção vertical (Figuras 4.15 e 4.16), é possível observar que ambos os deslocamentos verticais ascendentes e descendentes são dependentes da região considerada na análise. Os maiores deslocamentos verticais descendentes ocorrem sob a ponta do tubo executivo, em que a curva de alcance desses deslocamentos forma uma espécie de bulbo. Aos 25% de cravação, são visualizados os maiores deslocamentos verticais normalizados dentre os quatro estágios de cravação, com os valores máximos ultrapassando $0,30R$ no centro do bulbo

formado. Da mesma forma que o caso anterior, a curva de alcance dos deslocamentos verticais descendentes foi considerada, nesse caso, sobre os valores de $0,08R$, com um alcance máximo de $4,2R$ abaixo da ponta do tubo. Esses deslocamentos abaixo da ponta do tubo, inicialmente, maiores e concentrados, aos 25% de cravação, podem ser relacionados às maiores tensões necessárias para superar a resistência de ponta, reduzindo com o avanço da cravação. A expansão desse bulbo de deslocamentos também é responsável por mobilizar o solo horizontalmente, contribuindo para a propagação dos deslocamentos laterais vistos anteriormente.

Nos estágios de cravação subsequentes, 50% e 75%, observou-se uma redução do alcance do bulbo abaixo da ponta do tubo, com o valor máximo em relação à ponta reduzindo para $3,5R$ e $3,0R$, respectivamente. Nesse caso, o tubo está puncionando a argila mole e o atrito lateral prevalece, mobilizando o material lateralmente até o fim da cravação. Os deslocamentos verticais observados próximos às paredes laterais do tubo correspondem ao arraste do material pelo seu atrito com o solo mole, ocasionando também um amolgamento na região. O processo é comparável à cravação de estacas de concreto com seção circular, como descrito por Massarch e Wersäll (2013).

A dedução das equações da curva de alcance para os deslocamentos verticais descendentes (direção positiva) seguiu a mesma premissa adotada no caso dos deslocamentos laterais, sendo que a região interna à linha de alcance do bulbo formado foi dividida em duas formas geométricas simples. Essa curva foi plotada sobre a região com deslocamentos de $0,08R$, sendo esta considerada a região de alcance máximo dos deslocamentos. A porção superior do bulbo foi bem definida por um triângulo iniciando na ponta do tubo e encerrando na fronteira com a segunda região. A região inferior foi considerada como uma semicircunferência com centro na ponta do tubo. As equações 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam uma metodologia simplificada para estimar a curva de alcance dos deslocamentos verticais descendentes ($x_{v+, \%}$) abaixo da ponta do tubo executivo para os três primeiros estágios de cravação, sendo a origem representada por setas rosas e posicionada no centro do tubo. Os deslocamentos mobilizados pelo atrito lateral foram desconsiderados, pois não se pôde os definir adequadamente pelas imagens, são descontínuos ao longo da profundidade do material e possuem pequenos valores. A curva de alcance máximo (linha vermelha) foi dividida em duas regiões: (i) uma função linear decrescente com inclinação constante; e (ii) um arco de circunferência.

$$\frac{x_{v^+,25\%}}{R} = \begin{cases} R + \frac{z}{1.4R} - \frac{0.25L}{1.4R} & \frac{0.25L}{R} \leq \frac{z}{R} < \frac{0.25L}{R} + 2 \\ \sqrt{5.76 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.25L}{R} - 2 \right]^2} & \frac{0.25L}{R} + 2 \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.25L}{R} + 4.4 \end{cases} \quad (4.5)$$

$$\frac{x_{v^+,50\%}}{R} = \begin{cases} R + \frac{z}{1.4R} - \frac{0.5L}{1.4R} & \frac{0.5L}{R} \leq \frac{z}{R} < \frac{0.5L}{R} + 1.7 \\ \sqrt{4.84 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.5L}{R} - 1.7 \right]^2} & \frac{0.5L}{R} + 1.7 \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.5L}{R} + 3.9 \end{cases} \quad (4.6)$$

$$\frac{x_{v^+,75\%}}{R} = \begin{cases} R + \frac{z}{1.3R} - \frac{0.75L}{1.3R} & \frac{0.75L}{R} \leq \frac{z}{R} < \frac{0.75L}{R} + 1.3 \\ \sqrt{4.00 - \left[\frac{z}{R} - \frac{0.75L}{R} - 1.3 \right]^2} & \frac{0.75L}{R} + 1.3 \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.75L}{R} + 3.3 \end{cases} \quad (4.7)$$

Onde L é o comprimento da coluna, z é a profundidade e R é o raio do tubo executivo.

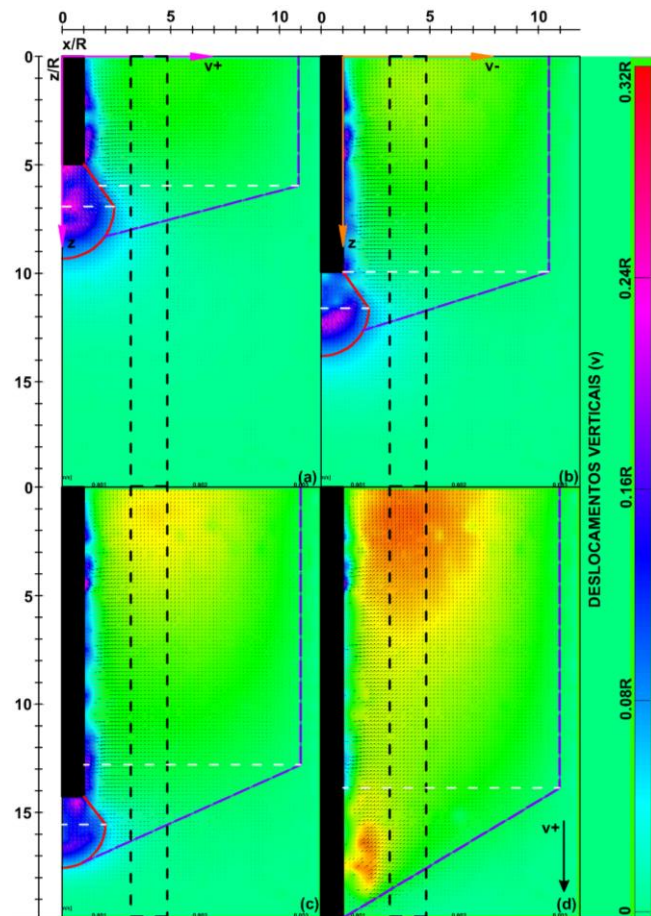


Figura 4.15. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.1 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

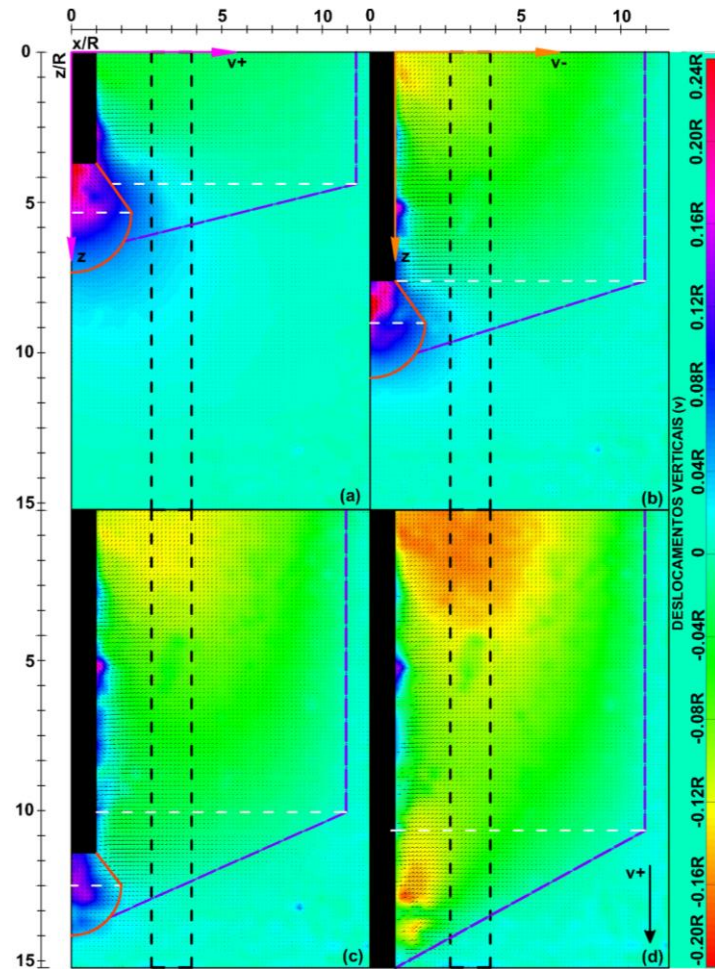


Figura 4.16. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5 \text{ mm}$) – M1S2E.3 –
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

A segunda análise a respeito dos deslocamentos verticais considerou o movimento ascendente do material durante a cravação do tubo (direção negativa), sendo que os valores máximos desses deslocamentos são vistos na região da GEC hipotética, atingindo valores de até $0,20R$. Esse comportamento coincide com o descrito por Massarch e Wersäll (2013) para a cravação de estacas de concreto. Inicialmente, o solo mole e deslocado lateralmente (região trapezoidal) pelo tubo e pelo bulbo formado, elevando as tensões nas regiões adjacentes. Após isso, o solo se move em direção à superfície, resultando em deslocamentos na região em laranja. Na maioria dos estágios de cravação, os deslocamentos atingem a região da GEC adjacente, indicando que o material mobilizado nessa direção durante o processo pode afetar o elemento semirrígido, flexionando-o e aumentando as tensões em sua porção superior.

As curvas de alcance dos deslocamentos verticais ascendentes ($x_{v-, \%}$) para os quatro estágios de cravação são representadas pelas equações 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11, correspondendo à linha

tracejada roxa nas Figuras 4.14 e 4.15. Nesse caso, a curva foi dividida em duas regiões, sendo a sua origem definida pelas setas laranjadas. O primeiro segmento é definido por uma função constante, que delimita o alcance máximo da curva, representado por um retângulo. Enquanto isso, o segundo segmento é definido por uma equação linear crescente, que se inicia próxima à ponta do tubo com uma inclinação constante, correspondente a um triângulo.

$$x_{v^-,25\%} = \begin{cases} \frac{5.2}{R} & 0 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.3L}{R} \\ \frac{5.2}{R} - 4\frac{z}{R} + 1.2\frac{L}{R} & \frac{0.3L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.3L + 1.3}{R} \end{cases} \quad (4.8)$$

$$x_{v^-,50\%} = \begin{cases} \frac{5.0}{R} & 0 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.5L}{R} \\ \frac{5.0}{R} - \frac{10}{3}\frac{z}{R} + \frac{5}{3}\frac{L}{R} & \frac{0.5L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.5L + 1.5}{R} \end{cases} \quad (4.9)$$

$$x_{v^-,75\%} = \begin{cases} \frac{5.0}{R} & 0 \leq \frac{z}{R} < \frac{0.68L}{R} \\ \frac{5.0}{R} - \frac{20}{9}\frac{z}{R} + 1.51\frac{L}{R} & \frac{0.68L}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{0.68L + 2.25}{R} \end{cases} \quad (4.10)$$

$$x_{v^-,100\%} = \begin{cases} \frac{5.0}{R} & 0 \leq \frac{z}{R} < \frac{L-3}{R} \\ \frac{5}{3}\left(\frac{L}{R} - \frac{z}{R}\right) & \frac{L-3}{R} \leq \frac{z}{R} \leq \frac{L}{R} \end{cases} \quad (4.11)$$

Onde L é o comprimento da coluna, z é a profundidade e R é o raio do tubo, com todas as unidades em metros (m). Nesse último caso, percebe-se que o máximo alcance é aproximadamente igual para todos os quatro estágios, o que pode indicar certa influência das condições de fronteira proporcionadas pelas paredes da caixa de acrílico, embora a distância entre o tubo e a parede seja equivalente a $11R$ (Engin *et al.*, 2015; Arif e Potgieter, 2016; Fakharian e Khanmohammadi, 2022).

4.5.2.2. Cravação x espaçamento horizontal entre GECs

A segunda configuração de modelo experimental, adotando a caixa de maiores dimensões, foi empregada para a estudar a influência da variação do espaçamento entre colunas em mitigar os efeitos dos deslocamentos da argila, oriundos da cravação do tubo executivo com ponta fechada, sobre uma coluna encamisada real previamente executada. Os valores de espaçamento

(S) adotados entre os centros das GECs foram de 1,0 m (2R), 1,5 m (3R), 2,0 m (4R) e 2,5 m (5R). Nas imagens avaliadas, o retângulo preto corresponde ao tubo, o retângulo amarelo é a coluna encamisada já instalada a linha sólida vermelha é a região deformada da coluna. A seta em preto indica a direção positiva dos deslocamentos.

Considerando o espaçamento de 1,0 m (M2S1), verifica-se a maior influência dos deslocamentos laterais sobre a GEC vizinha (Figura 4.17). Os máximos valores de deslocamentos laterais observados, próximos a 0,18R, tornam-se claramente visíveis ao lado da GEC vizinha a partir do estágio de 50% de cravação, sendo que a área de cobertura desses deslocamentos aumenta com o avanço da cravação. Além disso, ao final da cravação, são vistos deslocamentos laterais com valores de até 0,22R (região em rosa) logo ao lado da coluna encamisada, enquanto valores de 0,08R (região em azul escuro) ainda são observados a uma distância próxima de 9R a partir da lateral do tubo. Esse acréscimo nos deslocamentos sobre a coluna vizinha resulta de uma flexão gradual do elemento, que inicia já no início da cravação (25%) e atinge uma situação crítica ao final do carregamento. A proximidade da GEC em relação ao tubo contém a movimentação da argila e ocasiona esse acréscimo de tensões laterais.

Em relação aos deslocamentos verticais, os movimentos descendentes da argila prevaleceram sobre os ascendentes, em que o bulbo formado abaixo da ponta do tubo se estende até uma distância de até 5R. O modelo apresentou os maiores valores de deslocamentos verticais descendentes, atingindo valores máximos de até 0,39R (região em vermelho) na região entre o tubo e a coluna vizinha aos 25% de cravação (Figura 4.18) e reduzindo para 0,2R aos 75%. A restrição lateral do bulbo também é responsável por um acréscimo de tensões localizadas que contribuem para a deformação da coluna. Os deslocamentos verticais ascendentes foram vistos em todo o lado direito do modelo, com valores máximos aproximados de 0,18R próximo à porção superior do tubo; e valores médios de 0,12R em regiões mais afastadas do tubo ao final da cravação (100%). Ao longo do processo, o confinamento provido pela rigidez da GEC vizinha e o espaço restrito para a movimentação da argila favoreceram uma maior influência sobre essa coluna.

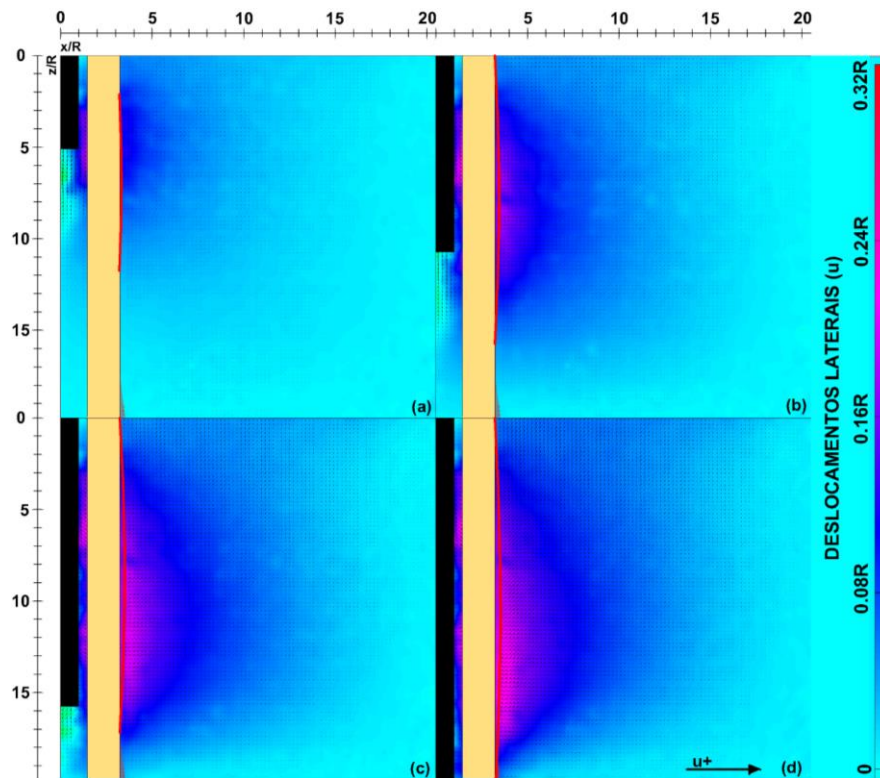


Figura 4.17. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1 – Direção u : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

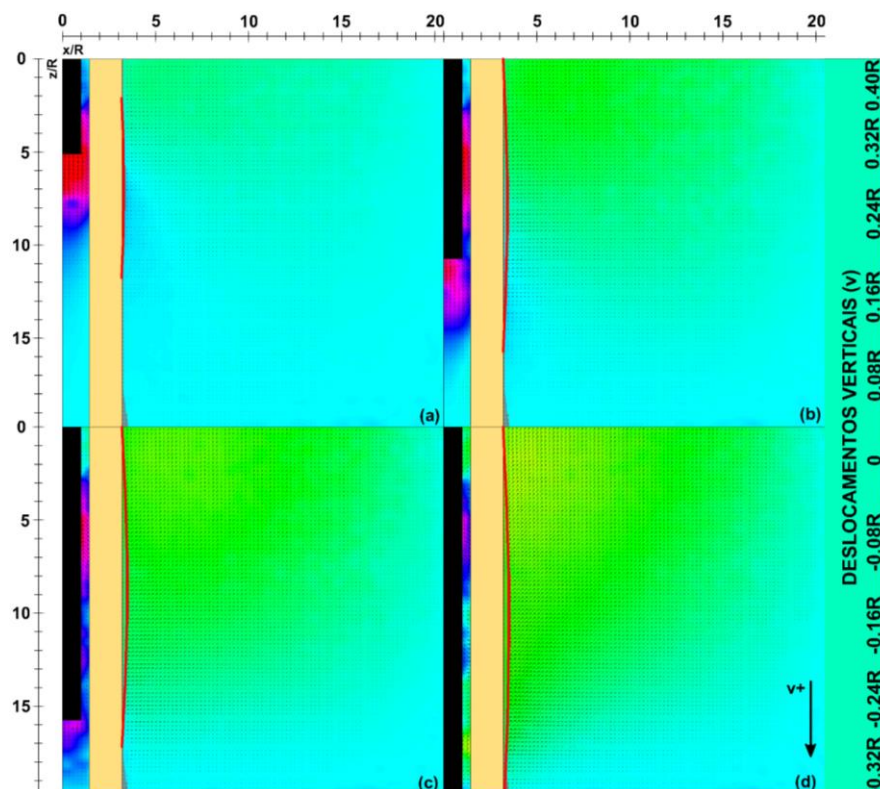


Figura 4.18. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1 – Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

Para M2S1.5, os deslocamentos laterais máximos atingiram valores aproximados de $0,29R$ (região avermelhada), principalmente, na região entre o tubo e a GEC (Figura 4.19), mas apresentaram menor intensidade na lateral direta da coluna vizinha ao final da cravação, apresentando valores de $0,16R$ logo ao lado do elemento, correspondente à região rosada. Nesse caso, o espaçamento maior proporcionou uma região maior para a argila se movimentar, reduzindo os efeitos dos deslocamentos laterais sobre a GEC. Entretanto, pequenos deslocamentos laterais com valores aproximados de $0,08R$ ainda são observados a uma distância de $8R$ em relação a lateral do tubo, uma distância 11% menor do que aquela observada para M2S1 considerando a mesma magnitude de deslocamentos. Logo, esse acréscimo nos deslocamentos laterais promove, desde o início da cravação, uma flexão na coluna, como visto pela linha em vermelho. Entretanto, a flexão é menos incisiva do que o observado em M2S1, mas ainda significativo.

Os deslocamentos verticais descendentes máximos no bulbo formado abaixo da ponta do tubo reduziram para um valor médio de $0,17R$ (56% de redução) quando comparado a M8 (Figura 4.20) aos 25% de cravação. A curva de alcance desse bulbo também ficou posicionada a uma distância menor em relação a ponta do tubo, de cerca de $4R$. Além disso, percebe-se que o bulbo ainda é restrito pela proximidade da coluna, mas essa situação não ocasiona uma concentração de tensões tão excessiva quanto no caso anterior. Já em relação aos deslocamentos verticais ascendentes, o modelo exibiu o mesmo comportamento do modelo anterior, com valores médios de $0,13R$ presentes ao longo de todo o comprimento da GEC no lado direito do modelo ao final da cravação. Essa situação corresponde ao descrito por Massarch and Wersäll (2013), onde o solo em regiões mais afastadas do tubo sofre um movimento ascendente em direção à superfície após ser deslocado lateralmente.

Contudo, é importante salientar que as flexões ocasionadas na GECs pode ser o resultado da simplificação da análise realizada. Neste caso, empregam-se modelos que, apesar de serem tridimensionais (3D), passam por uma análise bidimensional de apenas dois elementos. Além, disso, a execução de outras colunas na sequência, considerando a execução alternada adotada usualmente em campo, pode contrabalancear a flexão, em que a instalação da coluna seguinte induz deslocamentos na direção contrária à flexão inicial. Apesar disso, esse comportamento não pode ser descartado, uma vez que já é visto na cravação de colunas convencionais (Massarch and Wersäll, 2013).

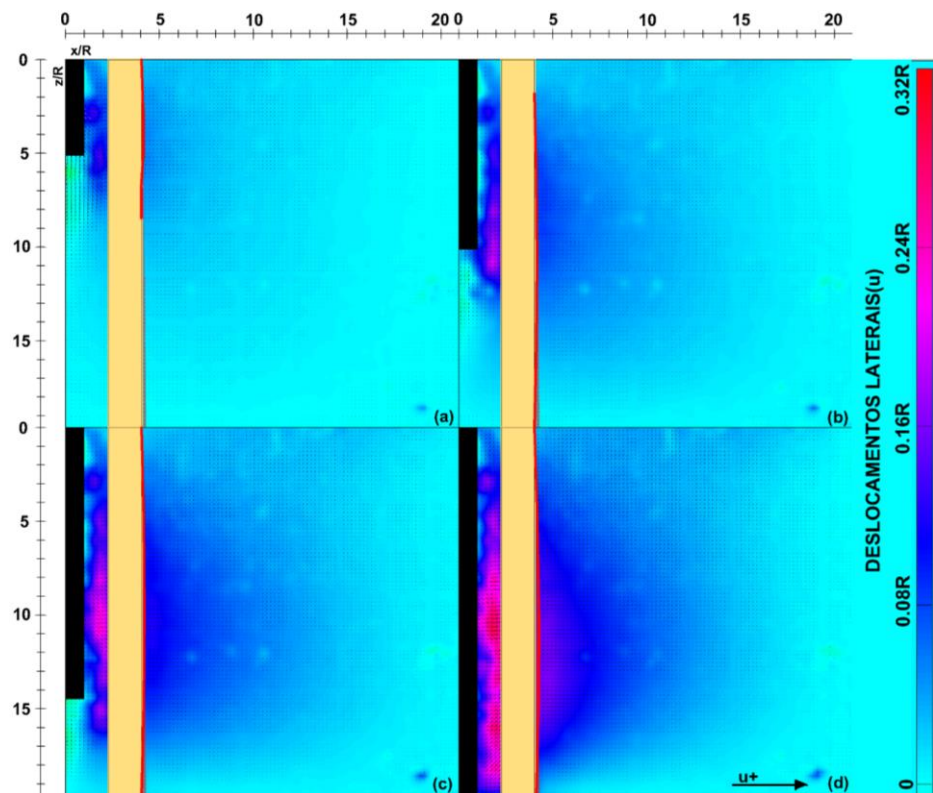


Figura 4.19. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

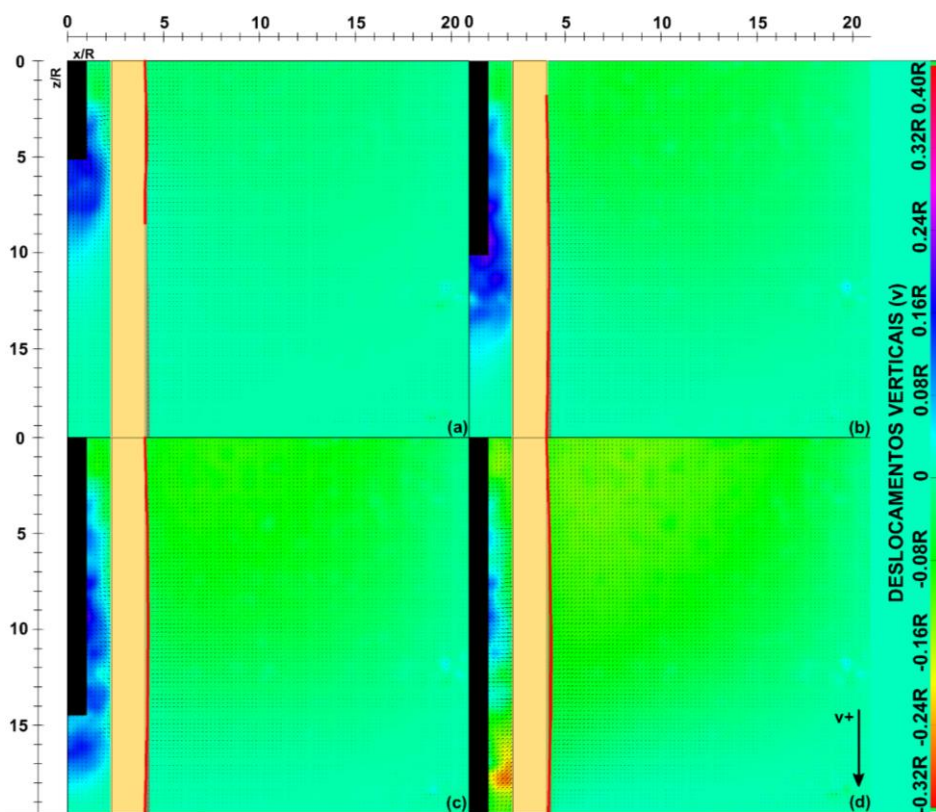


Figura 4.20. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

Nos modelos experimentais M2S2 e M2S2.5, os resultados indicaram comportamentos similares em termos de deslocamentos laterais e verticais, com apenas pequenas diferenças. Para ambos os modelos, o campo de máximos deslocamentos laterais atingiam valores de até $0,28R$ (região em rosa) após o fim da cravação do tubo (100%) (Figuras 4.21 e 4.22). Entretanto, existe uma diferença notável na distribuição espacial desses deslocamentos. Em M2S2, a área dos máximos deslocamentos laterais se estende da lateral do tubo até quase os limites da GEC vizinha. Em contraste, em M2S2.5 esse campo de deslocamentos se mantém confinado em uma região com limites finais a uma distância aproximada de $3R$ a partir da lateral do tubo, antes da região adjacente a coluna encamisada ao lado. Apesar de menos significativas que o visto nos casos anteriores, a flexão nas colunas ainda é vista, principalmente a partir dos 50% de cravação. Nessas duas situações o maior espaçamento mitiga a concentração de deslocamentos sobre a coluna adjacente, que sofre menos influência da cravação.

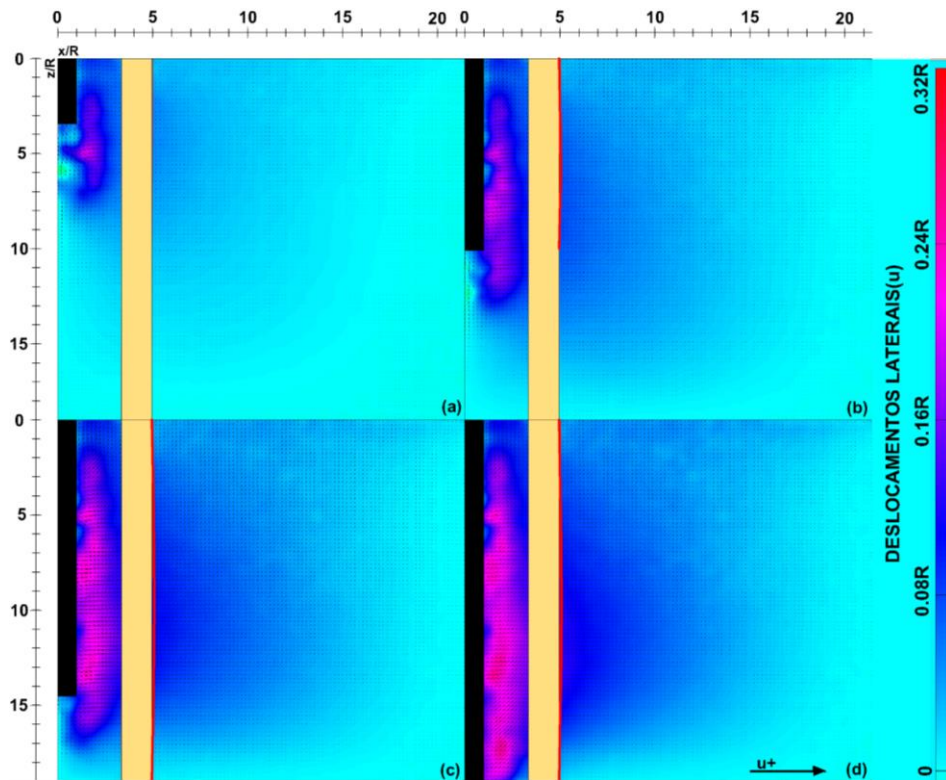


Figura 4.21. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2 – Direção u : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

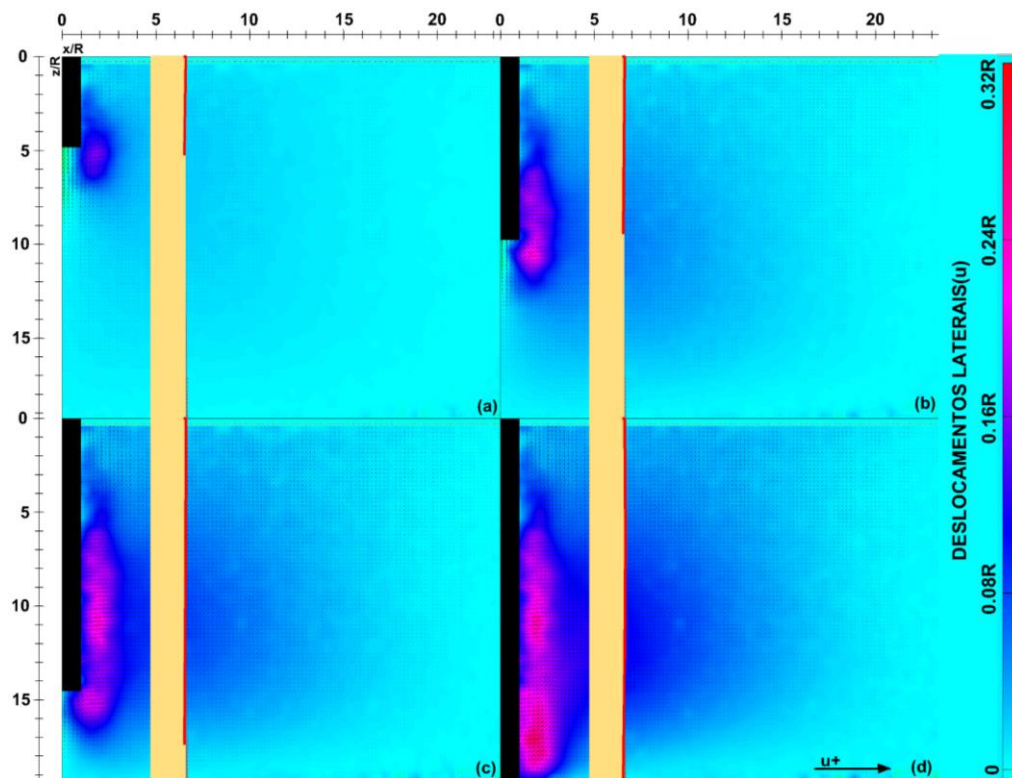


Figura 4.22. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2.5 – Direção u: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

Já para os deslocamentos laterais logo ao lado direito da GEC, ambos os modelos exibiram valores similares, $0,13R$ e $0,11R$ (uma redução média de 25% quando comparado a M2S1.5), respectivamente. Isso sugere que, apesar das diferenças nos campos de deslocamentos máximos, o comportamento próximo ao lado direito da GEC é consistente entre os modelos com $S = 2,0$ m e $S = 2,5$ m. Logo, a deformação vista nas colunas é muito similar quando comparados os dois casos.

Considerando-se os deslocamentos verticais descendentes (Figuras 4.23 e 4.24), verificaram-se valores máximos de $0,24R$, novamente, no interior do bulbo abaixo da ponta do tubo. O bulbo se estende até uma distância entre $5R$ e $6R$ da ponta do tubo aos 25% de cravação. Na linha limite dessa região, os deslocamentos descendentes reduzem para valores de até $0,15R$ (38% de redução) quando comparados aos valores vistos no centro. Os deslocamentos verticais ascendentes também são similares para os dois modelos, com valores máximos próximos a $0,24R$ para M2S2 e $0,18R$ para M2S2.5 na região superior esquerda da GEC vizinha.

De forma geral, as similaridades entre M2S2 e M2S2.5 indicam que o padrão geral dos campos de deslocamentos é mantido para esses casos, com pequenas variações em seu alcance. Nos primeiros modelos avaliados (M1S2.E1 a M1S2.E5), com apenas uma coluna, apenas se supôs a existência de uma GEC vizinha, sendo que os deslocamentos laterais máximos atingiram valores de cerca de 0,34R. Quando comparados esses resultados com os dos modelos experimentais com instalação de duas colunas, fica evidente que os valores deslocamentos laterais máximos destes são menores do que os vistos na instalação de apenas GEC (primeiros modelos), reduzindo para valores de 0,29R (15% menores) no cenário crítico (M2S1). Assim, os resultados também confirmam o comportamento previstos nos modelos M1S2.E1 a M1S2.E5, onde a argila mole é movida na direção da GEC vizinha durante a cravação, independentemente do espaçamento.

Baseando-se nos resultados dos modelos experimentais com duas colunas, é possível perceber a influência relevante da variação do espaçamento entre colunas durante o processo de cravação, onde um maior espaçamento pode reduzir o efeito do deslocamento da argila mole sobre uma GEC executada anteriormente, reduzindo também as tensões laterais associadas. Consequentemente, a flexão incidente nos elementos é menor, reduzindo a ocorrência de excentricidades nos elementos. Não obstante, o aumento do espaçamento pode impactar significativamente na capacidade de suporte das colunas, pois os elementos suportariam um carregamento individual maior sob o aterro (Fattah *et al.*, 2016; Hanna *et al.*, 2019; Al-Kazzaz e Al-Obaydi, 2021). Logo, é necessária uma avaliação do balanço entre as duas variáveis durante o projeto.

Entretanto, como já explicitado anteriormente, esses resultados devem ser abordados com cautela, pois as restrições a que os modelos estão submetidos, como a análise 2D e o número reduzido de colunas, não os tornam totalmente compatíveis com as condições de campo. Apesar disso, os resultados obtidos associados à possibilidade de total visualização dos comportamentos descritos, através da transparência da argila, indicam situações que dificilmente são aferidas em campo e que não podem ser desprezadas ou descartadas. Afinal, os resultados obtidos são similares aos do estudo de Zhou *et al.* (2021), que avaliaram a resposta de estacas de concreto convencionais instaladas em argila mole durante a cravação de um novo elemento. Mesmo com maior rigidez em relação as GECs, a estaca de concreto é deformada pelo movimento do solo, cujo efeito é intensificado com a redução do espaçamento.

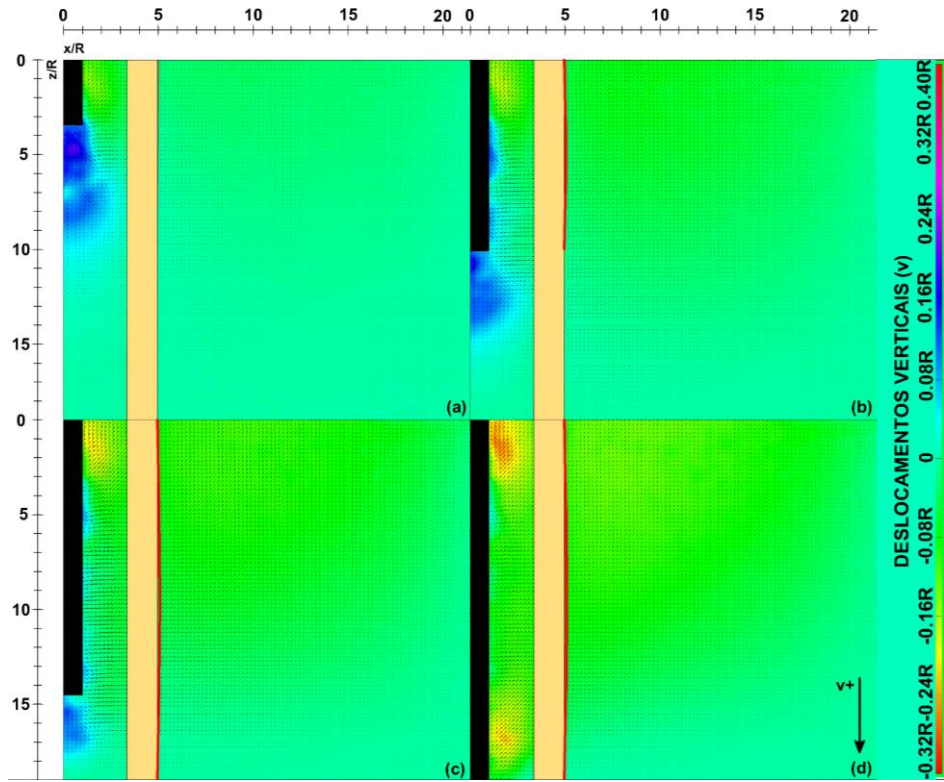


Figura 4.23. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

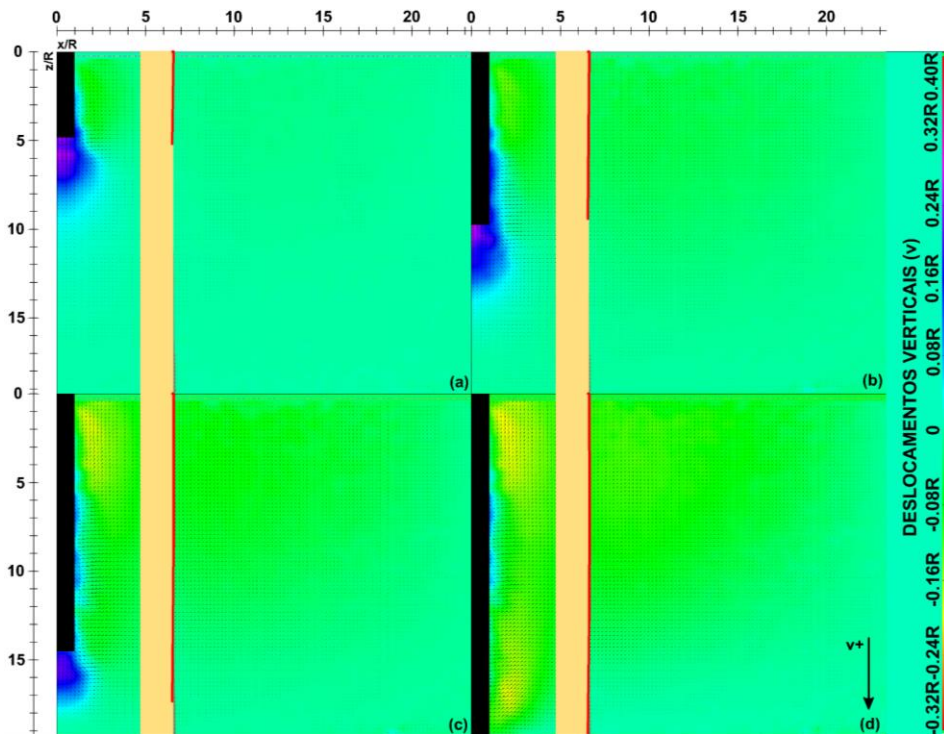


Figura 4.24. Deslocamento da argila durante a cravação do tubo – M2S2.5 – Direção v: (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

O aumento do espaçamento reduziu os deslocamentos laterais ao lado direito da GEC (u_b) em todos os estágios de cravação (Figura 4.25a). A redução é próxima a 50% no final do processo, comparando M2S1 e M2S2.5, resultando em uma menor curvatura na GEC. Espaçamentos menores restringem o movimento da argila e eleva as tensões sobre a coluna, uma vez que a cravação do tubo comprime o solo em sua direção. Essa é uma situação crítica e pode comprometer a eficiência da GEC durante seu carregamento, devido à alteração em sua geometria. Fixando-se o valor de espaçamento, como esperado, os deslocamentos ao lado da GEC aumentam com o progresso da instalação da nova coluna, sujeitando-a a uma possível flexão desde o início. Esse comportamento é visto para todos os espaçamentos adotados.

Para os valores máximos de deslocamentos laterais ($u_{máx}$) (Figura 4.25b), não se observou uma tendência, com M2S1.5 apresentando valores de deslocamentos máximos, superiores que para os outros espaçamentos ao final da cravação. Para M2S1, após 25% de cravação, os valores observados são praticamente constantes, resultante do maior confinamento que contém o movimento do solo, enquanto, para maiores espaçamentos, esses deslocamentos crescem com a progressão da instalação. M2S1.5 apresentou a maior variação nesses valores máximos, com um acréscimo próximo de 110% ao se comparar os resultados para 25% e 100% de cravação. Como indicado anteriormente, o aumento no espaçamento pode ser benéfico para a redução da influência do processo executivo sobre GECs já instaladas, mas deve ser avaliada com cautela pois também reduz a capacidade de carga do sistema.

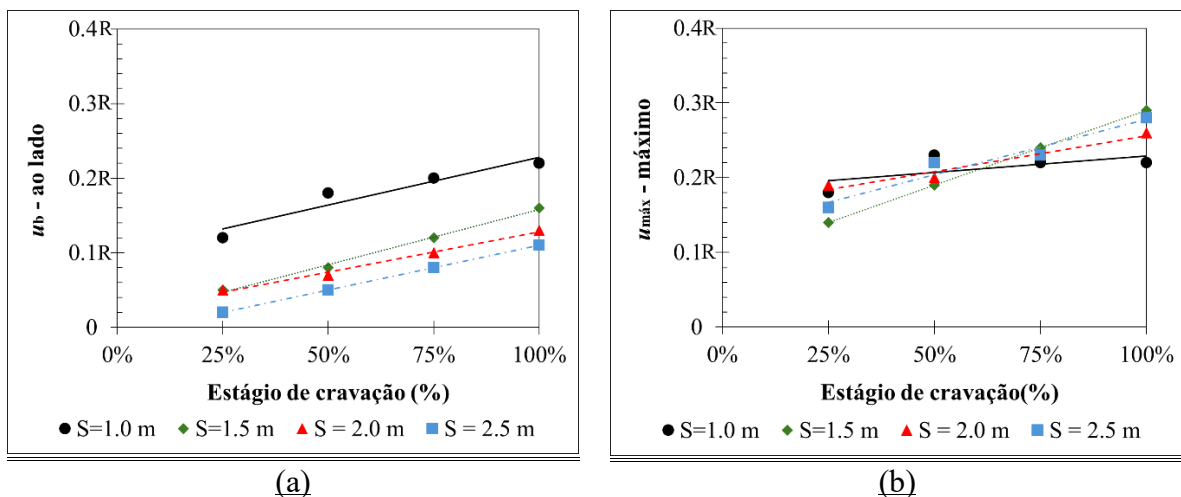


Figura 4.25. Variação dos deslocamentos laterais durante a instalação de uma segunda GEC (u): (a) Logo ao lado da primeira GEC (lado direito) e (b) Valores máximos observados.

Observando-se a Figura 4.26, é possível notar que os máximos deslocamentos verticais descendentes (v^+) são maiores aos 25% de cravação do tubo para todos os valores de espaçamentos, como já visto nos modelos M1S2.E1 a M1S2.E5. Entretanto, nessa situação (25% de cravação), o valor observado para M2S1 é aproximadamente 63% maior que o observado nos modelos que consideraram a instalação de apenas uma coluna (caixa menor), o que pode estar associado à proximidade da GEC instalada anteriormente, que confina a argila entre a coluna e o tubo. M2S1 também apresentou os maiores valores quando comparados com os outros três espaçamentos, sendo a situação crítica ao se considerar a influência sobre a GEC vizinha. Os resultados para M2S1.5, M2S2 e M2S2.5 não são conclusivos considerando essa direção dos deslocamentos, uma vez que os valores reduzem para S igual a 1,5 e 2,0 m, comparado a M2S1, mas aumentam novamente para S = 2,5 m. Considerando um mesmo espaçamento, esses valores tendem a reduzir com o progresso da cravação, confirmando o comportamento estimado no primeiro tipo de modelo. Ainda, o mesmo padrão de bulbo, resultante da compressão da argila sob a ponta do tubo, é observado em todos os casos, com comportamento repetido em todos os modelos. Isso também pode estar associado a variabilidade dos modelos e na análise por DIC.

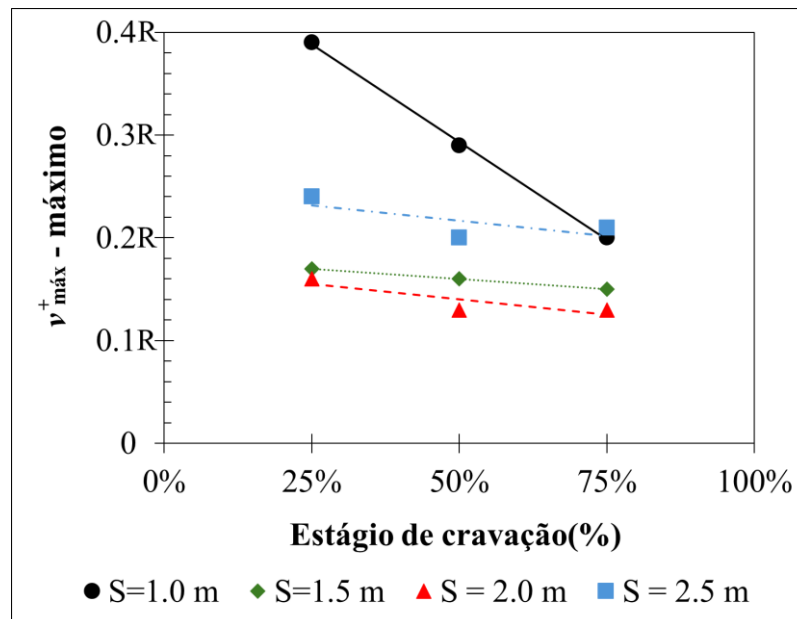


Figura 4.26. Deslocamentos verticais descendentes máximos (v^+).

Quando considerados os deslocamentos verticais ascendentes no lado direito da GEC (v_b^-) (Figura 4.27a), os máximos valores nessa região tendem a reduzir com o aumento do espaçamento. Para S = 2,5 m, esses valores reduziram cerca de 39% quando comparados com

os resultados para M2S1 ao final da cravação (100%). Observando os outros estágios de cravação, é possível verificar valores levemente superiores para M2S2 quando comparados com M2S1.5, interrompendo a tendência de redução esperada. Mas esse comportamento pode ser associado a variabilidade dos modelos e os resultados podem ser considerados praticamente iguais.

Já para os deslocamentos máximos nessa direção ($v_{máx}$) (4.27b), é difícil se identificar um padrão, uma vez que os deslocamentos aumentam de $S = 1,0$ m até $S = 2,0$ m (33% de aumento) e, então, decrescem 25% para $S = 2,5$ m, considerando o fim da cravação (100%). Os outros estágios de cravação apresentaram resultados com maior variabilidade, onde os valores reduziram de $S = 1,0$ m para $S = 1,5$ m, aumentaram para $S = 2,0$ m e reduziram novamente para o maior valor de espaçamento considerado. Novamente, isso pode estar associado à variabilidade dos modelos experimentais ou os maiores valores de espaçamento induzem uma menor concentração de deslocamentos ao final da cravação.

Ao se restringir a análise para um espaçamento fixo, os valores de deslocamentos ascendentes aumentam com o avanço da cravação para os dois tipos de deslocamento avaliados (ao lado da GEC e máximos). Em geral, o aumento do espaçamento reduz o efeito de todos os deslocamentos sobre a GEC adjacente ao tubo, mas deve ser avaliado junto à capacidade de carga do sistema.

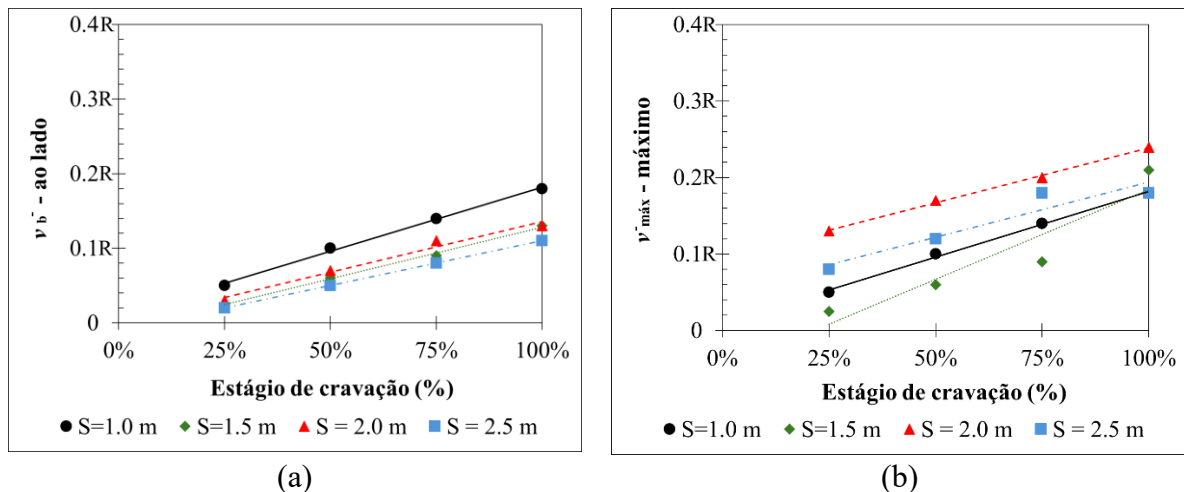


Figura 4.27. Variação dos deslocamentos verticais ascendentes durante a instalação de uma segunda GEC (v): (a) Logo ao lado da primeira GEC (lado direito) e (b) Valores máximos observados.

4.5.2.3. Efeito da instalação sequencial e alternada de três colunas.

Os modelos experimentais em que se considerou a instalação de três GECs foram executados em duas configurações, ambas adotando um espaçamento de 2,0 m. No primeiro caso (M3S2A), as colunas ímpares (primeira e terceira GEC da sequência) foram instaladas inicialmente, com a posterior execução da coluna par central entre as duas primeiras (sequência 1-3-2), um processo usualmente empregado em campo. Por outro lado, a segunda configuração (M3S2S) considerou a instalação sequencial das três colunas, da esquerda para a direita (sequência 1-2-3), em que todos os números sequenciais das GEC são indicados nas imagens.

O objetivo da análise foi verificar a efetividade dessas duas configurações em mitigar os deslocamentos ao lado das GECs existentes durante o processo executivo. Em M3S2A, apenas as instalações das duas últimas colunas foram analisadas, uma vez que a situação com apenas uma coluna já foi analisada anteriormente. Enquanto isso, para M3S2S foi disponibilizado apenas a instalação da última coluna, já que os resultados para as duas primeiras instalações foram similares aos dos modelos experimentais analisados anteriormente. Os elementos nas imagens permanecem os mesmos indicados anteriormente.

Em M3S2A, a cravação do tubo durante a instalação da GEC 3 induziu menores deslocamentos laterais (Figura 4.28) na argila adjacente ao lado direito do tubo quando comparado com os resultados dos modelos com apenas uma GEC (M1S2.E1 a M1S2.E5) e pode ser relacionado à variabilidade do modelo. Além disso, o maior espaçamento inicial entre as duas primeiras colunas em M3S2A (aproximadamente 4,0 m na escala real ou 8R) reduziu o efeito da movimentação do solo mole sobre a primeira GEC executada (ao lado esquerdo), uma vez que esse maior espaçamento permite o solo se movimentar com menos restrição. Contudo, a GEC sofre uma flexão ao final do processo, confirmado pelo campo de deslocamentos em seu lado esquerdo, o que indica que, mesmo com espaçamentos muitos maiores, a coluna pode sofrer influência do processo executivo subsequente. Nesse caso, os deslocamentos máximos vistos na região atingem valores de 0,09R. Ainda considerando M3S2A, os deslocamentos laterais máximos passaram de 0,24R aos 25% de cravação para cerca de 0,36R ao final do processo (100%), em ambos os lados do tubo, representando um aumento de cerca de 13% para esses valores durante o processo.

Os deslocamentos verticais apresentaram comportamento similar ao já visto nos modelos anteriores, onde um padrão de bulbo é formado abaixo da ponta do tubo, cujo alcance diminui

com o avanço da cravação. Os máximos deslocamentos verticais descendentes permanecem próximos a $0,36R$ ao lado do tubo, enquanto os máximos deslocamentos ascendentes atingem valores de até $0,19R$ aos 100% de cravação (Figura 4.29). Ainda, valores de deslocamento ascendentes de até $0,10R$ são observados no lado esquerdo da GEC 1, apesar do espaçamento acentuado.

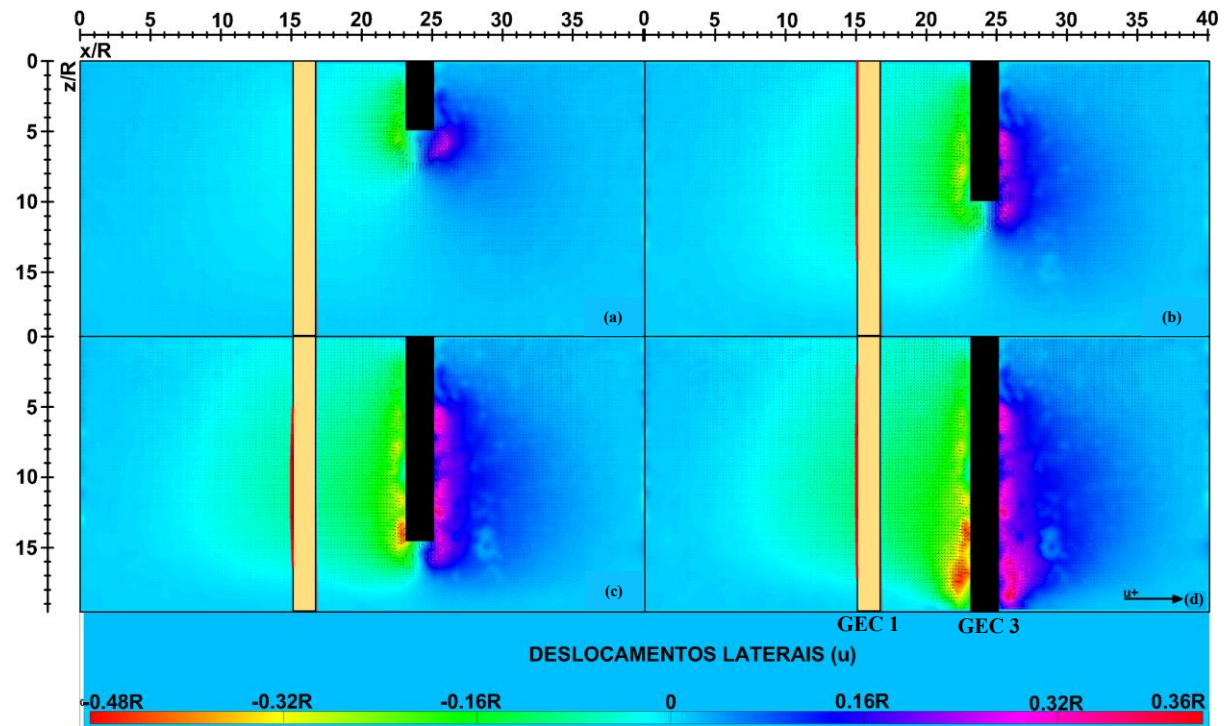


Figura 4.28. Deslocamentos no solo durante a instalação da segunda GEC – M3S2A –
Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

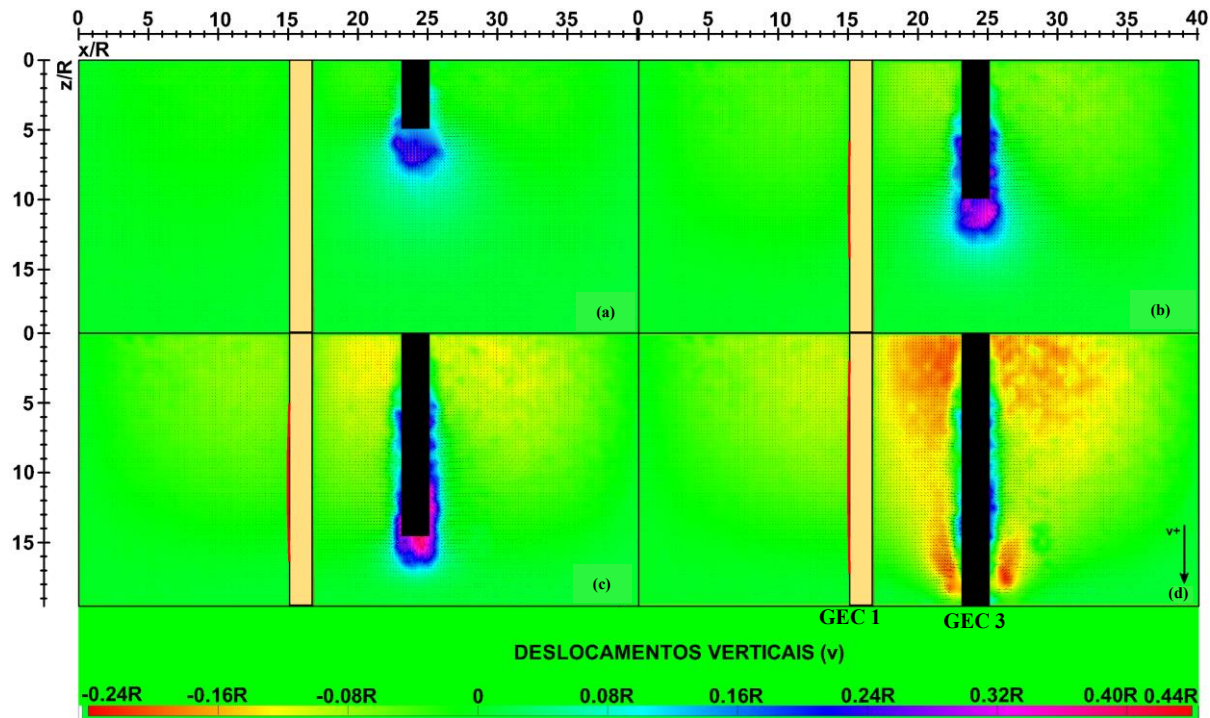


Figura 4.29. Deslocamentos no solo durante a instalação da segunda GEC – M3S2A –
Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Em relação a instalação da GEC 2 (terceira a ser executada), a cravação do tubo executivo resulta em um impacto mais proeminente sobre as outras duas GECs já executadas, cuja região de argila circundante apresenta maiores deslocamentos (Figura 4.30). O confinamento proporcionado pelas duas GECs existentes (GEC 1 e GEC 3) detiveram os deslocamentos laterais, reduzindo os valores máximos para $0,30R$ aos 100% de cravação, uma redução de 29% quando comparado com os valores obtidos durante a instalação da GEC 3, situação em que a argila estava relativamente livre para se mover. Além disso, esses deslocamentos laterais estão distribuídos sobre uma menor área, concentrados nas laterais da ponta do tubo. Entretanto, após os 50% de cravação, deslocamentos laterais surgiram ao lado das colunas, atingindo valores próximos a $0,10R$ a uma distância de cerca de $3R$ em relação a ambas GEC 1 e 3, alcançando valores $0,13R$ para os 100% de cravação, o que pode indicar a movimentação das colunas.

Para os deslocamentos verticais descendentes, os valores dentro do bulbo formado sob a ponta do tubo reduziram significativamente devido ao mesmo confinamento proporcionado pelas GECs, diminuindo de $0,36R$ para $0,19R$, uma redução de 47% em relação a instalação anterior (Figura 4.31). Já para os deslocamentos verticais ascendentes, os valores máximos permaneceram restritos a região central entre as duas primeiras colunas, atingindo um valor máximo de $0,24R$ comparado a instalação da GEC 3. Somando-se a isso, deslocamentos

ascendentes de $0,14R$ sobre uma área ampla, alcançando regiões distantes $10R$ em relação a lateral da GEC 1 e GEC 3. Os efeitos combinados de todos os deslocamentos da argila próximo às duas primeiras colunas pode indicar o movimento desses elementos durante a cravação.

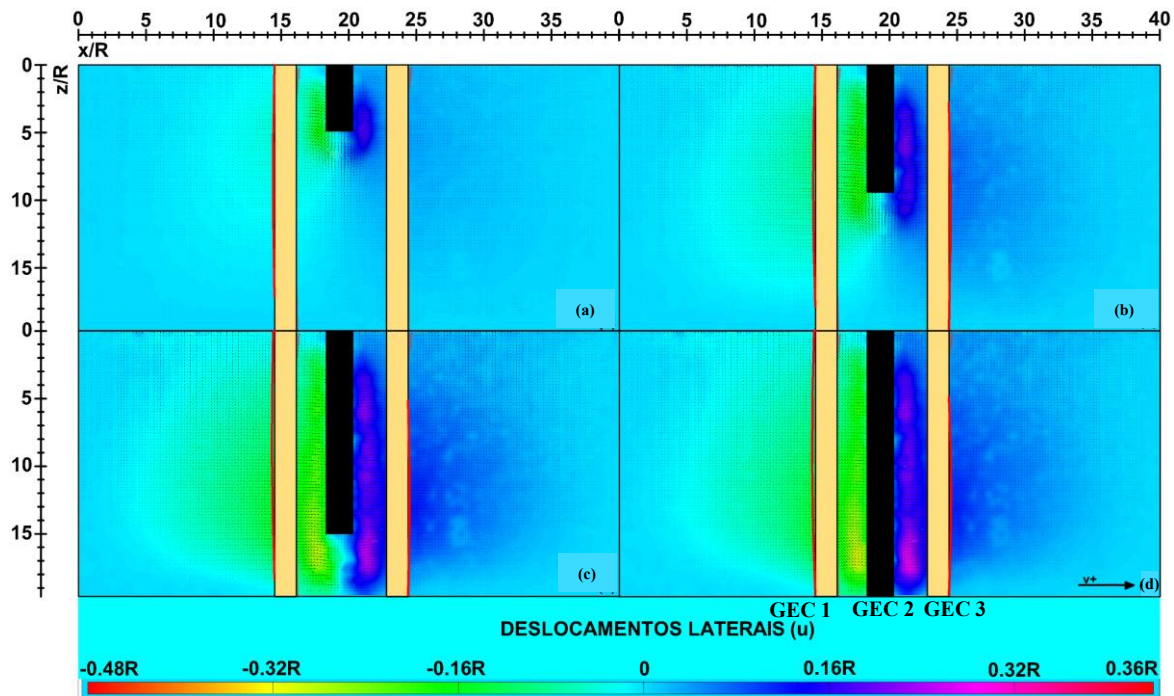


Figura 4.30. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2A – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

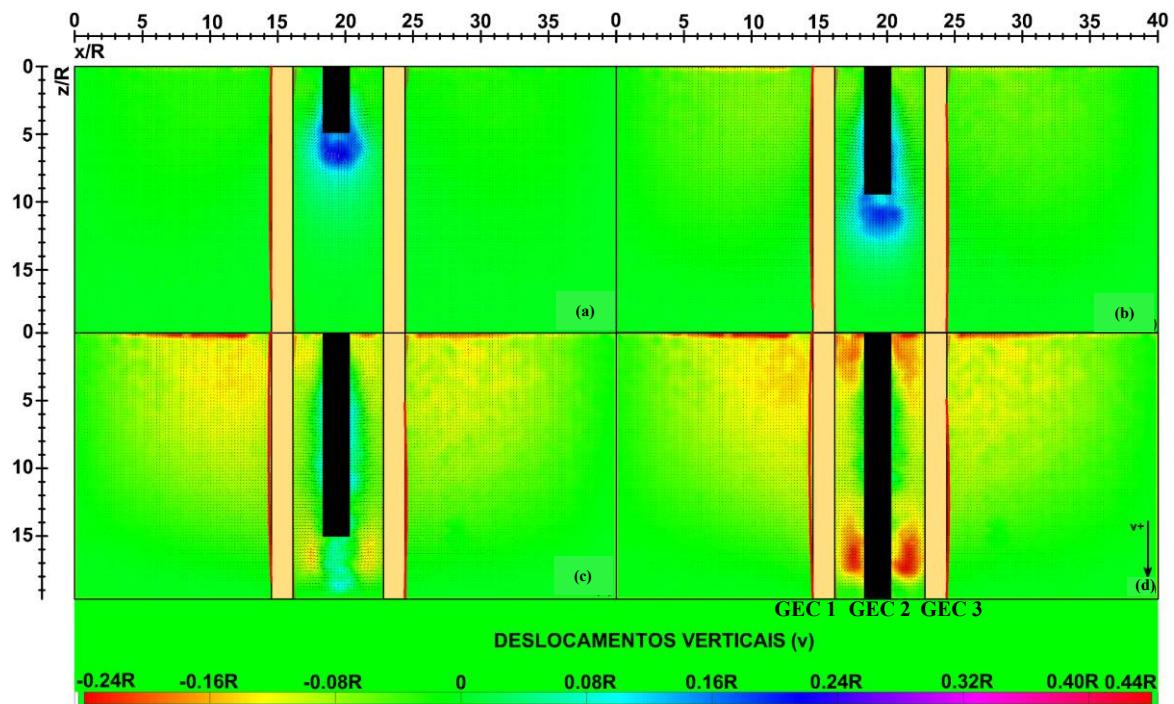


Figura 4.31. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2A – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

O segundo teste envolveu a execução de três GECs em sequência (1-2-3) da esquerda para a direita (M3S2S), mas apenas a instalação da GEC 3 é avaliada, uma vez que os resultados para as instalações das GEC 1 e GEC 2 são similares aos vistos em modelos anteriores (M1S2.E1-M1S2.E5 e M2S2). Durante a instalação da GEC 3, os valores máximos de deslocamentos laterais sobre as duas colunas existentes (GECs 1 e 2) ao final da cravação (100%) são menores que os do caso anterior (M3S2S), também considerando a instalação do último elemento. Esses valores são de, aproximadamente, $0,27R$, uma redução de 10% (Figura 4.32). O comportamento pode ser associado à maior rigidez proporcionada pelas duas colunas existentes no lado esquerdo. Apesar de estar localizada a uma distância maior e estar protegida pela GEC 2, a primeira coluna instalada (GEC 1) ainda exibiu deslocamentos laterais médios de $0,08R$ em seu lado esquerdo. Isso demonstra que ainda existe influência do processo executivo da nova coluna mesmo a distâncias consideráveis do tubo ($8,5R$), com potencial para deformar o elemento mais distante, como demonstrado pela curva de deformação (linha vermelha).

Durante o processo de instalação da GEC 3 também é possível observar deslocamentos laterais no lado esquerdo da GEC 2, com valores médios de $0,12R$, sofrendo maior influência das tensões originárias da cravação do tubo. As curvas de deformação representam o progresso da flexão desde os 25% de cravação até o final do processo. Além disso, para ambos os deslocamentos verticais descendentes e ascendentes (Figura 4.33), as magnitudes e áreas de alcances são muito similares àqueles vistos anteriormente em M2S2, replicando os padrões e sem novas características a serem descritas.

De forma geral, as duas sequências de instalação consideradas apresentaram resultados diferentes e sua aplicação dependerá do objetivo da obra. A primeira configuração, com as três colunas executadas na sequência 1-3-2 (M3S2A), favorece a ocorrência de deslocamentos mais significativos e, conseqüentemente, maiores tensões sobre as GECs, quando considerados os deslocamentos laterais e verticais. Isso afeta diretamente as duas primeiras colunas executadas ao mesmo tempo, uma vez que estão igualmente próximas do tubo. Também nesse caso, os maiores valores de deslocamentos se difundiram em uma área mais ampla entre as duas colunas e o tubo, afetando as GECs em diferentes partes.

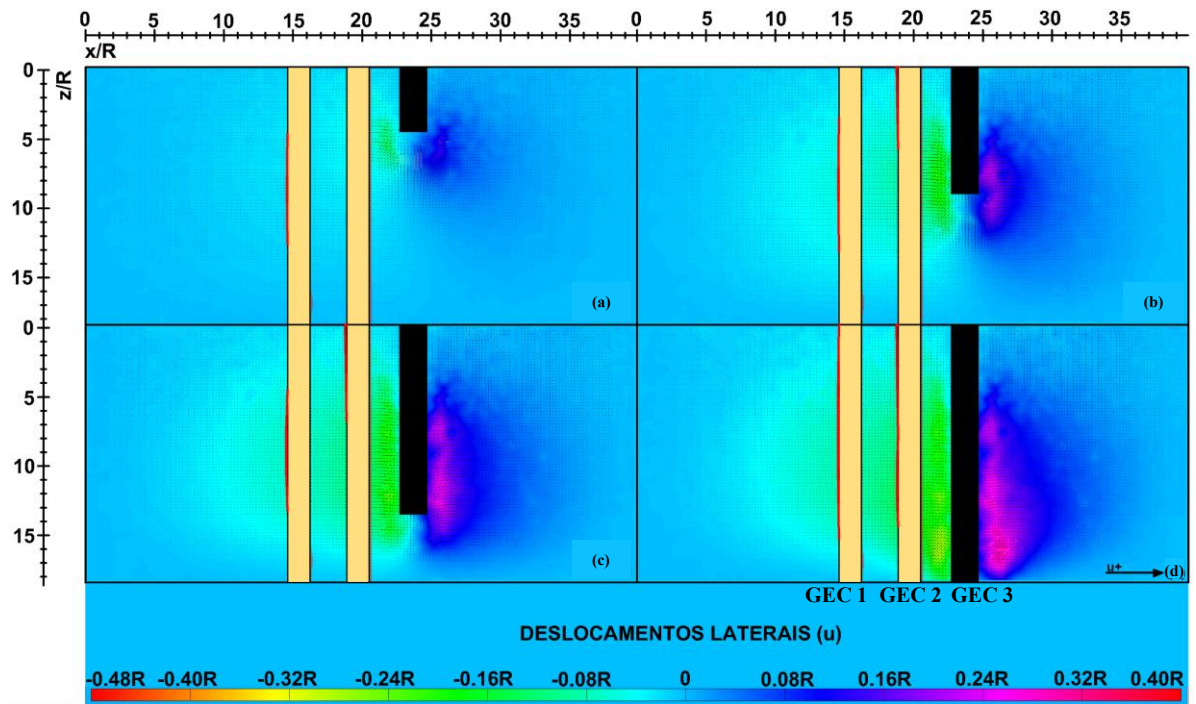


Figura 4.32. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2S – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

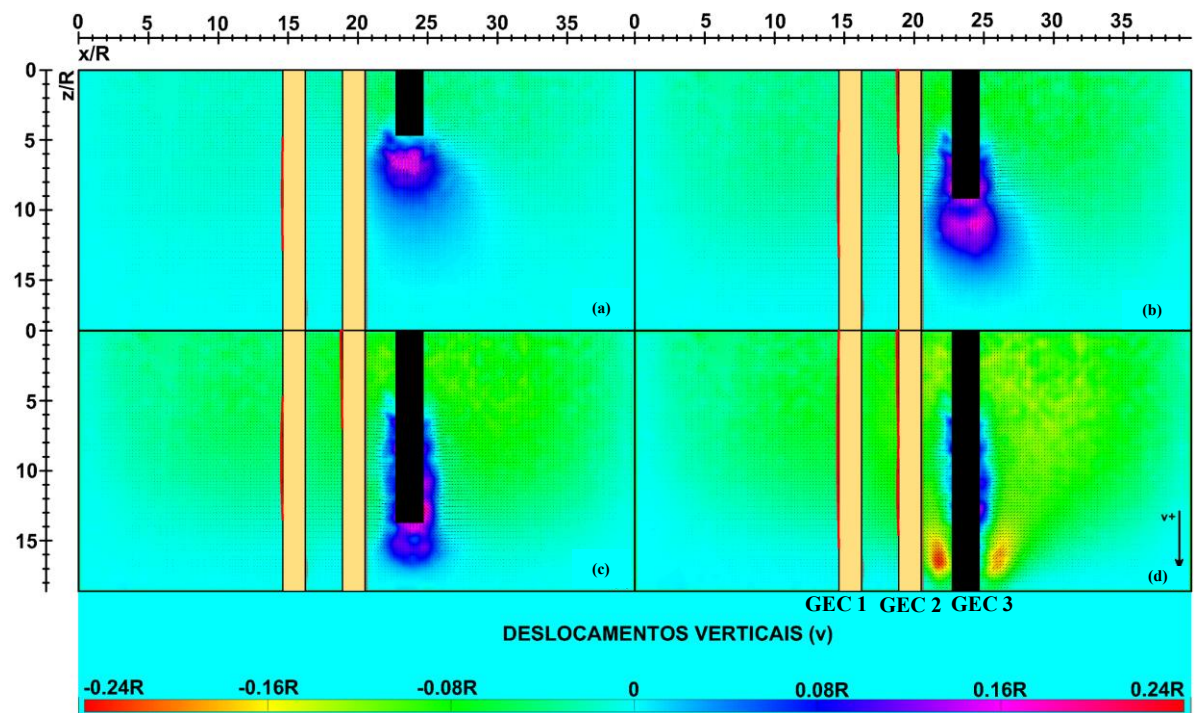


Figura 4.33. Deslocamentos no solo durante a instalação da terceira GEC – M3S2S – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Por outro lado, na segunda configuração 1-2-3 (M3S2S), a instalação sequencial das GECs promoveu a aumento gradual no efeito de escudo sobre as colunas instaladas anteriormente, o

que conteve o movimento do material durante a cravação do tubo. Os máximos valores de deslocamentos laterais sobre as GECs durante a instalação da última coluna são menores do que aqueles vistos em M3S2A (1-3-2), para a terceira instalação, mas as diferenças não são significantes (4% menores). Entretanto, as deformações observadas nas colunas (curvas de deformações) em M3S2A são visivelmente superiores que os vistos no segundo modelo, o que pode ter um grande impacto na performance dos elementos durante o carregamento. A maior diferença está na área de influência desses deslocamentos laterais máximos, a qual é mais localizada para M3S2S (próxima à ponta do tubo), enquanto, para M3S2A, essa área se difunde verticalmente a partir da ponta do tubo até cerca de 80% do comprimento da coluna.

Em complemento a isso, no lado direito dos modelos experimentais, os deslocamentos laterais são menores para M3S2S (1-2-3), durante a instalação da terceira GEC, quando comparados com os vistos em M3S2A (1-3-2), também durante a terceira instalação, sendo ambos casos críticos. O comportamento pode ser associado ao efeito de escudo observado em M3S2S. Isso pode ser mais favorável para estruturas próximas às colunas ao lado esquerdo, como fundações de pontes, os quais são suscetíveis aos efeitos dos deslocamentos laterais quando executadas em argilas moles (Jones et al., 2008; Schnaid et al., 2017).

4.5.2.4. Efeito da instalação de múltiplas colunas.

Nesse último modelo (M4S2S), avaliou-se a efetividade de três linhas de GECs instaladas em sequência da esquerda para a direita (1-2-3-4) no plano central do modelo, em proporcionar um efeito de escudo para estruturas adjacentes e o efeito da instalação da quarta GEC sobre os elementos existentes. Apenas a instalação da quarta GEC foi considerada, uma vez que as outras instalações são semelhantes às vistas em modelos anteriores e apresentaram o mesmo comportamento. O espaçamento é o mesmo adotado nos modelos anteriores com três GECs ($S = 2.0$ m).

Em relação aos deslocamentos laterais, os máximos valores observados entre o tubo e a GEC 3 são de aproximadamente $0,27R$, como aqueles observados em M3S2S (sequência 1-2-3) durante a instalação da GEC 3, mas com um menor alcance (Figura 4.34). Basicamente, a última cravação promoveu deslocamentos laterais máximos similares entre os dois modelos comparados, repetindo o mesmo padrão para cada nova coluna executada.

Deslocamentos laterais também são vistos ao lado esquerdo de cada uma das colunas, atingindo valores próximos de $0,12R$ ao lado da GEC 3, $0,08R$ ao lado da GEC 2 e $0,06R$ ao lado da GEC 1, indicando que o movimento da argila durante a quarta instalação influencia mesmo a coluna mais distante. As curvas de deformação (linha vermelha) apresentam as deformações acumuladas após os sucessivos processos de instalação, resultado da flexão induzida pela movimentação da argila sobre os elementos. Destaca-se que, durante a última instalação (GEC 4), apenas a GEC 3 sofreu flexão, em cerca de $2/3$ de seu comprimento, sendo as outras colunas preservadas com apenas as deformações resultantes das instalações anteriores. Além disso, a flexão na GEC 3 foi mais acentuada que nos outros elementos e pode ser associada à variabilidade do modelo. O fato de que as duas primeiras colunas manterem suas últimas geometrias pode ser uma evidência consistente de que as linhas de GEC são eficazes em promover um efeito de escudo sobre a região esquerda do modelo. Basicamente, a última instalação (GEC 4) apresentou resultados similares as outras instalações, repetindo o comportamento para cada novo elemento executado.

Os deslocamentos verticais descendentes exibiram um comportamento similar ao já visto em quase todos os modelos anteriores, formando o mesmo padrão de bulbo durante a quarta instalação (Figura 4.35), com valores máximos entre $0,16R$ e $0,24R$ concentrados dentro dessa região. Esses valores reduzem para $0,08R$ na região limítrofe do bulbo (curva de alcance). Já para os deslocamentos verticais ascendentes, os valores máximos foram de cerca de $0,24R$ e permaneceram confinados na região entre o tubo e a coluna vizinha. No lado direito do modelo, os valores verticais ascendentes atingiram valores entre $0,16R$ e $0,24R$, concentrados em um ponto próximo à ponta do tubo e na superfície da camada de argila, também próximo ao tubo, ao se considerar o final da cravação. Logo, o comportamento geral permaneceu o mesmo dos modelos anteriores, sem variações significativas.

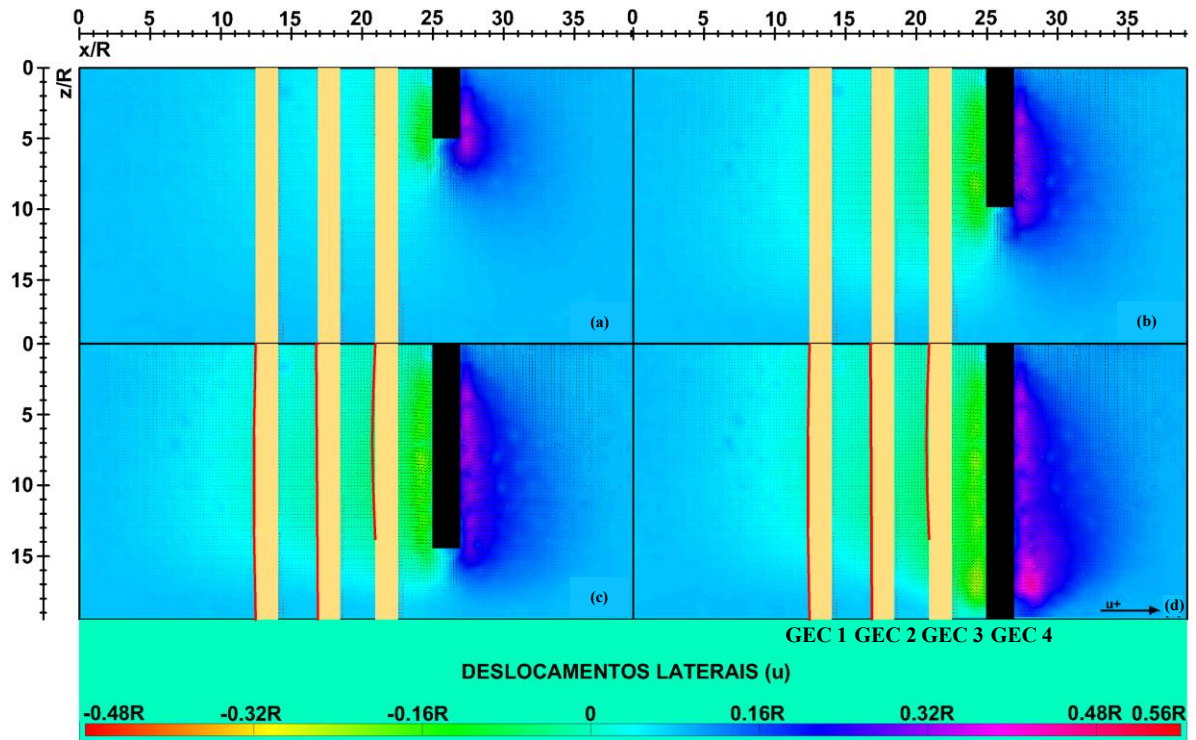


Figura 4.34. Deslocamentos no solo durante a instalação da quarta GEC – M4S2S – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

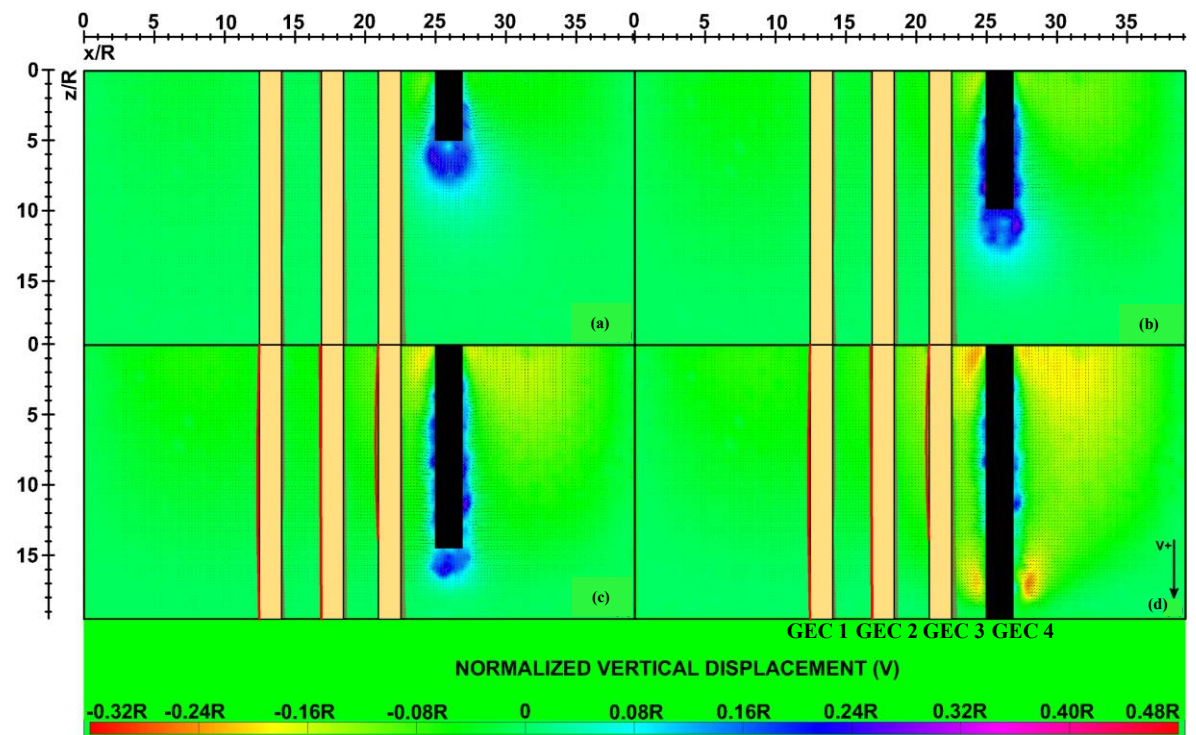


Figura 4.35. Deslocamentos no solo durante a instalação da quarta GEC – M4S2S – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

De forma geral, a adição de uma GEC limitou o alcance dos deslocamentos no lado esquerdo do modelo (lado oposto da região de instalação da GEC 4), protegendo os elementos localizados nessa região. Os padrões e valores dos deslocamentos permaneceram consistentes quando comparados com os obtidos durante a execução da terceira coluna em M3S2S, com pequenas variações em sua área de influência. Considerando isso, a adição cumulativa de GECs melhora o efeito de escudo no sistema, protegendo estruturas adjacentes em relação aos deslocamentos laterais da argila e contendo o acréscimo de tensões na região. Esse comportamento é muito importante para estruturas como aparelhos de apoio de pontes e fundações executadas em argilas moles, os quais podem estar sujeitos aos sérios efeitos dos deslocamentos laterais resultantes da construção de aterros.

4.5.3 Análise do carregamento

Após o processo de instalação das colunas, prosseguiu-se com o seu carregamento estático. O intuito foi avaliar os campos de deslocamentos oriundos do processo, além de verificar o comportamento carga x deformação dos elementos. Todas as configurações empregadas nos modelos foram testadas, independentemente do número de colunas instaladas.

Para cada configuração, a análise foi dividida em duas partes, sendo a primeira o carregamento das colunas até a carga de projeto e a segunda a progressão do carregamento até a carga máxima suportada pelo equipamento construído. O intuito da segunda etapa da análise foi verificar as deformações e cargas suportadas pelos elementos em situações críticas, muito acima do carregamento definida em projeto.

Desse modo, o carregamento aplicado foi definido de modo a simular uma carga geostática equivalente a um aterro granular com 5,0 m de altura, considerando os espaçamentos adotados e células unitárias equivalentes para uma malha quadrada de colunas nos diferentes casos estudados. A carga adicional aplicada procurou levar as colunas e o reforço a romper, entretanto, em alguns casos, a carga máxima empregada ainda não foi suficiente para atingir esse fim, devido às limitações do equipamento. Nos tópicos a seguir, os resultados e análises são apresentados para cada um dos casos estudados.

4.5.3.1. Coluna individual

Ao total, cinco colunas foram carregadas individualmente, correspondentes aos modelos experimentais M1S2.C1 e M1S2.C2; e M1S2.E1 a M1S2.E3. A Tabela 4.7 apresenta as

características das colunas ensaiadas. Nesse caso, foram carregadas duas colunas granulares convencionais com densidades relativas distintas (M1S2.C1 e M1S2.C2) e três GECs, sendo uma menos compactada e duas bem compactadas (M1S2.E1, M1S2.E2 e M1S2.E3). Os significados dos caracteres empregados nas nomenclaturas dos modelos foram apresentados anteriormente. A carga foi aplicada por meio de uma sapata com diâmetro equivalente ao da coluna acoplada a um eixo vertical. Todo o sistema foi alinhado com o eixo geométrico das colunas.

Tabela 4.7. Características das colunas

Modelo	Tipo de Coluna	Espaçamento	CR
M1S2.C1	Convencional	2,0 m	83%
M1S2.C2	Convencional		53%
M1S2.E1	Encamisada		58%
M1S2.E2	Encamisada		83%
M1S2.E3	Encamisada		83%

Durante o processo, um vídeo foi capturado para posterior análise no *software* PIVLab. Nas imagens, o retângulo preto indica a posição da sapata de aplicação de carga no respectivo estágio de carregamento, o retângulo amarelo delimita a área aproximada da coluna, enquanto a linha vermelha indica a região superior deformada dos elementos. O modelo M1S2.C1 (Figura 4.36), apesar da maior compacidade da coluna, resultou em maiores deformações radiais na porção superior do elemento, considerando o carregamento de projeto, que corresponde à tensão geostática equivalente a um aterro de 5,0 m de altura.

Nesse caso, a carga de projeto equivale a cerca de 62% do carregamento total máximo aplicado à coluna, considerando-se que toda a carga do aterro é transmitida para a coluna. A deformação radial experienciada pela coluna também resultou em um acréscimo de tensões na argila circundante, o que é evidenciado pelo campo de deslocamentos laterais na região (Figura 4.36-a). Essas deformações tomaram a forma aproximada de um bulbo com valores de deslocamento laterais máximos de 0,17D, cuja abrangência se estendeu até a profundidade de 2,5D em relação ao topo da coluna.

Avaliando-se o campo de deslocamentos verticais (Figura 4.36-b), observa-se um movimento descendente da argila, logo abaixo do bulbo, formado pelas deformações radiais. Os valores máximos evidenciados possuem magnitude de cerca de 0,18D e se concentram em volta da

porção inferior do bulbo. Esse comportamento indica uma compressão vertical da argila pelo efeito da movimentação axial do bulbo durante o carregamento, resultado de uma evidente ruptura do elemento, o que é indicado também pelos deslocamentos axiais excessivos observados na curva de carga x recalque até o estágio considerado, de aproximadamente 182 m no protótipo. Logo, mesmo bem compactada, a coluna granular não tem capacidade de suportar a carga de projeto adotada em argila muito mole, colapsando nos estágios de carga precedentes.

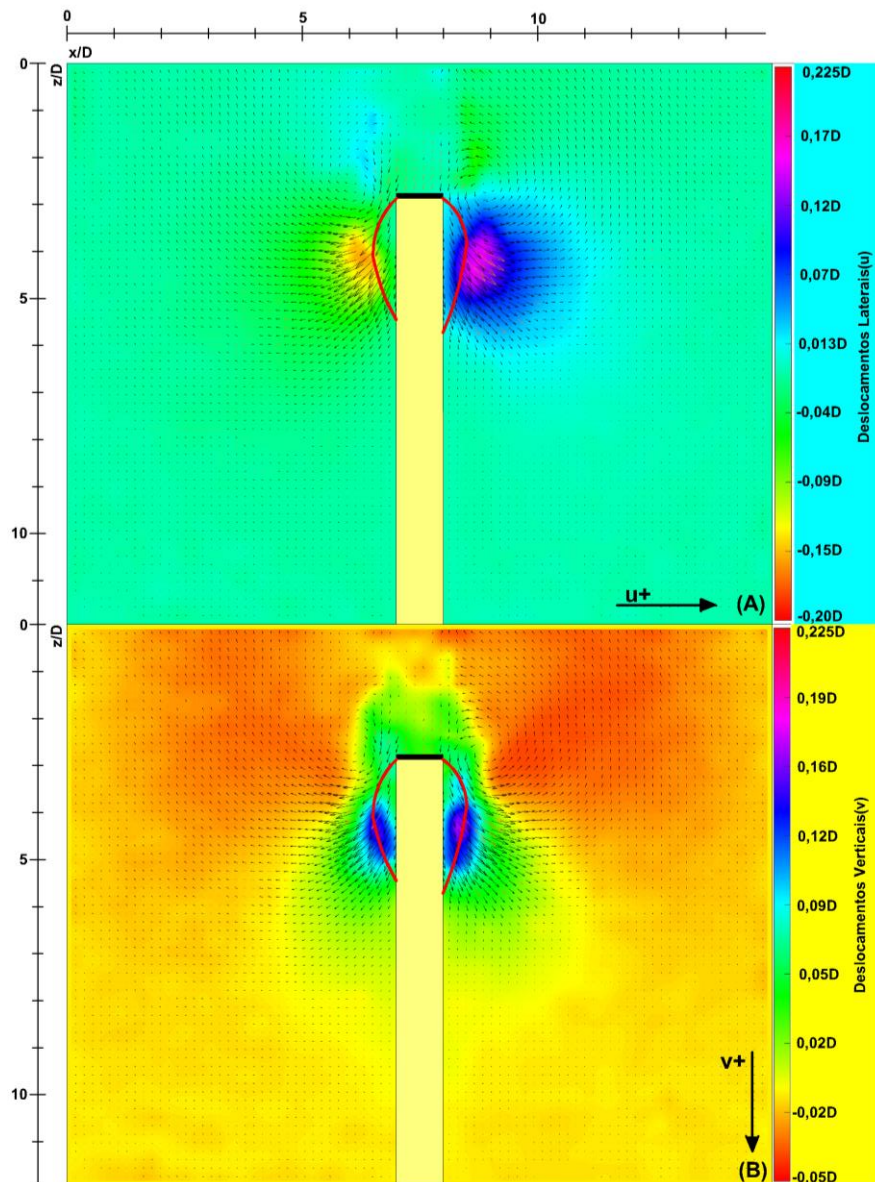


Figura 4.36. Carregamento – M1S2.C1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

Considerando-se agora a progressão do carregamento até a carga máxima, a região deformada do bulbo deslocou a argila circundante, promovendo deslocamentos laterais máximos de até 0,20D ao final do carregamento (100%), por uma extensão de até 3D abaixo do topo da coluna

(Figura 4.37). Considerando-se que esses deslocamentos laterais máximos iniciam com valores de até $0,04D$ aos 25% de carregamento, o valor final representa um aumento de 300%.

Na direção v , a manifestação do bulbo logo nos estágios iniciais de carregamento ocasionou uma compressão da argila localizada imediatamente abaixo, que progrediu durante o processo de deformação vertical da coluna, resultando em significativos deslocamentos verticais nesta região (Figura 4.38). Esse fenômeno iniciou com deslocamentos verticais próximos a $0,05D$ aos 25% do carregamento e encerrou com um valor de cerca de $0,20D$ aos 100%, um aumento também de 300%. Logo, percebe-se que os efeitos da formação do bulbo, também definido como uma deformação radial da coluna são distintas para as duas direções. Na direção horizontal, os deslocamentos são oriundos da expansão lateral do bulbo, enquanto na direção vertical, os deslocamentos provêm, predominantemente, da movimentação axial do bulbo durante a ruptura da coluna.

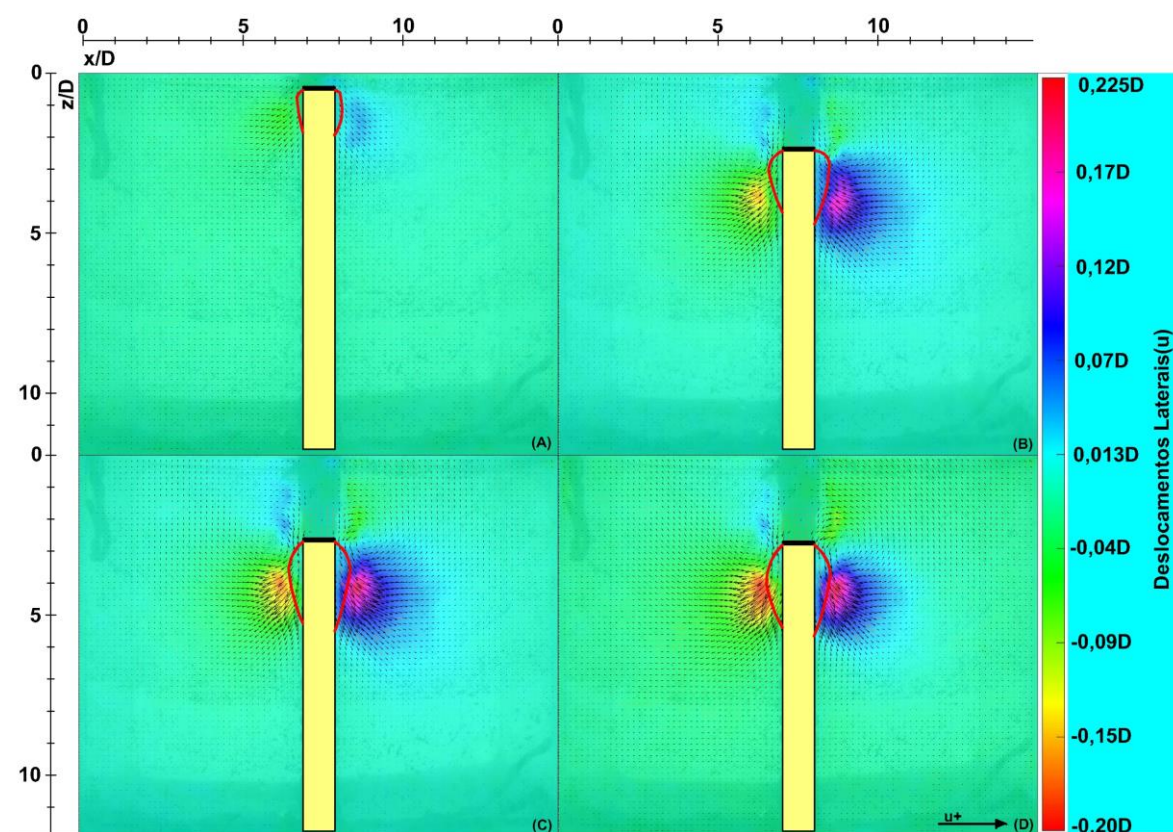


Figura 4.37. Carregamento máximo – M1S2.C1 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

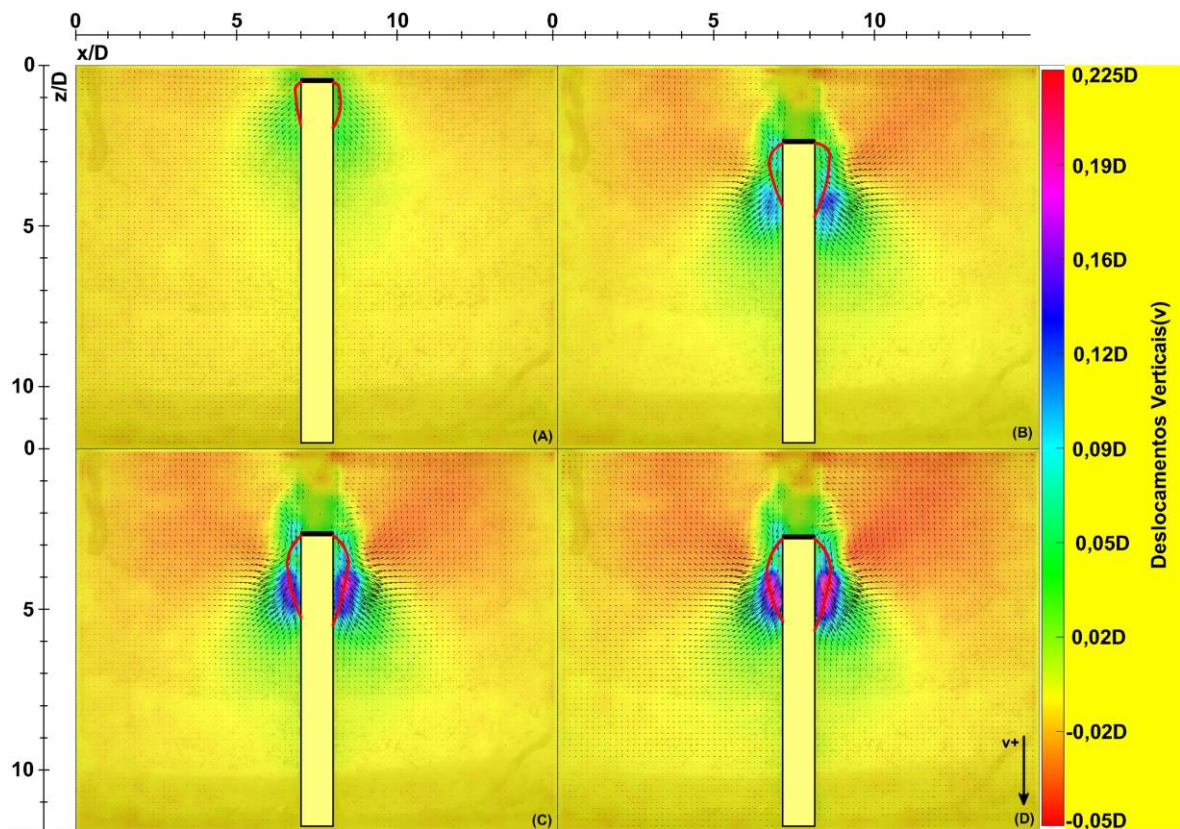


Figura 4.38. Carregamento máximo – M1S2.C1 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Apesar da menor compacidade, a coluna convencional instalada em M1S2.C2 sofreu menores deformações radiais para o carregamento de projeto (5,0 m de aterro), que correspondeu a, aproximadamente, 72% do carregamento total aplicado. Nesse caso, os deslocamentos laterais máximos da argila ao lado do bulbo formado na coluna atingiram um valor máximo de 0,075D, cuja área de abrangência se estendeu até uma profundidade de 2,1D abaixo do topo do elemento (Figura 4.39-a).

Adicionalmente, a coluna apresentou comportamento semelhante ao caso anterior em termos de deslocamentos verticais, onde o bulbo formado carregou a argila durante a deformação axial do elemento (4.39-b). Os deslocamentos verticais atingiram valores máximos de 0,075D e, novamente, mantiveram-se concentrados na parte inferior do bulbo. A deformação axial apresentada pelo elemento foi maior, atingindo cerca de 2,50 m de recalque após aplicada a carga de projeto (62% da carga total aplicada), significativamente superior devido à menor compacidade. Logo, o elemento já se encontra colapsado no estágio de carga correspondente ao aterro de projeto, não sendo capaz de atender às solicitações impostas.

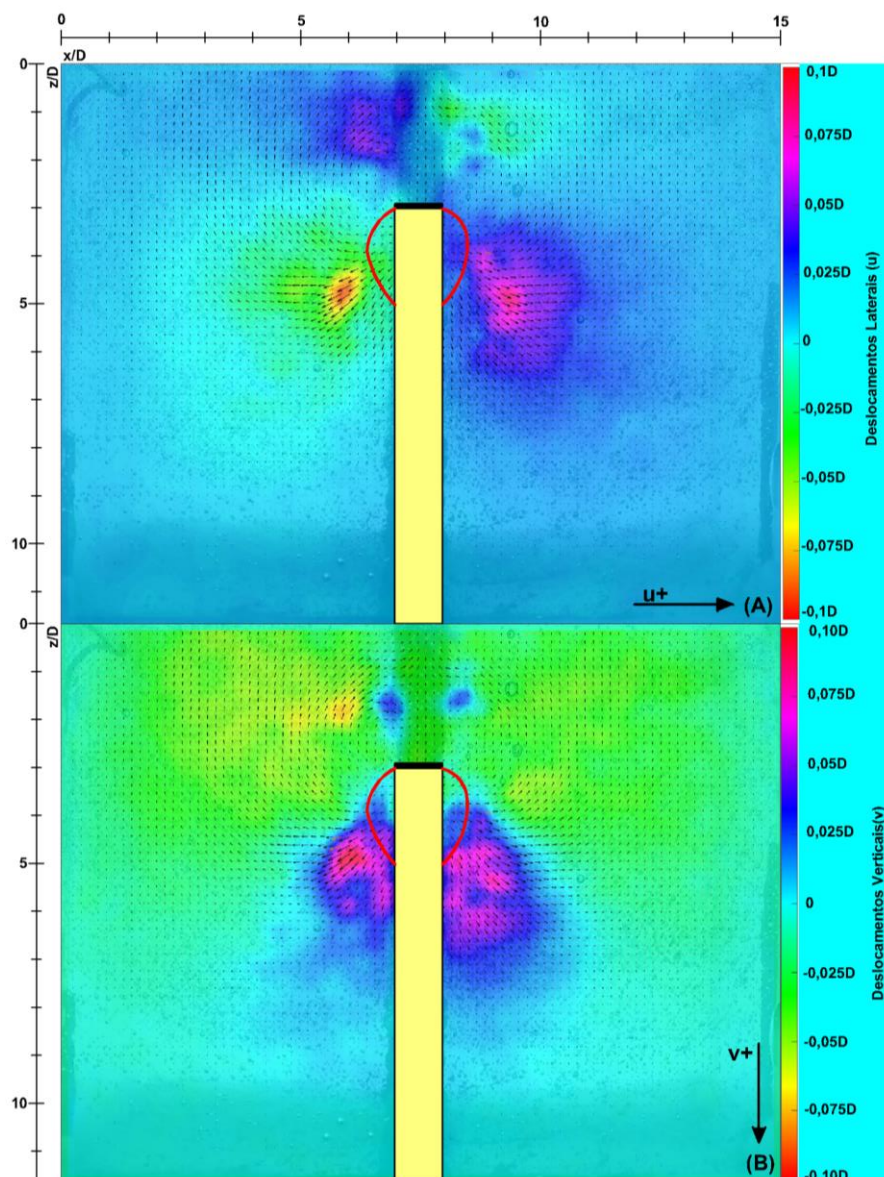


Figura 4.39. Carregamento – M1S2.C2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

Em relação ao processo de carregamento máximo (Figuras 4.40 e 4.41), a coluna ainda apresentou uma menor deformação radial na parte superior quando comparado a M1S2.C1, atingindo uma profundidade de $2,0D$ (Figura 4.40) em relação ao topo da coluna. Esse comportamento pode estar relacionado à predominância de deformações axiais sobre as radiais devido à baixa compacidade do elemento e o baixo confinamento na parte superior, onde a coluna não possui capacidade de suporte suficiente para a formação de um bulbo mais proeminente nos estágios iniciais do carregamento. Isso pode ser visualizado nas etapas de 75% e 100% (Figura 4.40), em que se observa uma situação de estabilidade da coluna, com uma variação de deslocamentos axiais quase nula na curva de carga x recalque. Nesse momento, o bulbo sofre um maior acréscimo de volume com o aumento do carregamento.

Nos estágios iniciais, essa variação de volume ocorreu de forma menos significativa, e, com a ruptura do elemento, essa formação sofreu um deslocamento vertical com menor perturbação do material circundante, ainda que significativo. Os deslocamentos laterais máximos na argila ocorridos na região do bulbo formado iniciaram com valores próximos a $0,02D$ aos 25% de carregamento (Figura 4.40), atingindo até $0,09D$ ao final do processo, acréscimo de 350% (Figura 4.40). Esses valores máximos ao final do carregamento são cerca de 55% menores que os vistos em M1S2.C1. Além disso, percebe-se a influência da deformação radial a uma distância de até $4D$ em relação à lateral da coluna para ambos os modelos, com valores médios na região de $0,07D$ para M1S2.C1 e $0,03D$ para M1S2.C2.

Como visto anteriormente, o campo de deslocamentos verticais demonstrou o arraste da argila sob o bulbo formado, criando um movimento descendente na região (Figura 4.41). Os deslocamentos verticais máximos atingiram valores de até $0,075D$ na mesma região ao final do carregamento, um aumento de 275% em relação ao estágio de 25% de carga. Comparado a M1S2.C1, o bulbo formado exerceu menos influência na argila circundante. Em M1S2.C2, também se percebeu que a região deformada tendeu a puncionar a argila transparente durante a ruptura, em que se verificou que parte do solo transparente circundou o bulbo em uma espécie de movimento de pinça. Em ambos os casos, pode-se verificar a ruptura por deformação radial, como descrito por Barcksdale e Bachus (1983), que avaliaram diferentes formas de ruptura em colunas granulares.

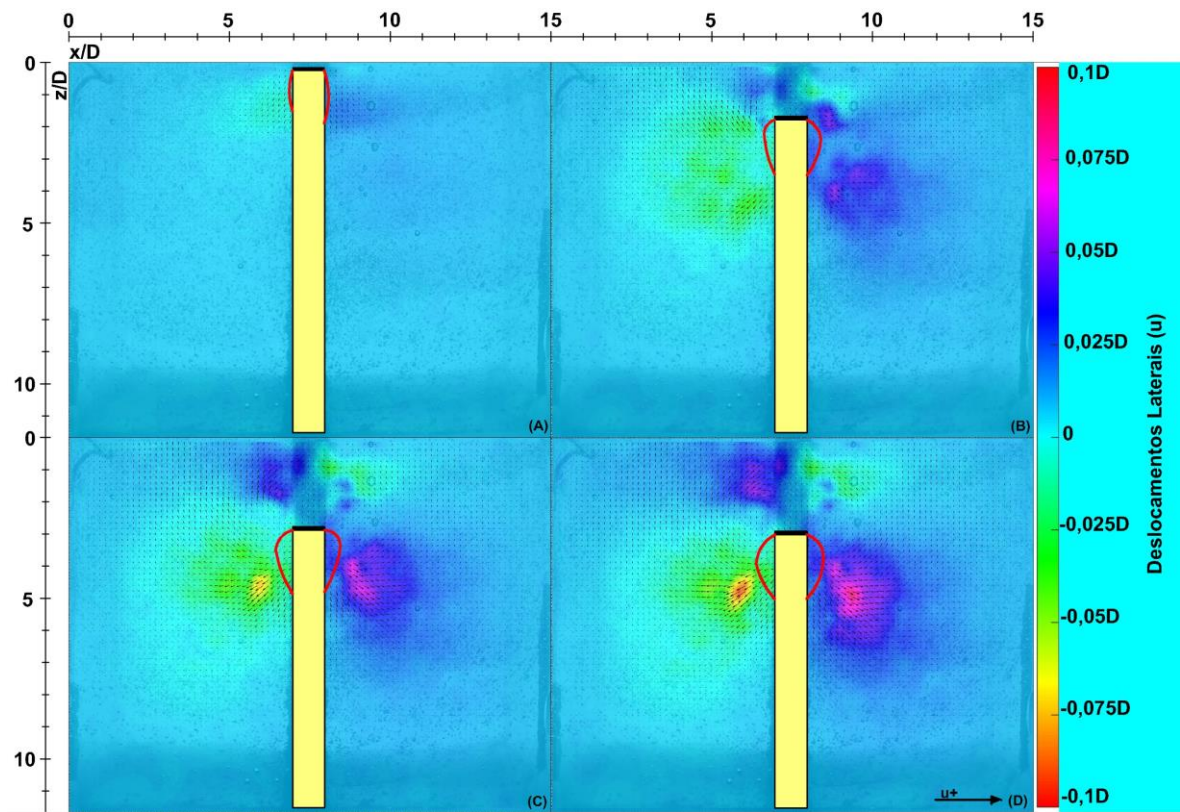


Figura 4.40. Carregamento máximo – M1S2.C2 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

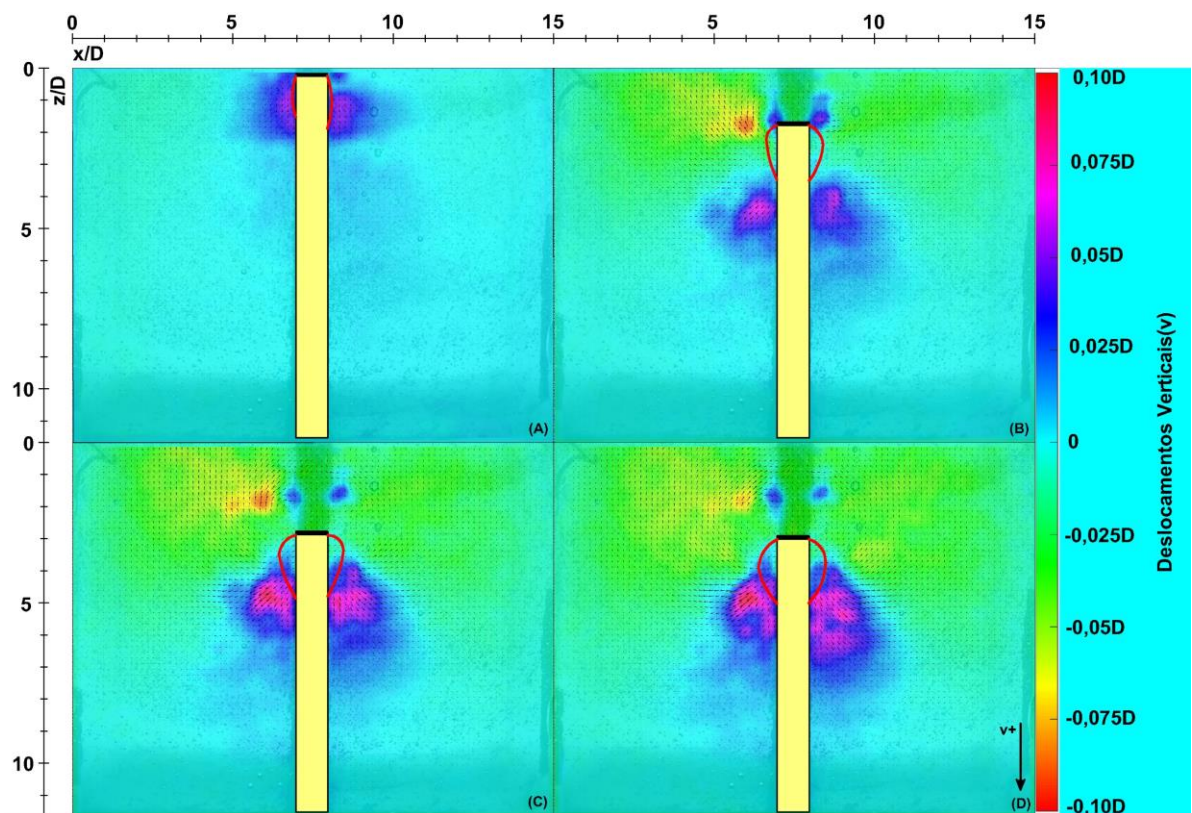


Figura 4.41. Carregamento máximo– M1S2.C2 – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Em relação aos recalques das colunas convencionais, verificou-se que o aumento do carregamento além do de projeto levou ainda mais à completa ruptura dos elementos após alguns estágios de carregamento. Na Figura 4.42 resume o comportamento em relação aos recalques após aplicação dos estágios de carregamento para todas as colunas estudadas. A ausência de confinamento proporcionada pela argila mole (Almeida *et al.*, 2014; Tandel *et al.*, 2017) não permite a transmissão de cargas para o solo competente, o que gerou deformações laterais excessivas concomitantemente com o movimento descendente do elemento. Quando analisada a influência da Compacidade Relativa (CR), verifica-se que o elemento mais compacto (M1S2.C1) apresentou um deslocamento vertical total inferior ao do elemento menos compactado (M1S2.C2), com uma diferença de cerca de 33%. Contudo, ambos os elementos colapsaram, apresentando baixas capacidade de suporte.

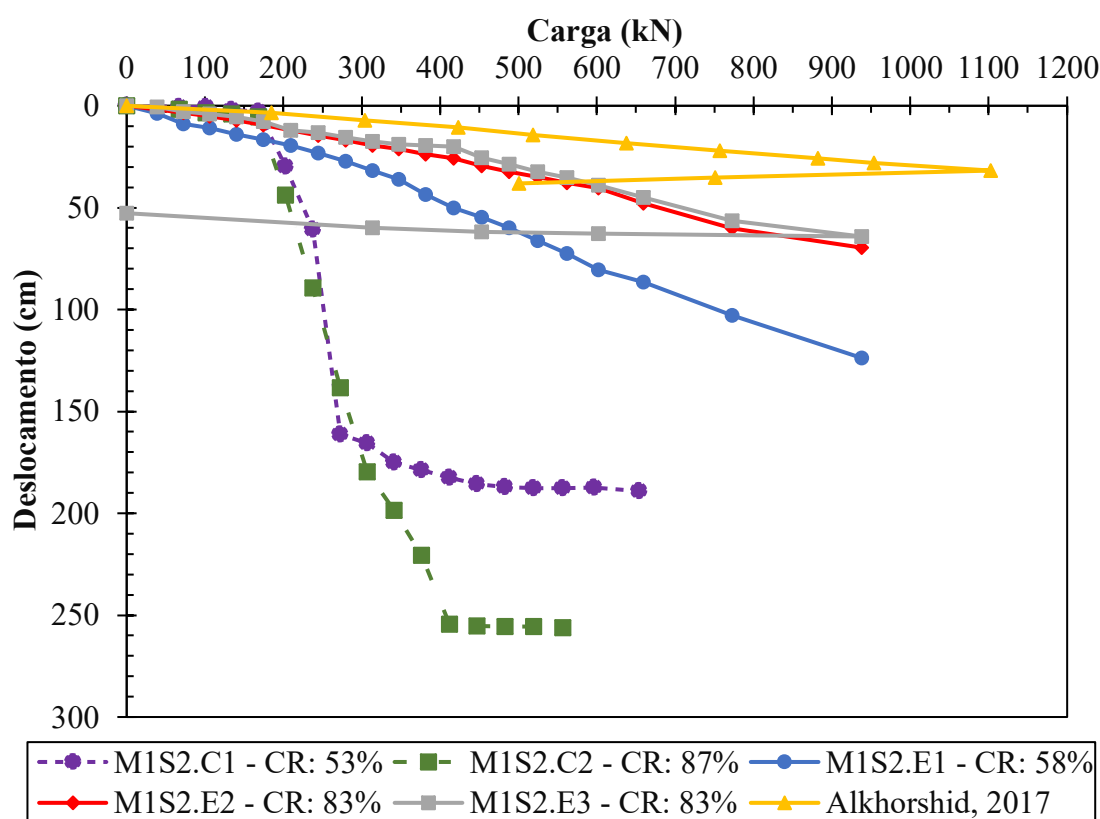


Figura 4.42. Curva carga x deformação das diferentes colunas avaliadas.

Inicialmente, as colunas sofrem pequenas deformações, com acréscimos graduais até 25% do carregamento. Entretanto, a partir desse ponto, os elementos sofrem uma ruptura abrupta, com deformações crescentes e significativas. Após a ruptura, a coluna sofre uma estabilização dos deslocamentos, que praticamente cessam, demonstrando certa resistência à movimentação nos

estágios finais de carregamento. Apesar disso, mesmo para a coluna mais compacta, as deformações verticais são exacerbadas, sendo necessário reduzir os espaçamentos entre os elementos para que estes sejam capazes de suportar aterros de maiores dimensões. Considerando-se que toda a carga do aterro seja transferida para as colunas, situação irreal na prática, para que a malha quadrada de colunas considerada suporte o aterro de 5,0 m de altura antes de sua ruptura, seria necessário um espaçamento de 1,30 m entre os elementos, o que pode tornar a técnica antieconômica.

No caso dos modelos com colunas encamisadas, observou-se um comportamento bem superior em relação às deformações dos elementos. Em M1S2.E1 (Figura 4.43), cuja GEC possui menor compacidade, o elemento apresentou um desempenho superior quando submetido à carga de projeto (43% da carga total), com uma deformação axial de cerca de 50 cm, cerca de 73% inferior ao valor obtido para a coluna convencional menos deformada (M1S2.C1). Entretanto, já nessa etapa, o elemento apresentou deformações laterais assimétricas, o que indicou um processo de flexão sofrido pela GEC, que está sendo carregada de forma isolada, o que não provavelmente não aconteceria no campo.

Nesse caso, foram observados deslocamentos laterais de até 0,07D na região superior esquerda do elemento e de 0,075D na região central direita, evidenciando uma tendência à curvatura do elemento. Os deslocamentos verticais também apresentaram certa assimetria, correspondendo às regiões de possível curvatura indicadas pelo campo de deslocamentos laterais. Nesse caso, os deslocamentos máximos observados não foram superiores a 0,06D, valores considerados pequenos apesar de ter ocorrido tal flexão. Apesar disso, a coluna ainda apresentou comportamento significativamente superior ao visto para as colunas convencionais. Deve-se considerar também que a flexão observada ocorreu para uma situação irreal, em que a GEC se encontra isolada e com baixa compacidade, enquanto, em uma situação real, o elemento estaria inserido em uma malha de colunas e com compacidade adequada. Além disso, os deslocamentos observados ainda são muito baixos para serem considerados relevantes.

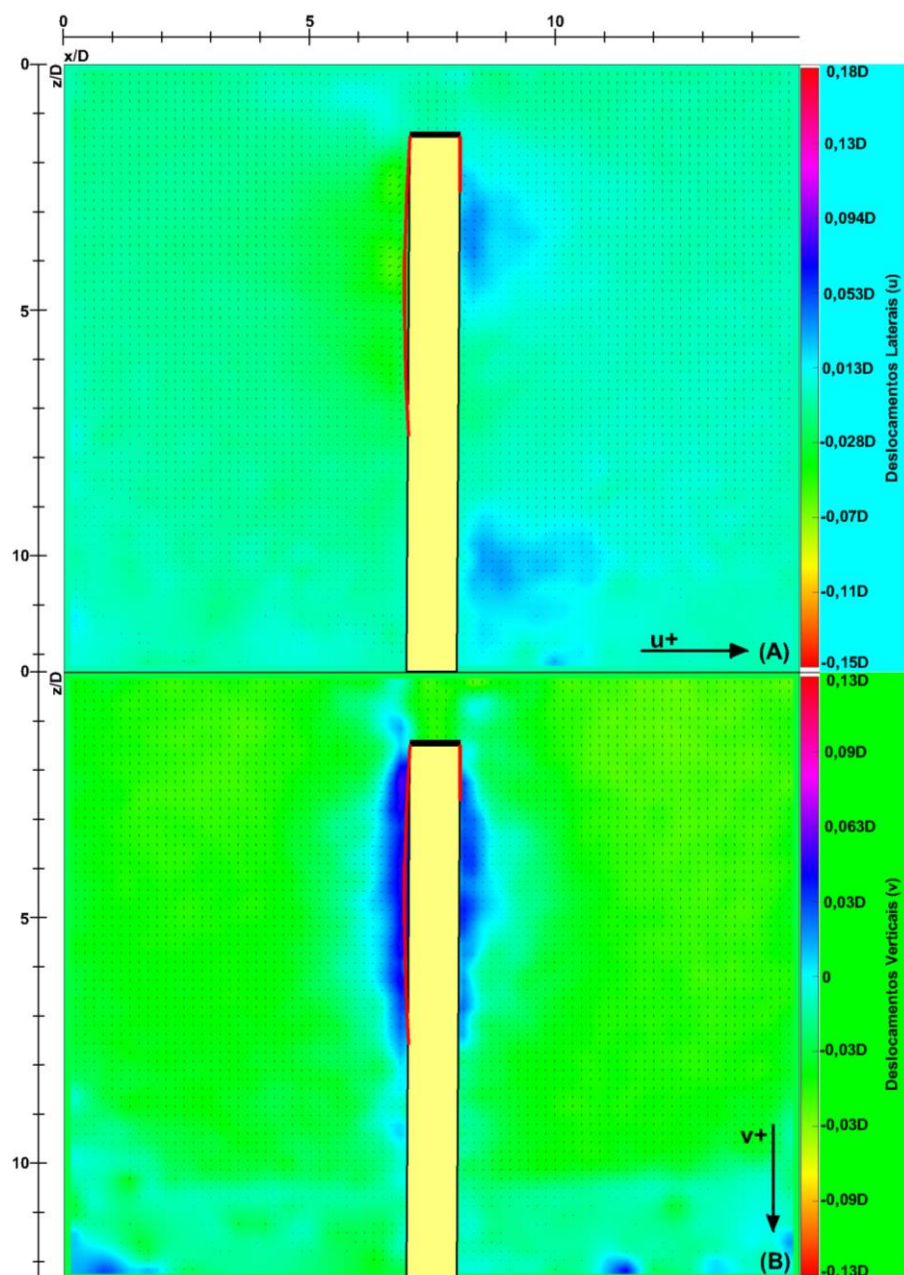


Figura 4.43. Carregamento – M1S2.E1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v .

Considerando agora todo o carregamento aplicado em M1S2.E1 (Figuras 4.44 e 4.45), verificou-se que a flexão vista na carga de projeto teve início após metade do carregamento (50%), acentuando-se com o progresso do ensaio e culminando em uma situação de ruptura aos 100%. A tendência à essa ocorrência pode ser visualizada desde o início, com o surgimento de deslocamentos assimétricos na argila mole, ao longo da coluna, na direção u (Figura 4.44). No entanto, a maior tendência à flexão ocorreu para carregamentos superiores ao valor de projeto. Salienta-se novamente que essa flexão seria bastante reduzida ou inexistente considerando-se um grupo de colunas e não apenas uma.

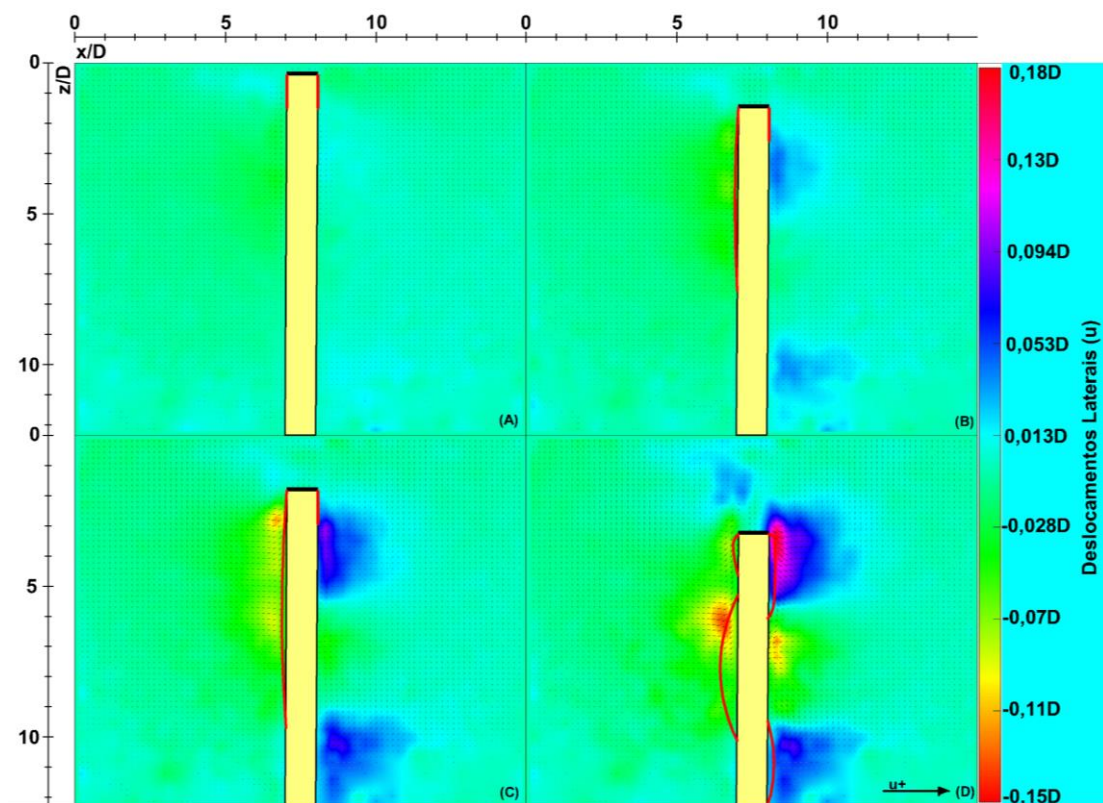


Figura 4.44. Carregamento máximo – M1S2.E1 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

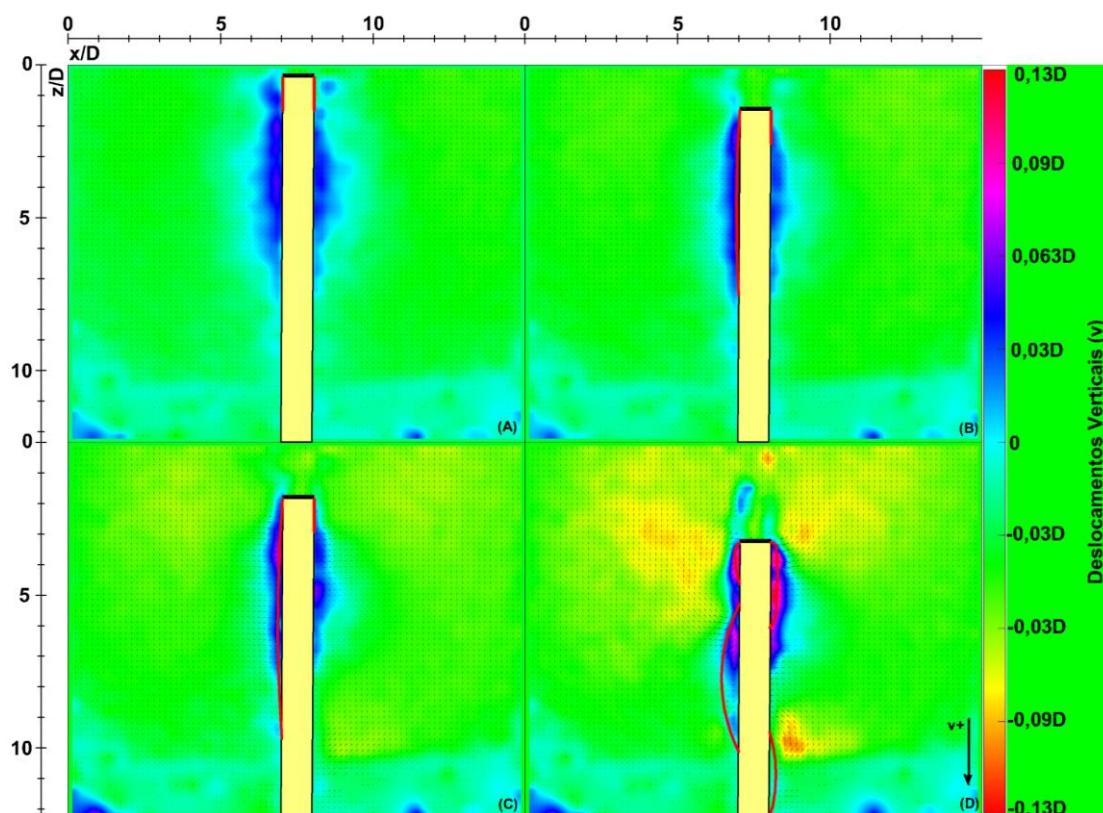


Figura 4.45. Carregamento máximo – M1S2.E1 – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Para este caso, os valores máximos de deslocamentos laterais iniciam em 0,03D aos 25% de carregamento, atingindo valores de 0,18D ao final do processo, totalizando 500% de aumento. Esses deslocamentos são proeminentes nas regiões de curvatura da coluna após a flexão, permitindo inferir as regiões mais deformadas da coluna. Observa-se também a incidência de deformações radiais reduzidas na porção superior da GEC, que podem estar associadas tanto ao carregamento quanto à flexão.

Os deslocamentos verticais (Figura 4.45) também indicam a flexão da coluna, uma vez que apresentam comportamento assimétrico, ainda que menos acentuado do que no caso dos deslocamentos laterais. Os valores máximos nesse caso iniciam com magnitude de cerca de 0,08D (25% do carregamento) e finalizam em 0,13D ao final do carregamento (63% de aumento). Pode-se inferir que essas ocorrências estão associadas à compressão do solo pela região deformada da GEC, processo similar ao visto em M1S2.C1 e M1S2.C2.

A flexão observada pode estar relacionada à esbeltez do elemento associado à sua baixa CR, o que reduz a sua capacidade de suporte. Além disso, o fato de o elemento ser semirrígido o torna mais suscetível a carregamentos excêntricos devido à geometria irregular da coluna. Contudo, novamente, deve-se salientar que o carregamento foi realizado para apenas uma coluna, em condições não-drenadas, diferentemente das condições encontradas em campo. O comportamento observado se assemelha a ruptura por flexão descrita em Babu *et al.* (2012), que estudaram diferentes tipos de ruptura em colunas granulares, mas sem emprego de solo transparente, analisando técnicas executivas e comportamento desses elementos sob diferentes tipos de carregamentos.

Ao se considerar uma GEC bem compactada, executada no modelo M1S2.E2, para o carregamento de projeto (Figura 4.46), a coluna apresentou desempenho muito superior ao dos elementos anteriormente abordados. Os deslocamentos horizontais foram reduzidos e pouco notáveis, atingindo valores de 0,027D, 80% menores que os vistos em M1S2.E1 para a mesma carga. Não foram observadas deformações radiais na parte superior do elemento.

Nessa situação, os deslocamentos verticais foram mais evidentes após a deformação axial da coluna, atingindo valores de até 0,1D nas laterais das colunas, 38% menores que os vistos no caso anterior. O melhor desempenho dessa GEC é confirmado pelos resultados apresentados na curva carga x recalque, em que os deslocamentos na faixa de carregamento considerada foram

menores. Os recalques foram 50% menores que os do caso anterior, atingindo cerca de 25 cm no carregamento de projeto.

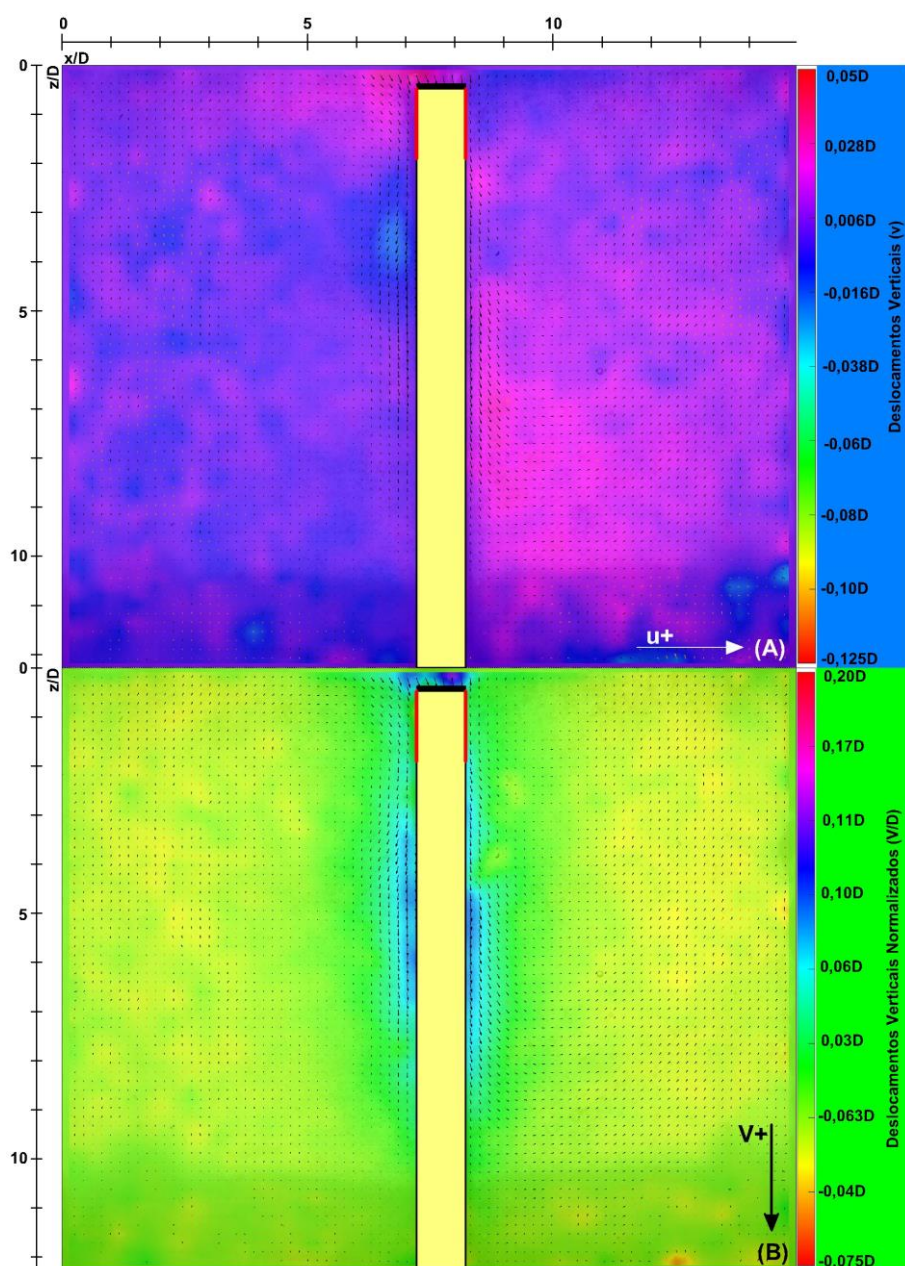


Figura 4.46. Carregamento – M1S2.E2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

Ao analisar-se o carregamento completo máximo possível em M1S2.E2 (Figuras 4.47 e 4.48), confirmou-se a predominância dos deslocamentos verticais sobre os laterais. A maior compacidade da GEC resultou em menores deformações axiais mesmo em maiores estágios de carregamento, dada a sua maior capacidade de suporte. Os deslocamentos verticais na argila

ficaram localizados na região central da coluna, próximos às laterais do elemento, com valores médios de cerca de $0,08D$ ao final do carregamento (Figura 4.48).

Não foi possível observar deformações radiais na GEC em nenhuma das etapas (Figura 4.47), indicando a efetividade do uso da camisa de geossintético para confinar o material granular. Ao final do carregamento, observaram-se pequenos deslocamentos laterais assimétricos na argila mole, o que pode ser um indicativo da incidência de flexão do elemento para maiores carregamentos. Entretanto, os valores máximos não ultrapassaram $0,055D$, 69% menores que os valores vistos em M1S2.E1 ao final do carregamento. Nesse caso, a GEC bem compactada apresentou desempenho muito superior aos elementos convencionais. Assim como no caso anterior, cabe salientar que o valor máximo de carregamento foi maior que o de projeto (132% maior ao final do carregamento) e aplicado em apenas uma coluna.

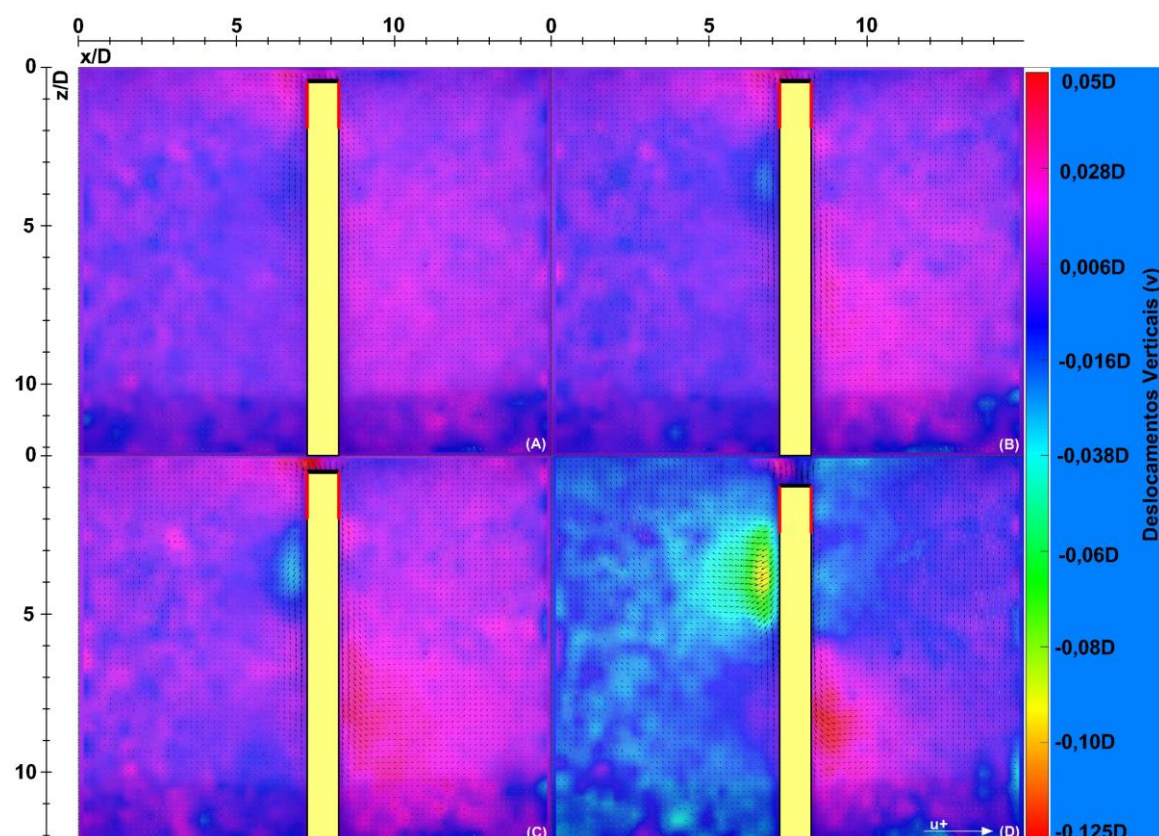


Figura 4.47. Carregamento máximo – M1S2.E2 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

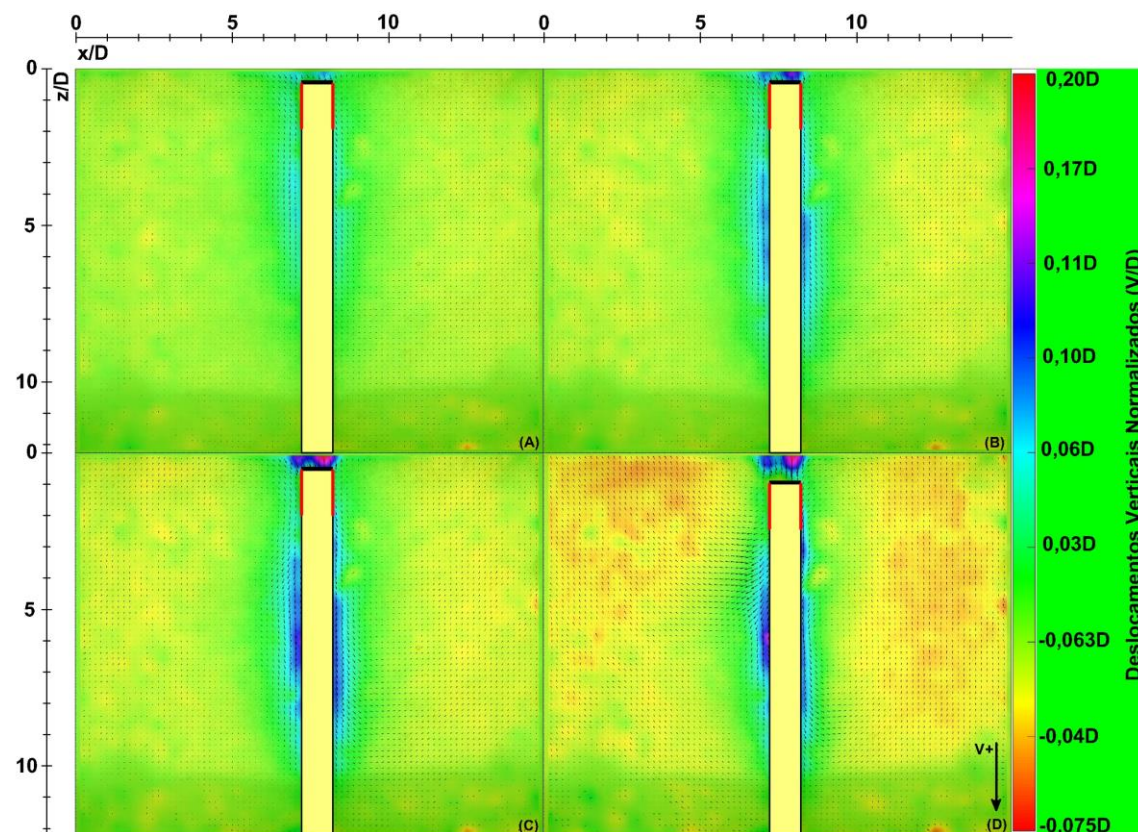


Figura 4.48. Carregamento máximo – M1S2.E2 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

O modelo M1S2.E3 apresentou comportamento similar a M1S2.E2, tanto para a carga de projeto (Figura 4.49) quanto para o carregamento total (Figuras 4.50 e 4.51), uma vez que possuíam CR praticamente iguais. Não foram identificados deslocamentos horizontais na GEC ao se considerar o carregamento de projeto (Figura 4.49-a), sendo que foram vistos deslocamentos verticais máximos de até 0,06D também nas laterais da coluna (Figura 4.49-b). Em relação aos recalques, o elemento apresentou recalques similares ao visto em M1S2.E2, com valores próximos a 20 cm para a situação de projeto. Isso representa uma redução de 89% em relação à coluna convencional bem compactada.

Em relação ao carregamento máximo aplicado (acima do valor de projeto), o DIC identificou pequenos deslocamentos verticais na argila (Figura 4.51, próximos à porção central da coluna, com magnitude máxima de 0,04D, pouco inferiores aos vistos em M1S2.E2. Não se verificaram deformações radiais na porção superior da coluna (Figura 4.50). Ao final do carregamento, também foram identificados deslocamentos laterais assimétricos, que podem ser associados à flexão para maiores cargas, mas não foram significativos (máximo de 0,03D). De forma geral,

todos os modelos testados com GEC apresentaram comportamento superior aos com colunas convencionais. Mais uma vez, salienta-se que essa flexão é reduzida ou até mesmo inexistente com a presença de outras colunas.

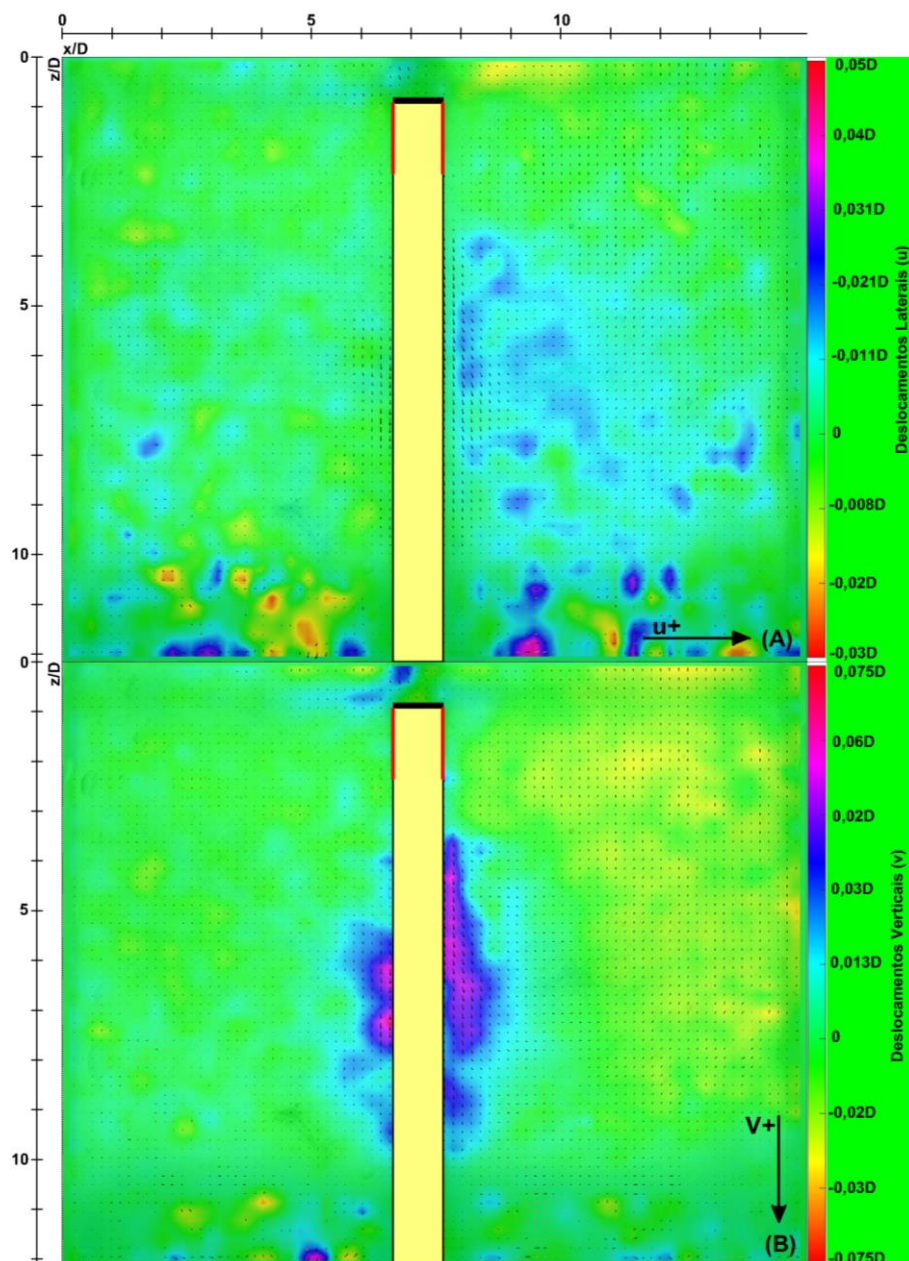


Figura 4.49. Carregamento – M1S2.E3 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

As curvas de carga x recalque das colunas encamisadas apresentadas anteriormente demonstraram o seu desempenho significativamente superior em comparação aos elementos convencionais (Figura 4.42). As GECs bem compactadas (M1S2.E2 e M1S2.E3) sofreram deformações axiais 66% menores que as obtidas para a coluna convencional bem compactada

(M1S2.C1), mesmo para carregamentos 132% maiores que o de projeto. Além disso, as colunas encamisadas com boa compacidade não sofreram ruptura e nem apresentaram deformações radiais. Além disso, observa-se que as curvas para as três GECs estudadas apresentaram comportamento similar ao obtido por Alkhorshid (2017) para uma GEC carregada em condição similar.

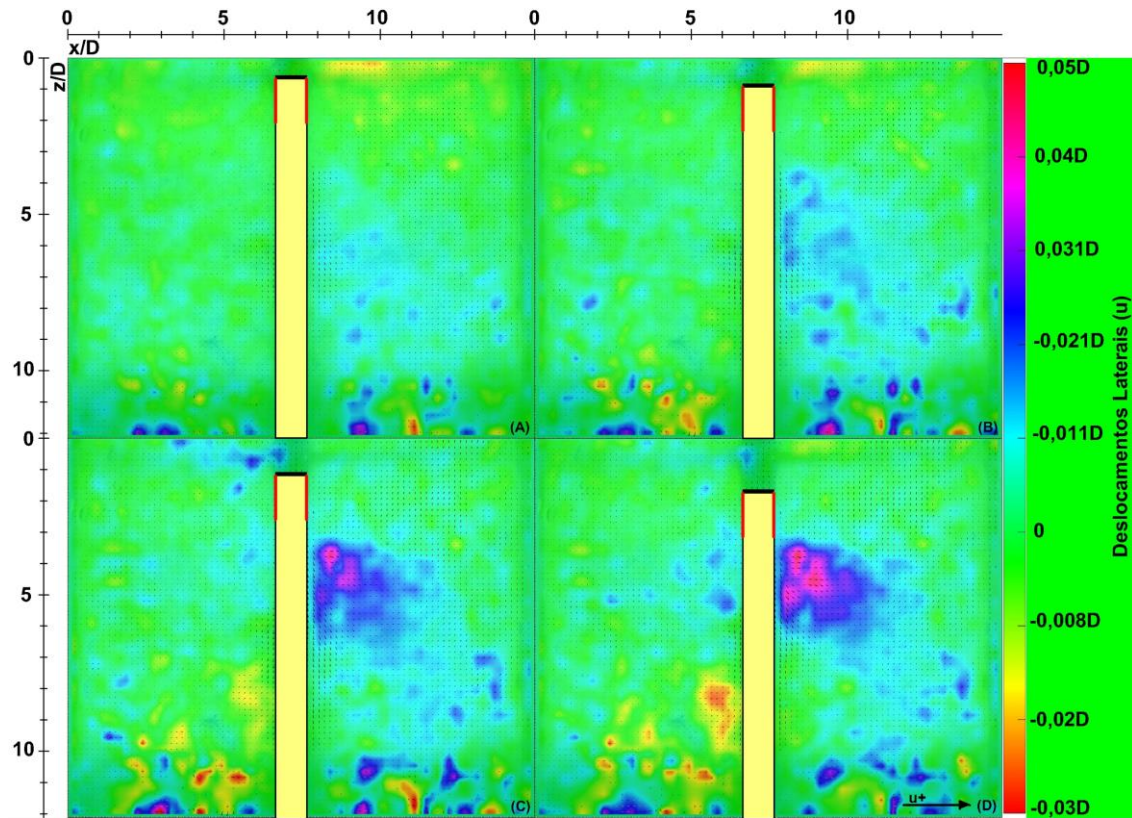


Figura 4.50. Carregamento máximo – M1S2.E3 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

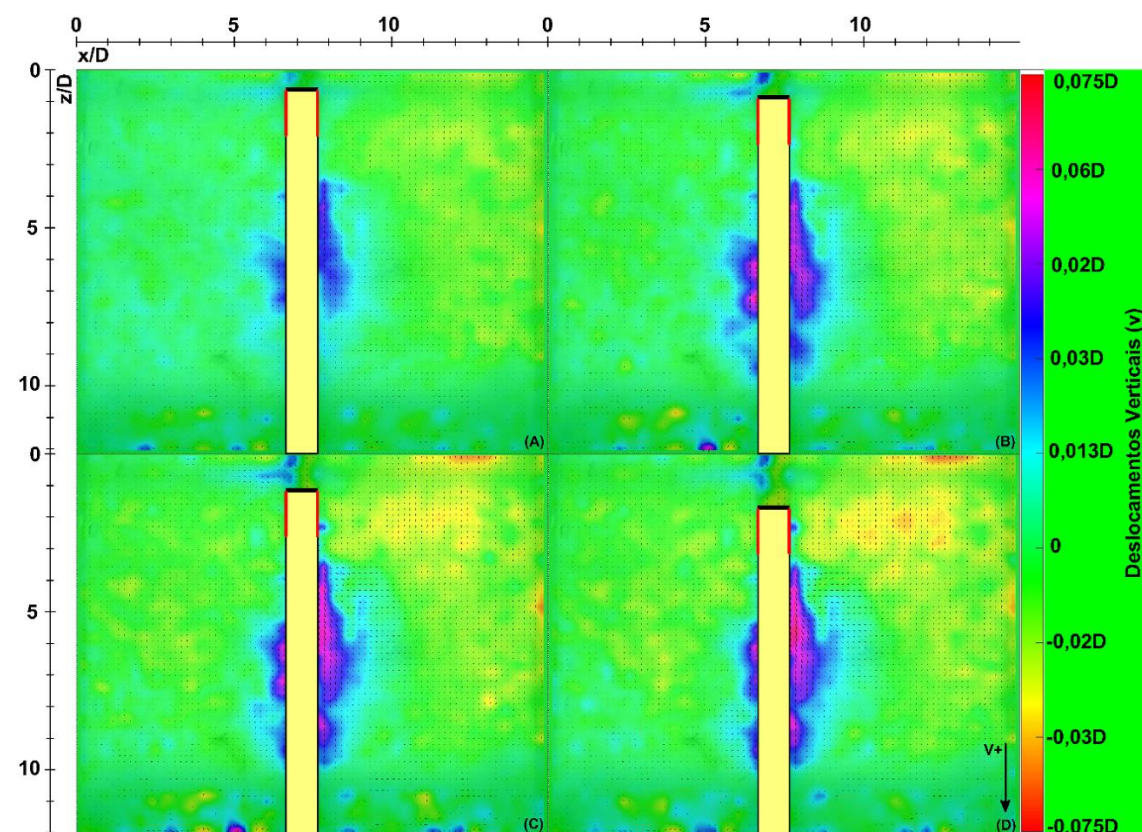


Figura 4.51. Carregamento máximo – M1S2.E3 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Ao compararem- os três modelos com colunas encamisadas (M1S2.E1, M1S2.E2 e M1S2.E3), observa-se que a coluna encamisada menos compacta (M1S2.E1) sofreu maiores recalques dentre as três consideradas. Nesse caso, os deslocamentos foram cerca 77,4% superiores aos dos elementos com melhor compactidade. Contudo, deve-se considerar que o elemento sofreu com a ruptura devido à flexão incidente durante o carregamento. Ainda assim, mesmo com a ruptura, a GEC menos compacta apresentou recalques 34,6% menores que os observados para a coluna convencional com maior compactidade (M1S2.C1) considerando o carregamento total. Como comentado anteriormente, esse comportamento seria completamente diferente para o caso de um grupo de colunas, como é normalmente empregada a técnica.

Os valores em escala real indicam que a carga suportada pelas colunas encamisadas compactas ao final do carregamento é 295% maior do que a suportada pela coluna convencional bem compactada, considerando o mesmo nível de deformações de 6,4%. Para essa magnitude de deslocamentos, a coluna convencional já se encontra em processo de ruptura, com valores de carregamentos equivalentes a um aterro de altura de 11,7 metros. Com isso, a introdução da camisa de geotêxtil mostra-se eficiente em aumentar a capacidade de suporte da coluna e reduzir

os recalques no elemento, uma vez que a argila mole não promove o confinamento adequado do material granular.

Por fim, observa-se que as curvas das colunas encamisadas apresentaram um comportamento relativamente linear, com os deslocamentos crescendo regularmente com o avanço do carregamento. Ao se observar a curva obtida por Alkhorshid (2017), que também estudou o comportamento de colunas encamisadas, percebe-se boa semelhança com as curvas obtidas neste trabalho.

A Figura 4.52 apresenta a conformação final das colunas granulares convencionais executadas na argila transparente. Consegue-se distinguir claramente a formação da deformação radial na porção superior dos elementos, assim como sua situação de ruptura. Os elementos não foram capazes de resistir ao carregamento aplicado devido à falta de confinamento. Por sua vez, na Figura 4.53 são apresentadas as configurações finais para as colunas encamisadas. No caso do M1S2.E1, é possível ver a flexão sofrida pela coluna, resultante do carregamento aplicado. Além disso, verifica-se o menor deslocamento sofrido pelas colunas com melhor compatibilidade em relação aos elementos convencionais, não se percebendo deformações radiais.

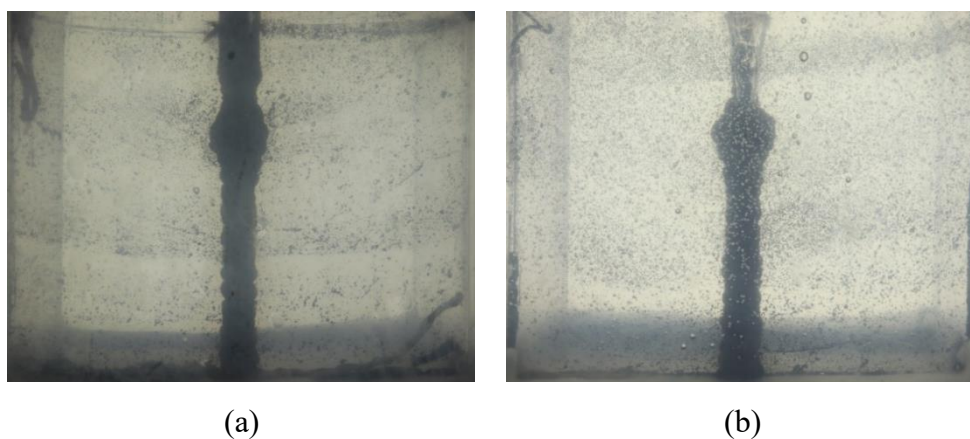


Figura 4.52. Situação final das colunas granulares convencionais em carregamento máximo de 500% projeto: (a) M1S2.C1 e (b) M1S2.C2.

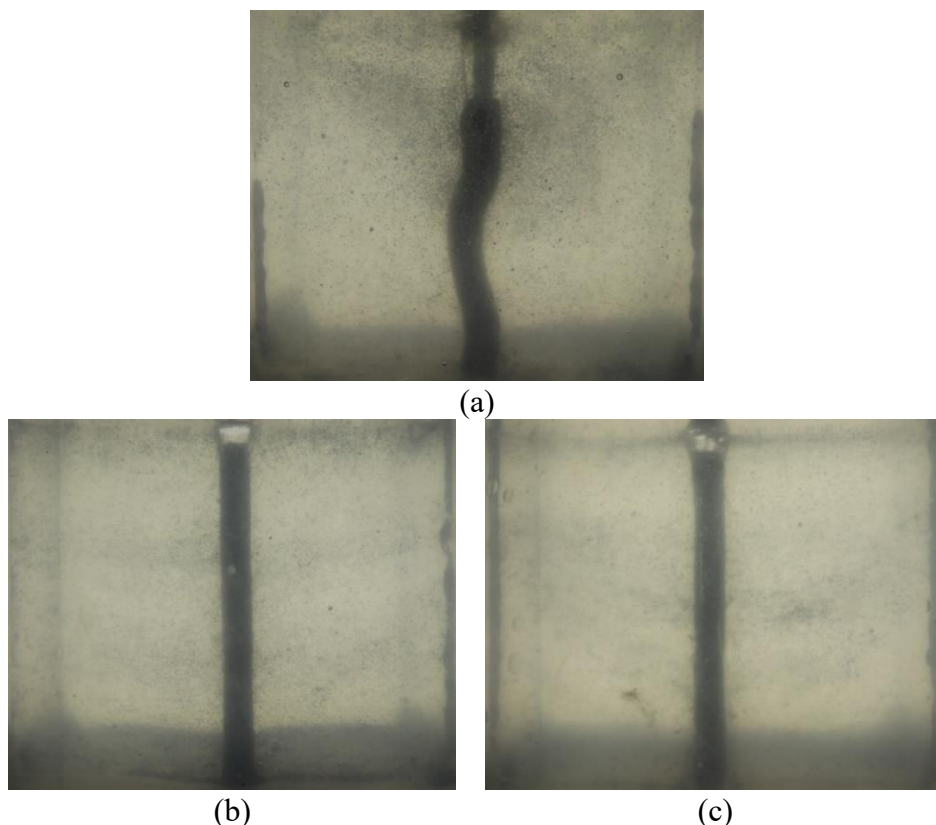


Figura 4.53. Situação final das colunas granulares encamisadas: (a) M1S2.E1, (b) M1S2.E2 e (c) M1S2.E3.

A Laponite RD® permite a visualização com clareza dos fenômenos geotécnicos em seu interior, mesmo sem o uso da técnica de DIC. A boa transparência proporcionada pelo material indica boa perspectiva para a sua adoção em modelos experimentais de maior complexidade, sem a necessidade de uso de sensores intrusivos, e de pequena escala. Além disso, o baixo consumo de material para a preparação da solução, tanto em relação a Laponite RD® quanto à água destilada (porofluído), torna a execução do modelo experimental viável em relação a modelos físicos de maior escala, que demandam maiores volumes de solos naturais e uma maior carga de trabalho.

4.5.3.2. Duas colunas com variação do espaçamento

Para a sequência das análises quanto ao carregamento de duas colunas, empregaram-se quatro modelos em que se variou o espaçamento entre os elementos, apenas com colunas encamisadas. Entretanto, diferentemente do caso anterior, o carregamento não foi aplicado diretamente sobre as GECs, sendo necessária o emprego de um elemento de poliestireno expandido como meio de transferência das cargas para os elementos estudados, simulando de forma aproximada o comportamento de um aterro granular. Nesse caso, não se pode dizer que o carregamento é

transferido totalmente para as colunas, em que parte dos esforços é suportado pela própria argila mole entre os elementos, conforme propõe Raithel *et al.* (2002).

As figuras apresentadas seguem o mesmo padrão já exposto anteriormente, onde o retângulo preto corresponde ao elemento de poliestireno, o retângulo amarelo representa as GECs e a curva em vermelho delimita a região deformada das colunas. Considerando-se o carregamento de projeto para os quatro espaçamentos adotados, observa-se que, para o menor espaçamento ($S = 1,0$ m), não são observados deslocamentos laterais significativos na região superior das colunas carregadas, e esses valores tendem a zero (Figura 4.54-a). Já para os deslocamentos verticais, verifica-se uma assimetria para os deslocamentos descendentes, com estes predominando no lado esquerdo das colunas. Entretanto, os valores máximos observados são muito pequenos, não ultrapassando $0,038D$ (Figura 4.54-b). Não obstante, esse comportamento indica uma movimentação das GECs para o lado esquerdo, sendo necessário avaliar o prosseguimento desse comportamento em maiores estágios de carga.

Com o incremento do espaçamento para $1,5$ m, ainda considerando a carga de projeto, verifica-se o surgimento de deslocamentos laterais nas laterais das GECs, indicando uma movimentação da argila na região (Figura 4.55-a). Entretanto, os valores máximos observados ainda são pouco significativos, não superiores a $0,022D$. Contudo, é possível observar que a GEC 1 tende a flexionar levemente para o lado esquerdo, comportamento que não é significativo ao se considerar as condições colocadas no modelo, que são distintas das encontradas em campo. Além disso, pode-se também considerar a variabilidade do modelo como um possível fator para essa ocorrência.

Avaliando-se os deslocamentos verticais, ficam visíveis os movimentos descendentes entre as colunas, logo abaixo do aterro (Figura 4.55-b). Nessa região, são vistos deslocamentos verticais máximos de até $0,11D$, o que indica uma maior concentração de tensões resultantes da transferência de parte da carga do aterro para a argila mole. Esse campo de deslocamentos forma um bulbo que abrange a região superior das duas colunas, com um alcance máximo de até $4D$ abaixo da base do aterro. Contudo, essa mobilização do material é pouco expressiva, correspondendo a um recalque total de 4 cm para essa carga de projeto.

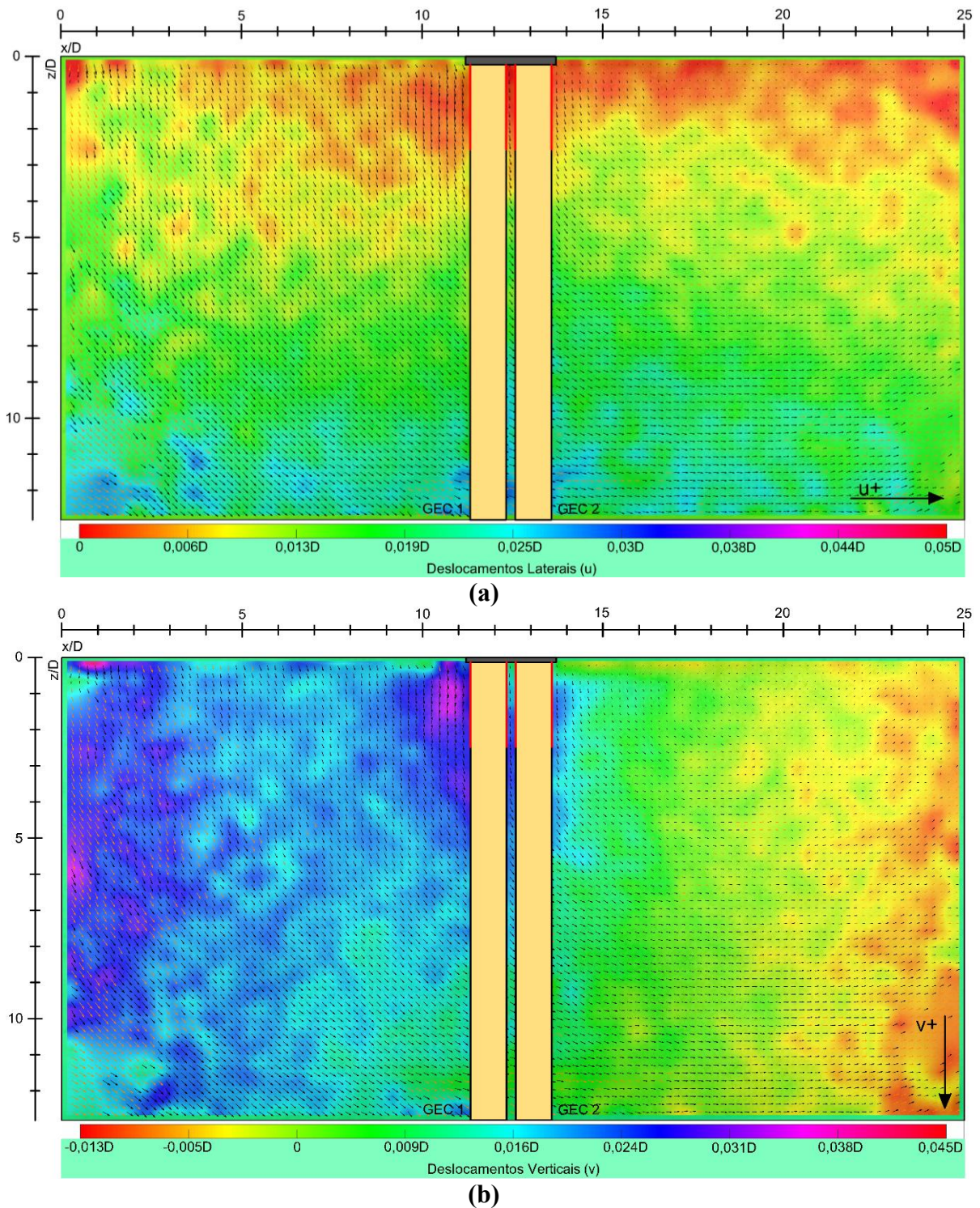


Figura 4.54. Carregamento – M2S1 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v .

Prosseguindo-se para o espaçamento seguinte de 2,0 m (M2S2), consegue-se observar uma tendência de aumento dos valores de deslocamentos laterais ao lado das colunas com o incremento do espaçamento entre as GECs (Figura 4.56-a). Nesse caso, são observados deslocamentos laterais máximos de 0,029D, um acréscimo de cerca de 32% em relação ao caso anterior, sendo esses valores ainda baixos. Nesse caso, não foram vistos pontos de flexão nas

colunas, embora a análise por DIC tenha indicado sua possível ocorrência para maiores cargas, uma vez que foram vistos deslocamentos laterais ao lado de ambas as GECs, ainda que pequenos (Figura 4.56-a).

Para o mesmo modelo, verifica-se um aumento na concentração das tensões de compressão sob o aterro e entre as colunas, como visto na Figura 4.56-b. Os valores máximos observados nesse caso atingem até $0,15D$ e se propagam por uma área maior abaixo do aterro, inclusive, ao lado esquerdo da GEC 1. O campo de deslocamentos total atinge uma profundidade de até $6D$ abaixo do aterro, um aumento de 50% em relação ao visto em M2S1.5. Esse comportamento acompanha a tendência já observada, em que o aumento do espaçamento resulta em um acréscimo nos deslocamentos na argila devido à movimentação das colunas. Os recalques obtidos em M2S2 atingem um valor de 14 cm para o carregamento de projeto, em concordância com a maior concentração de tensões sobre os elementos após aumento do espaçamento. Ainda, é visto uma assimetria nos deslocamentos verticais abaixo do aterro, resultado de uma maior deformação da coluna ao lado esquerdo, o que leva a uma maior transferência de deslocamentos pelo aterro sobre essa região da argila mole.

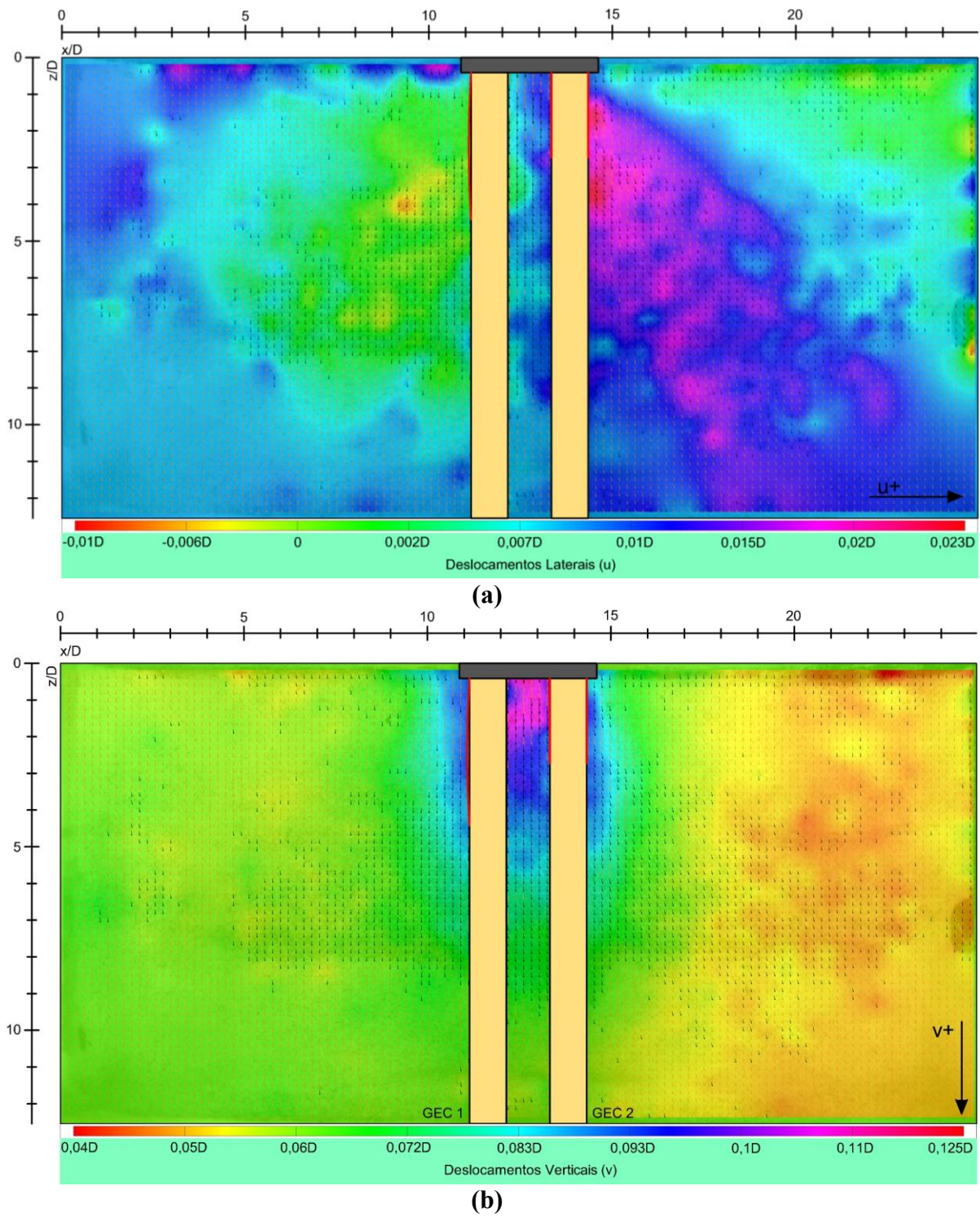


Figura 4.55. Carregamento – M2S1.5 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

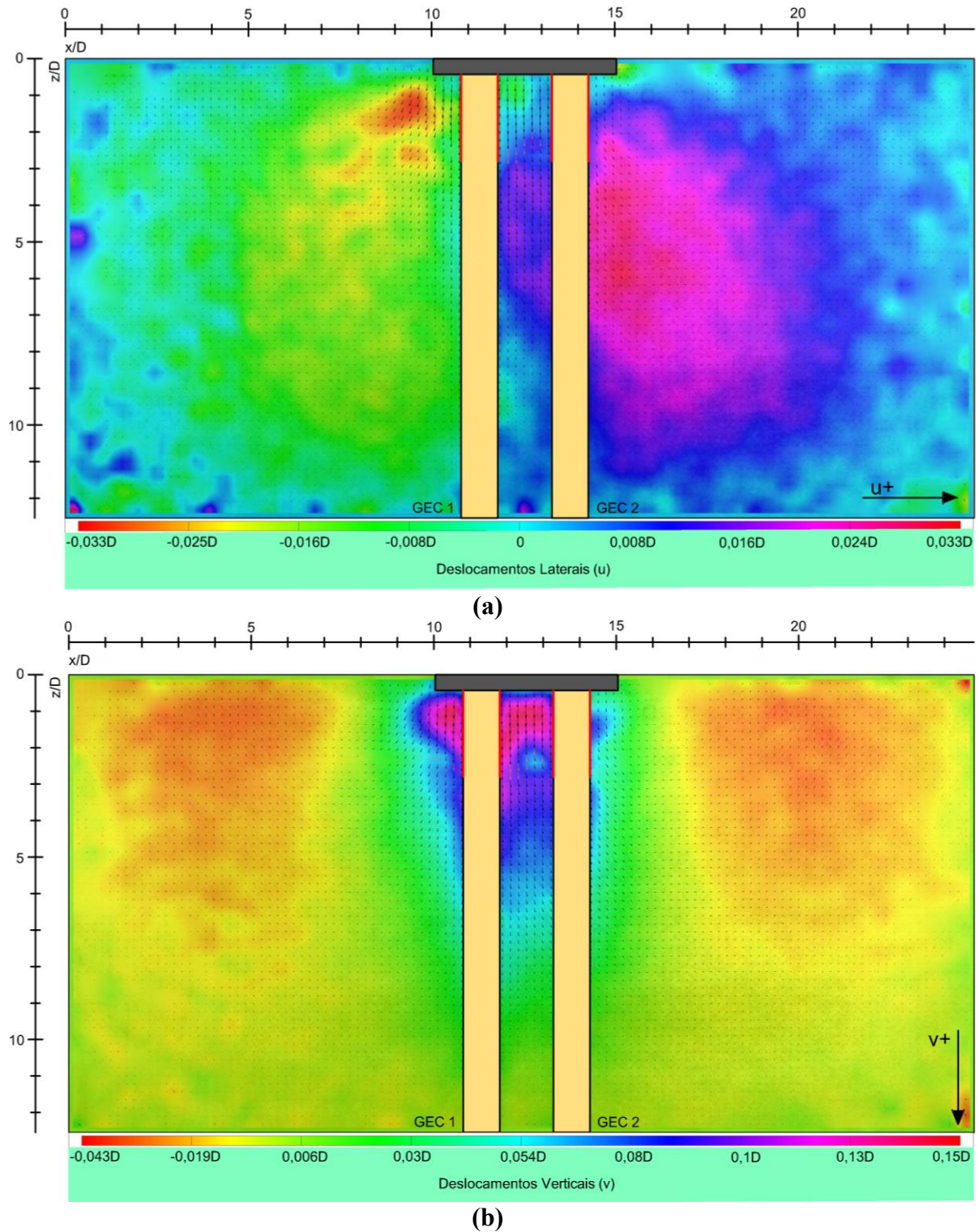


Figura 4.56. Carregamento – M2S2 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

Por fim, os deslocamentos visualizados em M2S2.5 seguiram a tendência esperada após novo aumento do espaçamento, elevando-se devido às maiores tensões verticais transferidas para as colunas, resultado do aumento da célula unitária da malha de colunas. Os deslocamentos laterais atingiram valores máximos de até 0,07D, um aumento de 141% em relação ao caso anterior

(Figura 4.57-a). Assim, para esse maior espaçamento, pode-se esperar certa tendência à ocorrência de deformações radiais para carregamentos mais elevados, muito acima do carregamento delimitado em projeto.

Com relação aos deslocamentos verticais, há uma expansão do bulbo formado abaixo do aterro, onde seu limite inferior atinge uma profundidade de até $8,5D$ a partir da base do carregamento (Figura 4.57-b). Novamente, as tensões de compressão se concentram entre as colunas, logo abaixo do aterro, em que os deslocamentos verticais máximos atingindo valores de até $0,24D$ nessa região. Além disso, são observados deslocamentos verticais médios de $0,15D$ nas laterais das colunas, que condizem com os recalques de cerca de 23 cm resultantes desse carregamento.

Associando os resultados dos quatro modelos com duas GECs instaladas, consegue-se inferir que, para a situação de projeto, há um aumento das tensões abaixo do aterro devido à compressão da argila ao se incrementar o espaçamento entre os elementos. Essa situação pode ser associada, principalmente, ao aumento da célula unitária, que configura uma maior carga individual suportada pelas colunas. Não obstante, para o nível de carregamento considerado, pode-se considerar que os deslocamentos resultantes são pouco expressivos, sobretudo, ao se comparar o desempenho das GECs frente às colunas convencionais. Não foi identificado movimento de flexão nos elementos.

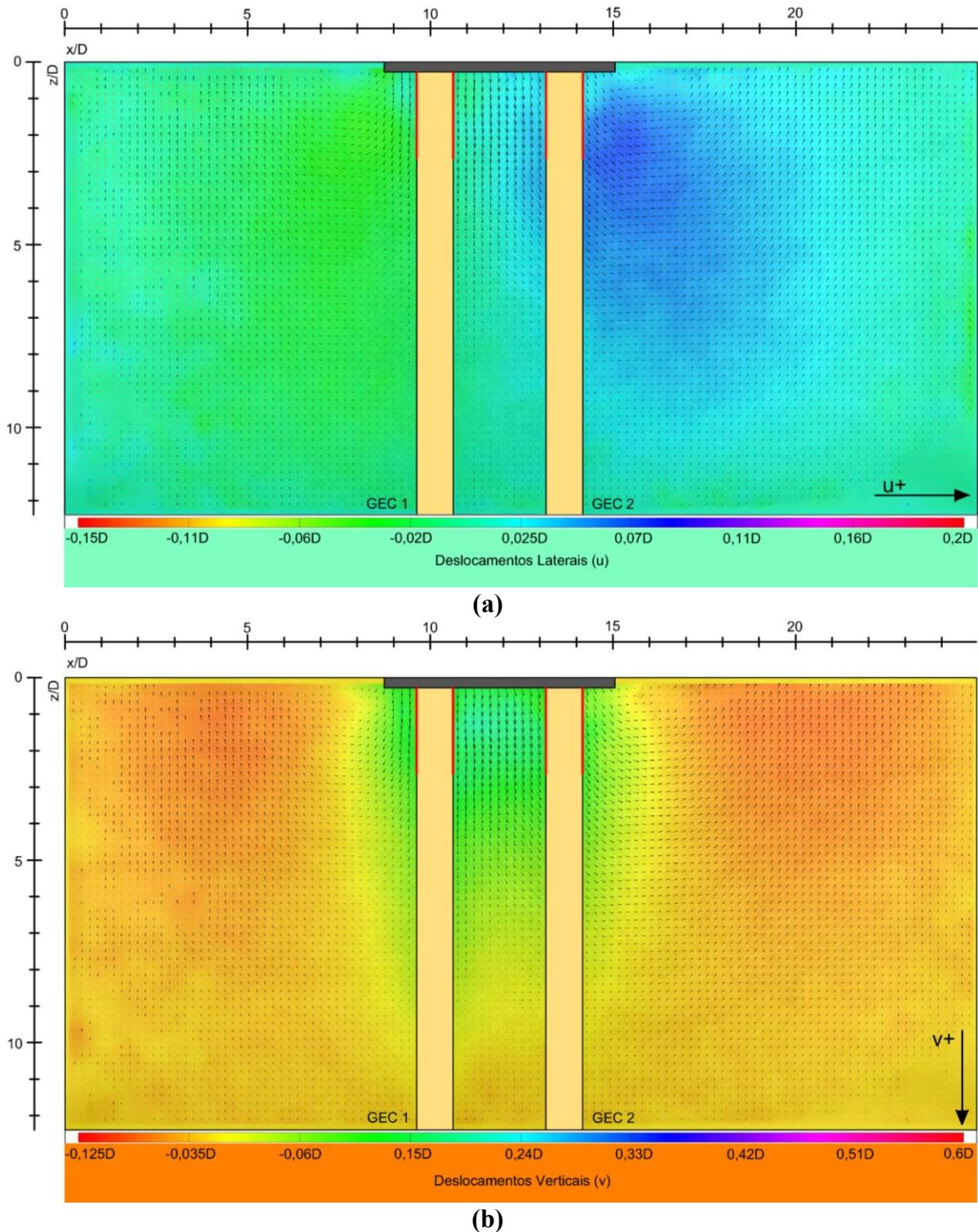


Figura 4.57. Carregamento – M2S2.5 – Carga de projeto: (a) Direção u e (b) Direção v.

Ao se considerar o carregamento máximo, em que as colunas foram solicitadas até o seu limite, observam-se novos comportamentos para o sistema. Iniciando-se pelo espaçamento de 1,0 m (M2S1), nota-se que os elementos não sofreram deslocamentos significativos nos três primeiros estágios de carregamento considerado (216%, 433% e 648% da carga de projeto,

respectivamente), considerando as duas direções (Figuras 4.58 e 4.59). Os maiores deslocamentos foram vistos na direção v (Figura 4.58), aos 75% do carregamento máximo aplicado, com valores próximos a $0,21D$ na argila localizada entre as colunas. Entretanto, ao final do carregamento, observa-se a incidência de deslocamentos assimétricos na direção lateral, um indicativo de uma pequena flexão nas colunas encamisadas. Os deslocamentos laterais na argila atingem valores de até $0,35D$ em ambos os lados das colunas, sendo que, no lado esquerdo, esses deslocamentos se manifestam na forma de um arco com um formato aproximadamente simétrico à deformação da primeira GEC (Figura 4.58). Contudo, os vetores de deslocamentos laterais internos a esse arco seguem o sentido positivo de u , coincidente com o sentido de deformação das GECs.

Em relação aos deslocamentos na direção vertical (Figura 4.59), também se observa a mesma assimetria em relação a sua ocorrência, o que corrobora o indicativo de flexão dos elementos comentada anteriormente. Os maiores valores são observados na região central do modelo, entre as colunas, atingindo valores de até $0,43D$. Nessa condição última, as duas colunas sofrem uma flexão expressiva, visualizada pela curva de deformação indicada pela linha vermelha. Pode-se dizer que os dois elementos deformam igualmente, sofrendo os efeitos do carregamento de forma integrada. Devido ao pequeno espaçamento, as duas GECs se comportam, basicamente, como um elemento único. Além disso, a ocorrência da flexão pode ser associada às alterações na geometria sofridas pela primeira coluna durante a instalação da segunda, como descrito anteriormente. Logo, a curvatura induzida no elemento pode ter ocasionado uma excentricidade acentuada do carregamento, ocasionando o momento responsável pela flexão. Não obstante, essa condição foi observada em condições extremas de carregamento, que superam as condições esperadas em campo e que provavelmente são reduzidas com a presença de mais colunas.

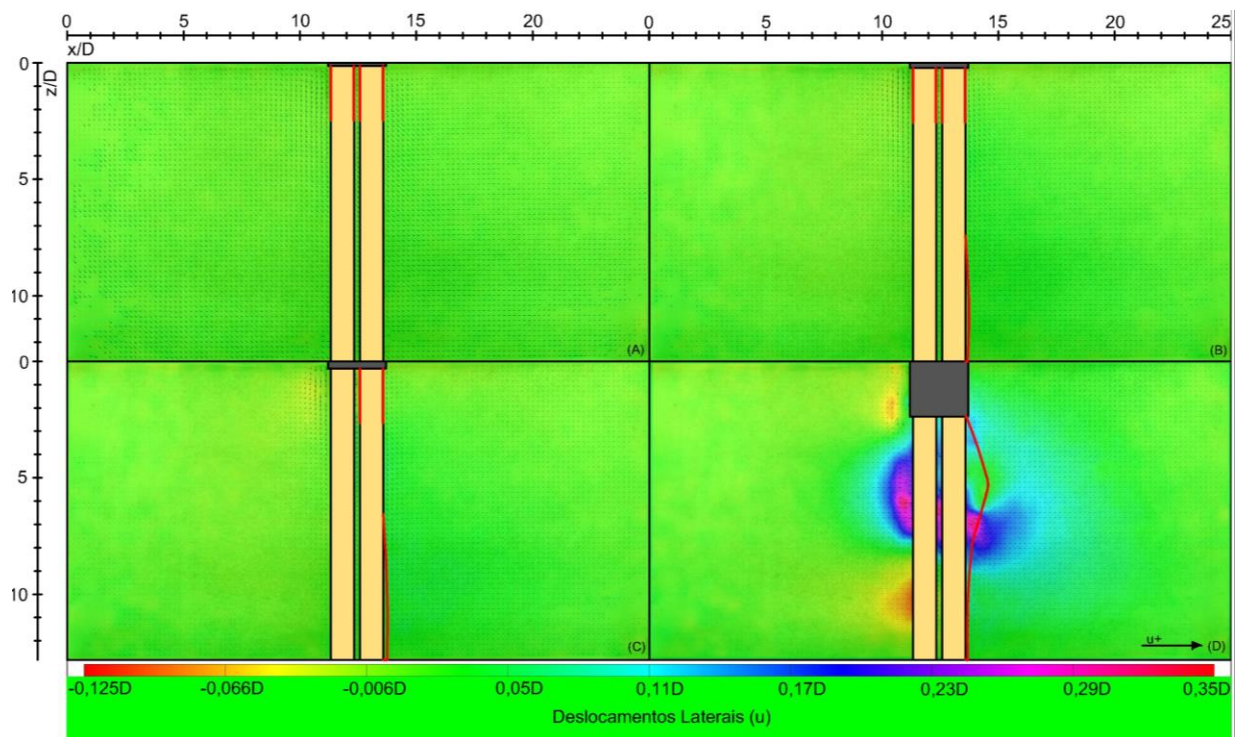


Figura 4.58. Carregamento máximo – M2S1 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

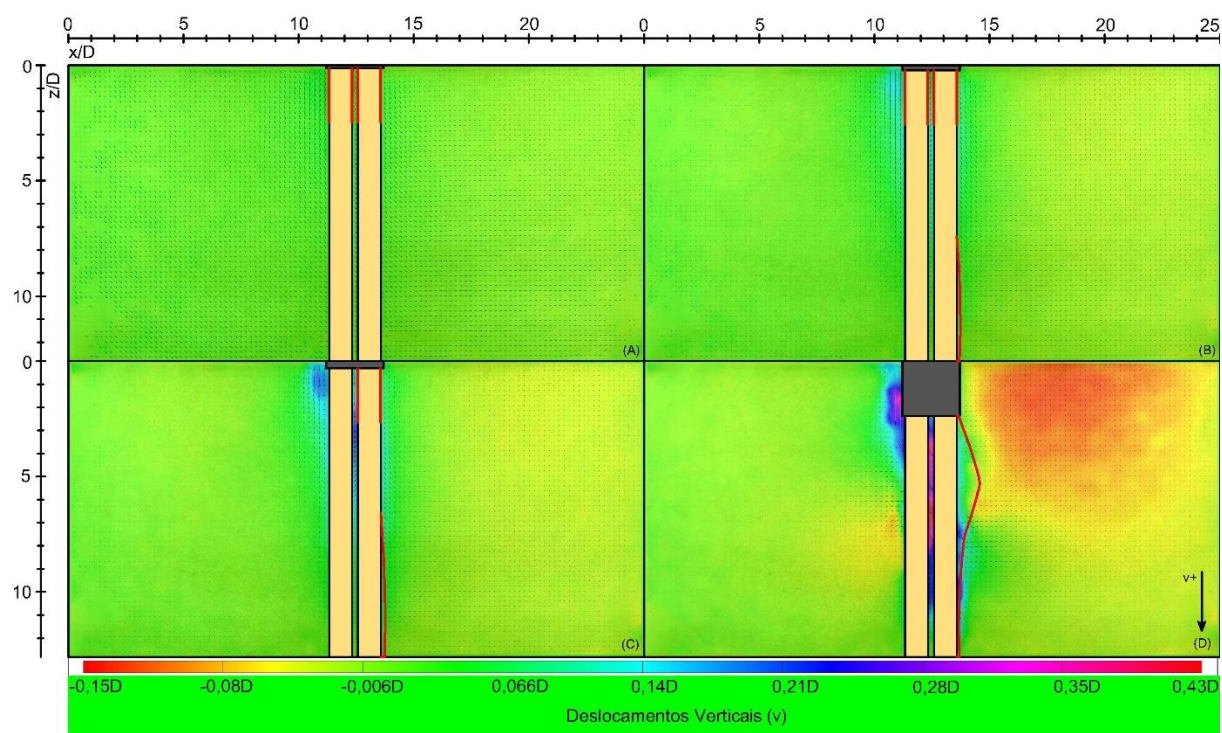


Figura 4.59. Carregamento máximo – M2S1 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Ao se aumentar o espaçamento entre as colunas para 1,5 m (M2S1.5), verifica-se que as GECs apresentam novamente leve suscetibilidade à flexão durante o seu carregamento. Nessa situação, os elementos começam a apresentar deslocamentos laterais assimétricos desde os 25% de carregamento (Figura 4.60), ainda que com baixos valores, próximos a 0,06D. A curva de deformação também ilustra o início da flexão na primeira coluna, à esquerda, indicando sua ocorrência precoce. Após o fim do carregamento, os deslocamentos laterais atingiram valores de até 0,18D no lado esquerdo da GEC 1 e 0,10D no lado direito da GEC 2, cerca de 46% menores do que os vistos para $S=1,0$ m (Modelo M2S1). Diferentemente do caso anterior, as colunas são flexionadas em direções opostas e com flexões menos acentuadas. Nesse caso, o aumento do espaçamento permite que as colunas tenham comportamentos individualizados, enquanto em M2S1 os elementos se encontram tão próximos que acabam se associando e se comportando como se fossem um elemento único.

Em relação aos deslocamentos verticais (Figura 4.61), verifica-se sua significativa incidência na região central entre as colunas, com valores máximos de até 0,45D ao final do carregamento. Esse comportamento da argila é visto desde a etapa inicial do processo (25%), intensificando-se com o seu progresso. Os valores máximos observados, descritos anteriormente, podem ser principalmente associados à ocorrência da flexão na GEC esquerda (regiões azul e rosada). Entretanto, a porção mais expressiva do campo de deslocamentos verticais entre as colunas (região esverdeada) é associada a outros comportamentos ocorridos. Esses deslocamentos são observados desde o início do carregamento, iniciando com valores médios de 0,13D aos 25% de progresso e subindo para 0,23D ao final, um incremento de 77%. Também é possível destacar uma região menor em azul próxima à base do aterro, na mesma região central, com valores maiores e próximos 0,34D. O efeito pode ser correlacionado à parcela das tensões suportadas pela argila mole, uma vez que a porção do carregamento não transferido pelo efeito de arco para as GECs é transferida para o solo mole entre as colunas, induzindo recalques na região central.

No entanto, esse acréscimo de tensões também pode ser associado à compressão ocasionada pelo recalque do aterro devido à deformação axial e flexão das colunas. Desse modo, o desempenho do sistema sofre um maior comprometimento nos estágios mais avançados do carregamento, sobretudo, em carregamentos muito superior ao de projeto. Além disso, a alteração da geometria da GEC 1 durante a instalação da GEC 2, assim como no caso anterior, pode ter ocasionado as mesmas excentricidades responsáveis pela flexão durante a transferência

da carga, embora menores, haja vista o maior espaçamento. O fato de as colunas comportarem-se de forma independente também contribui para a sua flexão menos acentuada em comparação ao visto no modelo anterior.

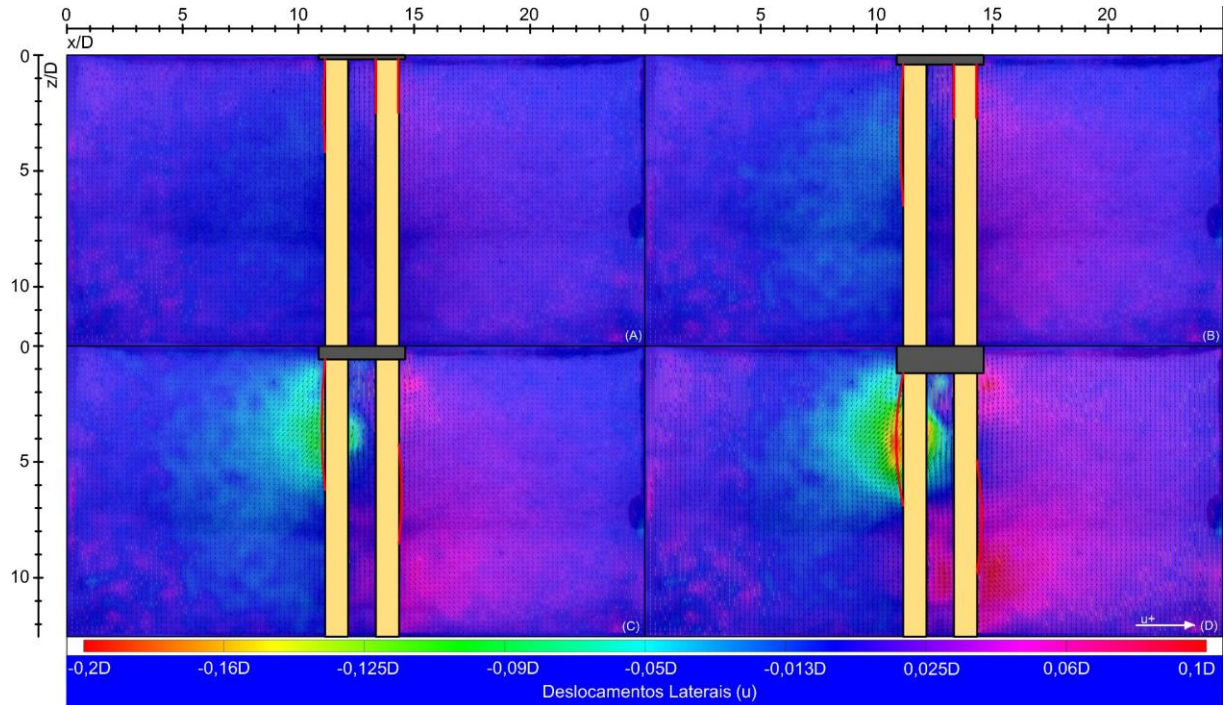


Figura 4.60. Carregamento máximo – M2S1.5 – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

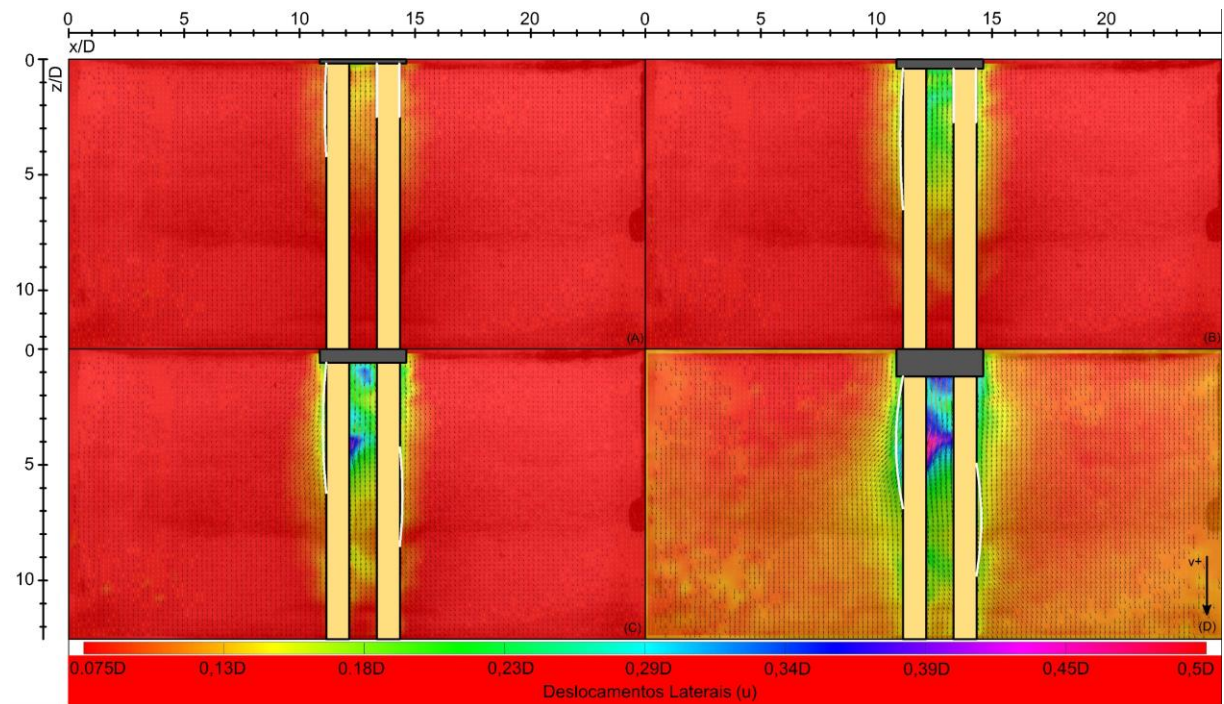


Figura 4.61. Carregamento máximo – M2S1.5 – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

O modelo M2S2, com incremento no espaçamento ($S=2,0$ m), mostrou um novo comportamento para o par de GECs analisado. Apesar de observar-se a flexão nos elementos, esta é evidenciada apenas aos 75% de carregamento, sendo esse valor 195% maior que o valor de projeto (Figura 4.62), com deslocamentos laterais assimétricos discretos de até $0,05D$. Contudo, aos 100% do carregamento (255% do valor de projeto), as colunas atingem a situação crítica de flexão, indicado pelas curvas de deformação, caracterizadas pelas linhas vermelhas. Nesse aspecto, o processo ocasiona deslocamentos laterais máximos de até $0,15D$ na direção positiva, cerca de 50% superiores aos observados para $S=1,5$ m na mesma situação (Figura 4.62). Entretanto, a flexão resultante neste último modelo foi menor do que o visto anteriormente, além de ambas as GECs deformarem no mesmo sentido, no caso, o direito. A flexão atenuada nos elementos pode também estar relacionada à mitigação do efeito da instalação da segunda coluna sobre a primeira devido ao maior espaçamento, situação verificada em discussões anteriores. Novamente, espera-se uma menor excentricidade nessa situação e, conseqüentemente, menor momento fletor oriundo das tensões verticais aplicadas.

Analisando os deslocamentos verticais (Figura 4.63), observa-se novamente a ocorrência de movimentos descendentes da argila na região central entre as colunas. Contudo, esse campo de deslocamentos pode ser dividido em duas regiões principais a serem avaliadas individualmente. A primeira delas é a que se propaga a uma profundidade de até $3D$ abaixo da base do aterro, onde predominam as cores rosadas e azul. Esses deslocamentos têm a sua propagação iniciada logo no início do carregamento (25%), com valores de $0,05D$, atingindo valores de até $0,65D$ ao final do carregamento (Figura 4.63). Essa região do campo de deslocamentos pode ser associada, principalmente, à parcela do carregamento transferida para a argila mole. Como esperado, o incremento do espaçamento resultou em uma maior propagação de tensões no solo abaixo do aterro e entre as colunas, uma vez que se espera menor eficiência do efeito de arco em transferir as cargas para as colunas.

A outra região analisada é a porção verde do campo de deslocamentos verticais, localizado na região central entre as colunas (Figura 4.63). Os valores médios nessa região são de $0,23D$ e distribuídos de forma relativamente homogênea. Esse movimento da argila é uma combinação dos efeitos da flexão da coluna esquerda (GEC 1), compressão devido à transmissão das cargas ao solo e atrito lateral entre argila e camisa de geotêxtil. O comportamento é similar ao visto em M2S1.5, em que o campo de deslocamentos fica restrito à região do espaçamento entre colunas e às laterais externas dos elementos. Entretanto, sua propagação fica a uma

profundidade inferior ao caso anterior. Além disso, também são observados deslocamentos nos bordos da peça de poliestireno, resultantes da compressão da argila pelo aterro durante a deformação axial das GECs. Os deslocamentos atingem valores de até $0,44D$ e podem contribuir para a ruptura superficial da camada de argila.

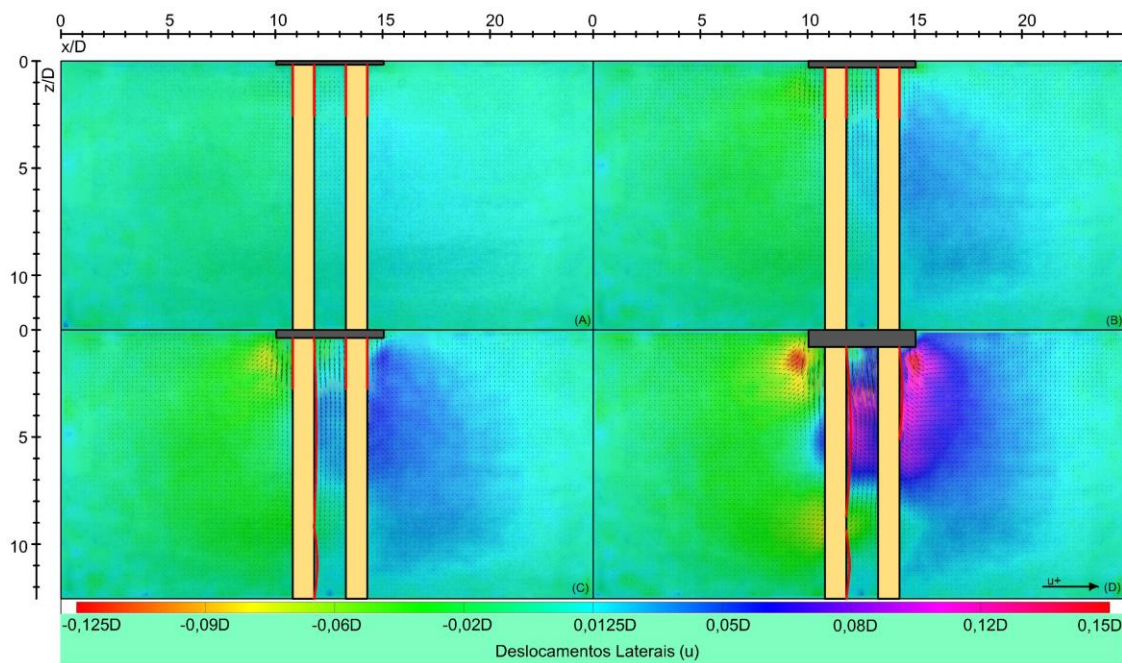


Figura 4.62. Carregamento máximo – M2S2 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

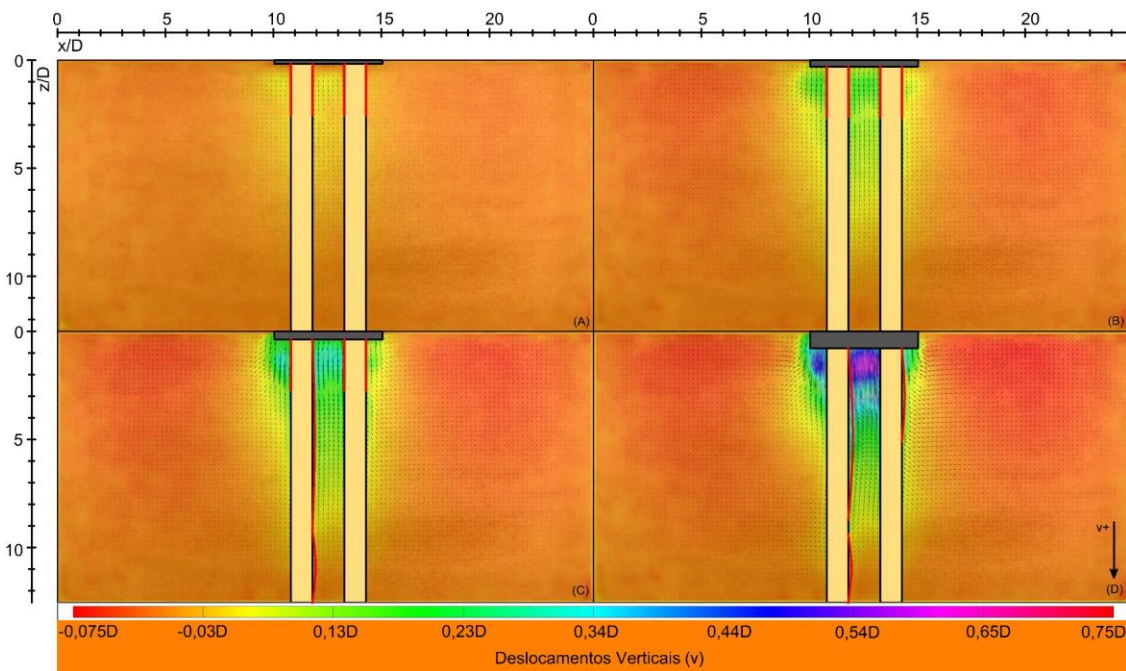


Figura 4.63. Carregamento máximo – M2S2 – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Por fim, M2S2.5 representou o estudo carregamento das colunas após o último acréscimo no espaçamento ($S=2,5$ m). Ao se analisar os deslocamentos laterais (Figura 4.64), verifica-se que as GECs apresentam indícios de flexão mais nítidos a partir dos 50% de carregamento, atingindo valores de até $0,07D$. Com o progresso do ensaio, observa-se um incremento nas curvaturas das colunas, definidas nas curvas vermelhas. Os deslocamentos laterais na argila mole, resultantes desse processo de flexão, são superiores aos vistos em M2S2, com valores de até $0,2D$, um acréscimo de 33%. De forma geral, as colunas apresentaram comportamento similar aos casos anteriores, mas com diferentes magnitudes.

O ponto mais interessante dessa nova análise é o campo de deslocamentos verticais obtido (Figura 4.65). Entre as GECs, próximo a base do aterro, visualiza-se a incidência de uma região de deslocamentos que se propaga até $4D$ de profundidade abaixo do aterro. Esse comportamento é um indicativo da transferência de tensões para a argila mole mais significativa, devido ao maior espaçamento. No estágio equivalente a 25% da carga máxima (53% da carga de projeto), os valores nessa área são tênues, próximos a $0,06D$, mas sofrem um incremento significativo com a continuidade do processo, atingindo valores de até $0,6D$ (900% de aumento). Ao longo do carregamento, é possível observar nitidamente a formação de um arco inferior nessa região de compressão da argila mole, um comportamento similar ao ocorrido em grupos de duas estacas convencionais de concreto (Chen *et al.*, 2019 e Li *et al.*, 2020). A região de deslocamentos em verde, com valores próximos a $0,15D$, é resultante de fatores já mencionados anteriormente, como a compressão da argila mole, o atrito camisa-argila e a própria compressão e flexão das colunas.

Em se tratando de elementos semirrígidos, pode-se considerar que as GECs, de forma geral, apresentam comportamentos similares aos das estacas de concreto convencionais, haja vista a sua aderência com trabalhos no tema. Entretanto, a flexão devido ao carregamento axial observada em todos os casos não é algo previsto nos elementos semirrígidos e deve ser tratada com cautela durante o dimensionamento das GECs. Não obstante, a análise neste trabalho não possibilitou a representação tridimensional do problema, mais compatível com a situação de campo, em que uma malha mínima de colunas é considerada e o carregamento é feito em etapas e de forma drenada.

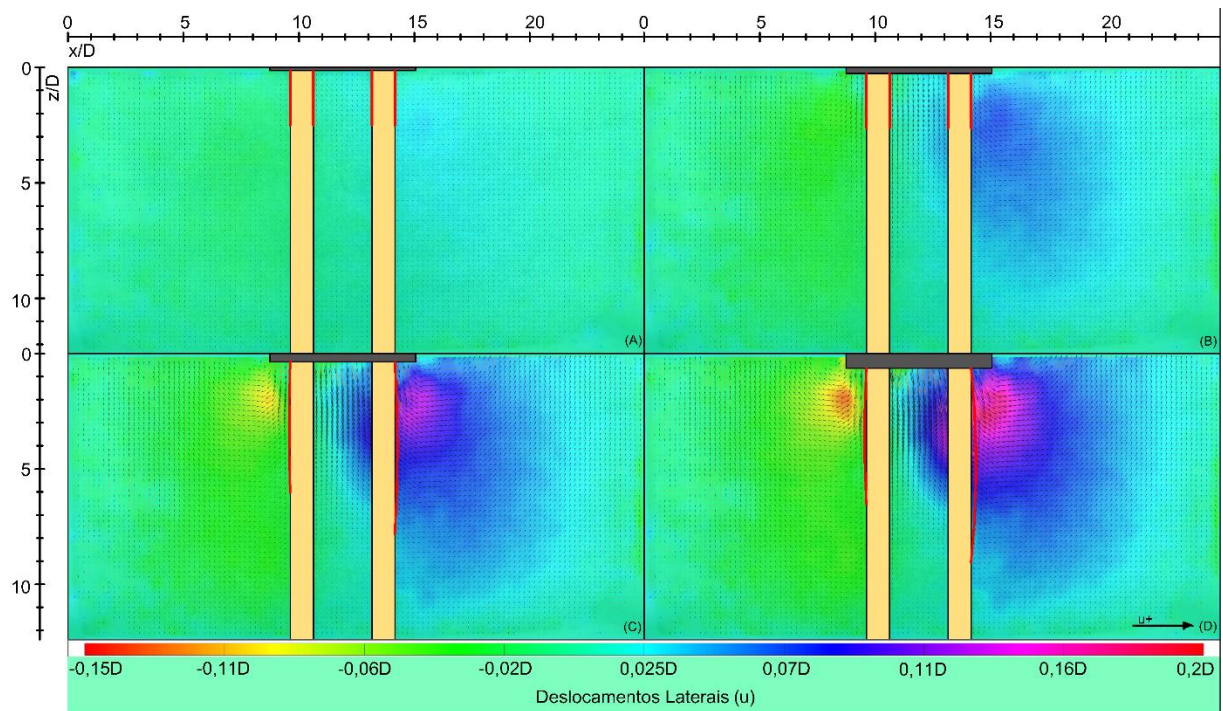


Figura 4.64. Carregamento máximo – M2S2.5 – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

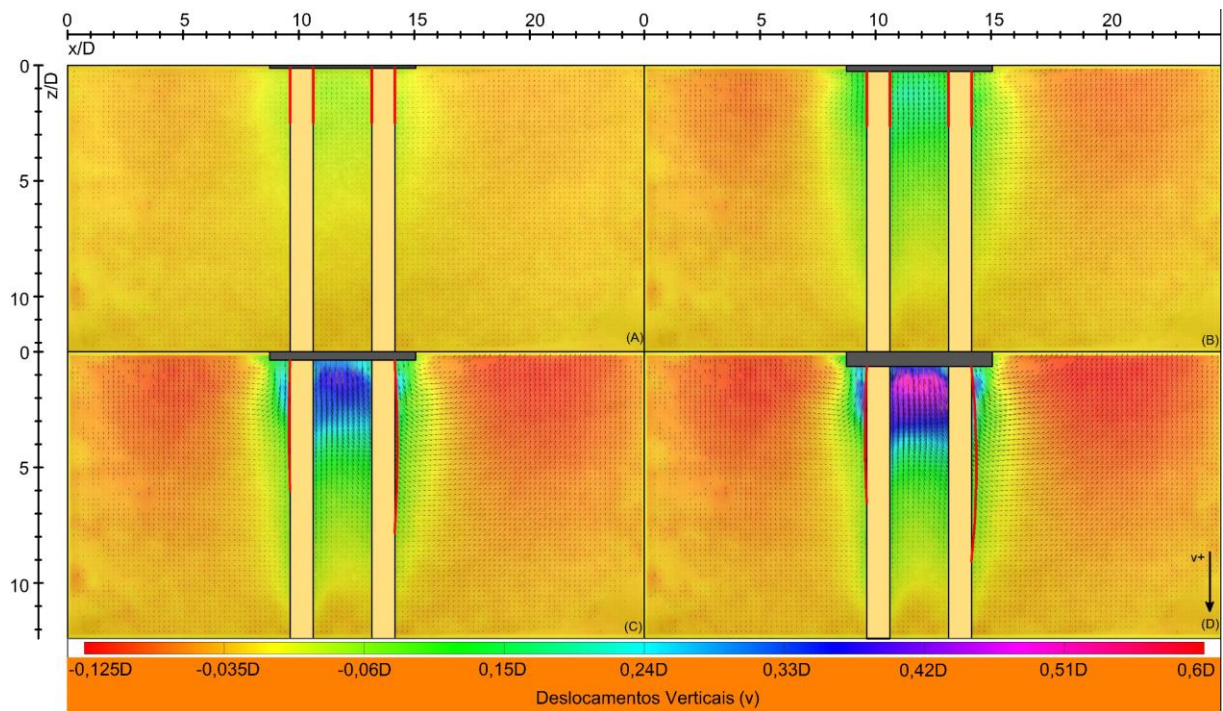


Figura 4.65. Carregamento máximo – M2S2.5 – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Considerando-se agora as curvas de Carga x Deslocamento (Figura 4.66), percebe-se que os modelos apresentaram comportamentos similares, com poucas variações nas trajetórias das curvas. Entretanto, observou-se uma variação quanto à carga máxima suportada pelos elementos, que foi distinta para cada um dos modelos. A carga máxima foi considerada como sendo o máximo estágio de carga suportado de forma estável pelos elementos sem colapsar. O modelo com menor espaçamento (M2S1) apresentou a resistência mais baixa, com um valor de 1730 kN na escala real (valor 865% maior que a carga prevista de projeto). Por sua vez, M2S1.5 apresentou uma capacidade de suporte superior à obtida em M2S2, como esperado, haja vista que, teoricamente, um maior espaçamento resulta em uma maior área de célula unitária e, consequentemente, uma maior carga individual transmitida pelo efeito de arco para cada uma das colunas. Nesse aspecto, o sistema fica limitado pela resistência individual das colunas. A carga máxima suportada em M2S1.5 foi de 2354 kN na escala real e de 2043 kN em M2S2, uma diferença de 15% (Figura 4.66). Quanto aos recalques, naturalmente, em M2S1.5 se atingiu um valor mais elevado, de cerca de 81 cm. Entretanto, ao se adotar o mesmo nível de cargas para ambos os modelos (2043,0 kN), verifica-se que os recalques apresentam valores próximos, 60 cm para M2S2 e 53 cm para M2S1.5.

O modelo M2S2.5 apresentou comportamento com maior discrepância em relação aos outros analisados (Figura 4.66). Apesar do maior espaçamento entre as GECs, esse sistema apresentou a maior capacidade de suporte dentre os quatro analisados, contrariando a tendência esperada. A carga máxima suportada foi de 2667 kN na escala real, cerca de 13% maior que o valor obtido em M2S1.5, o maior até então. Devido à maior área de célula unitária correspondente ao espaçamento de 2,5 m, esperava-se que o aumento no carregamento individual da coluna reduzisse a eficiência do sistema, diminuindo, consequentemente, a capacidade de suporte. Não obstante, esse comportamento pode ser explicado pela maior parcela de tensões absorvidas pela argila mole, como visto na análise por DIC, que passa a ter maior contribuição na resistência do sistema. Caso fosse considerada a inserção de um geotêxtil ou geogrelha na base do aterro, poder-se-ia esperar uma maior transferência de cargas para as colunas devido ao efeito de membrana e, então, o comportamento observado seria mais condizente com o projetado.

Ainda para M2S2.5, de forma geral, os recalques obtidos foram os menores observados para a maioria dos estágios de carregamento. Considerando a carga última de M2S1.5, verifica-se que o sistema de M2S2.5 apresentou um recalque cerca de 22% menor que o obtido naquele modelo apesar o maior espaçamento, um valor absoluto no protótipo de 63,4 cm (Figura 4.66). Apesar

disso, considerando o seu próprio carregamento último, o sistema de M2S2.5 apresentou recalque mais elevado, de cerca de 87 cm. Embora esses modelos tenham apresentado recalques mais significativos para maiores estágios de carregamento, ainda assim as GECs apresentam desempenho significativamente superior às colunas convencionais, onde se esperam recalques da ordem de metros para capacidades de suporte menores.

Por fim, uma outra proposta de análise desses resultados é considerada, onde as cargas aplicadas são convertidas, de forma simplificada, em cargas geostáticas equivalentes a altura de aterro executado. O cálculo adotou as considerações feitas inicialmente, de uma malha quadrada de colunas com espaçamento regular e aterro com peso específico de 20 kN/m³. A Equação 4.12 resume a metodologia descrita.

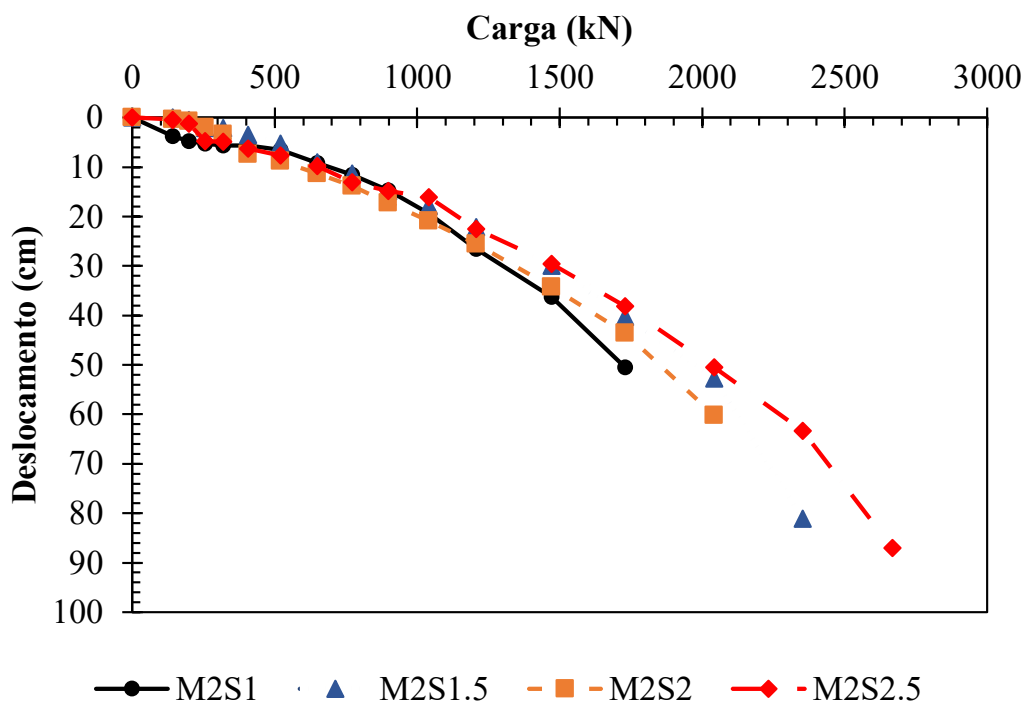


Figura 4.66. Curva carga x deslocamento – 2 GECs.

$$H_{aterro} = \frac{F}{\gamma \cdot n \cdot S^2} \quad (4.12)$$

Onde:

H_{aterro} – Altura de aterro equivalente, em m;

F – Força aplicada pelo carregamento, em kN;

γ – Peso específico do material do aterro, em kN/m³;

n – Número de colunas;

S – Espaçamento entre coluna, em m.

As curvas de carregamento convertidas para a altura de aterro executado são apresentadas na Figura 4.67. Nessa nova representação, pode-se observar que a altura de aterro suportada reduz com o aumento do espaçamento, devido ao aumento da área da célula unitária. Para o menor espaçamento (M2S1), a altura de aterro teórica suportada atinge 43 m para um recalque correspondente de 50,5 cm, situação dificilmente encontrada em campo. Além disso, nesse último estágio de carga, as GECs se encontram totalmente flexionadas, sendo inviável considerá-las como elementos ainda funcionais nesse estágio final do carregamento com o emprego de apenas duas colunas. Com mais colunas, o comportamento seria diferente pois a capacidade de carga de grupo seria maior. Com o aumento do espaçamento em 50 cm (M2S1.5), essa altura reduz cerca de 40%, para 26 m, com um recalque equivalente de 81,6 cm (Figura 4.66), desempenho significativamente inferior. Realizando-se novos aumentos no espaçamento, obtém-se uma altura máxima de quase 13 m para M2S2, com recalque total de 60,2 cm, e de quase 11 m para M2S2.5, atingindo um recalque de 87 cm. Ao se comparar os casos extremos em M2S1 e M2S2.5, observa-se uma redução de 74% na altura de aterro suportada após o incremento final no espaçamento, além de um aumento de 72% no valor de recalque total. Cabe salientar que esses valores são para um caso hipotético, uma vez que não seria construído um aterro sobre apenas duas colunas.

Os resultados demonstraram o grande potencial das colunas encamisadas em suportar alturas elevadas de aterro, mesmo que as condições impostas tenham sido extremas quando comparadas com a situação real em campo. Ao se considerar um aterro de altura média de 5 m, representado pela linha verde na Figura 4.67, como aterros rodoviários ou de encontro de ponte, verifica-se que o desempenho do sistema é mais condizente com o esperado em campo. Nessa situação, o maior espaçamento (M2S2.5) resulta em recalque total de cerca de 22,5 cm, enquanto para o menor (M2S1), não se obtém valor superior a 5 cm. Nesse contexto, observa-se que 80% dos recalques ocorrem durante a construção do aterro (Alexiew *et al.*, 2016).

Esses valores são baixos quando comparados com os obtidos para as colunas convencionais, ainda que, neste último caso, o efeito de grupo proporcionado pelas GECs auxilie na capacidade de suporte do sistema. Não obstante, a carga aplicada nessa situação não ultrapassa os 50% do carregamento total aplicado sobre os sistemas estudados, o que deixa margem para a execução

de aterros mais elevados. Ainda, nessa mesma situação, as GECs ainda não apresentaram sinais de flexão, trabalhando então condições íntegras.

A Figura 4.68 demonstra a situação final das GECs em sua condição última para cada um dos modelos estudados. Exceto por M2S2.5, todas as colunas dos outros três modelos apresentaram sinais claros de flexão nos elementos, sendo M2S1 o caso crítico. O melhor desempenho em M2S2.5 pode ser associado à maior parcela do carregamento transmitida para a argila, como já explanado anteriormente e detectado pela análise por DIC. No entanto, deve-se lembrar que isso ocorreu para alturas de aterro equivalentes a carregamentos muito maiores que a de projeto.

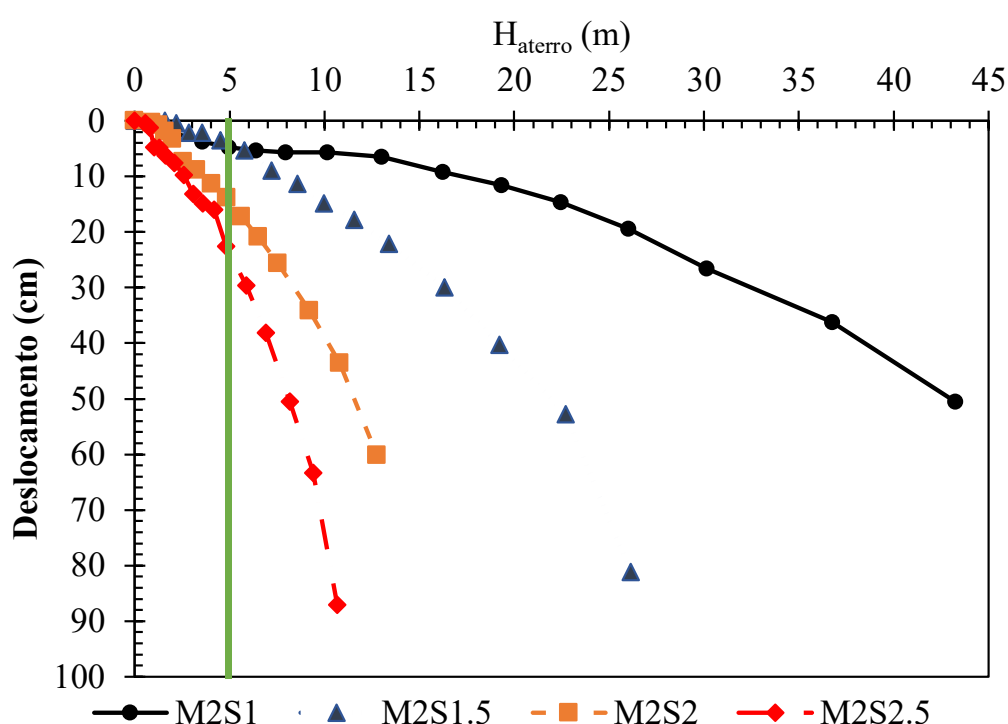


Figura 4.67. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 2 GECs.

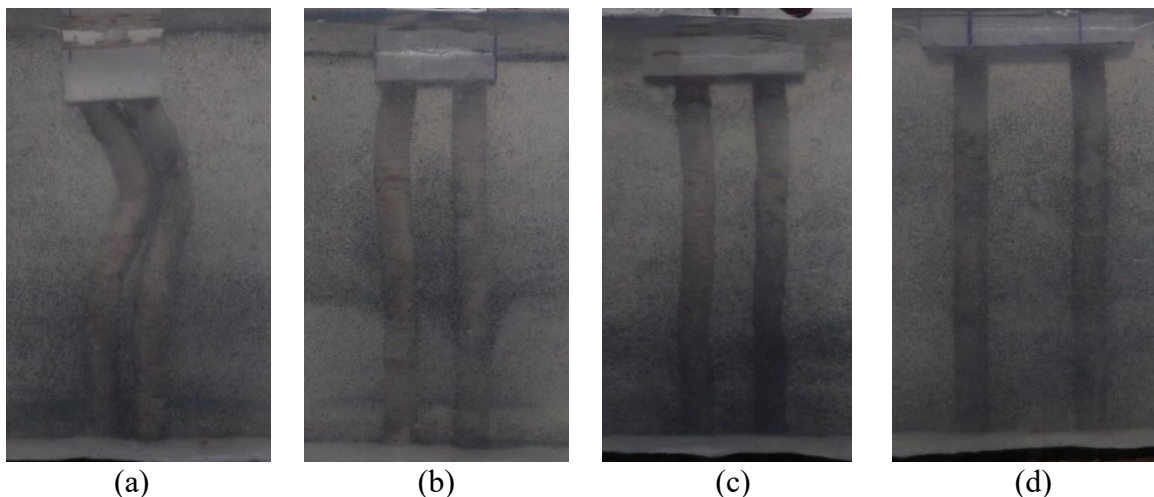


Figura 4.68. Situação final das colunas no carregamento máximo (até 50 m de aterro sobre duas colunas): (a) M2S1, (b) M2S1.5, (c) M2S2 e (d) M2S2.5.

4.5.3.3. Carregamento de três GECs

Nesta seção, procurou-se avaliar o efeito das duas sequências de instalação sobre o carregamento de três colunas encamisadas com geotêxtil para o carregamento projetado. O espaçamento considerado foi fixado em 2 m, de acordo com o definido inicialmente para a malha quadrada de colunas. Inicialmente, considerando a carga de projeto, na execução alternada das GECs (M3S2A), praticamente não foram visualizados deslocamentos laterais ao lado das colunas (Figura 4.69-a), limitando-se a valores máximos próximos de $0,016D$ ao lado esquerdo da GEC 1, o que indica a sua maior eficiência em conter uma possível flexão nos elementos devido a cargas assimétricas ao se aplicar a carga de projeto. Esse comportamento superior do sistema pode ser associado não só ao bom desempenho individual dos elementos, mas também pelo incremento do efeito de grupo ao se adicionar mais um elemento. Ao comparar M3S2A com o modelo anterior com mesmo espaçamento entre GECs (M2S2), percebe-se uma redução de cerca de 45% nos deslocamentos laterais máximos.

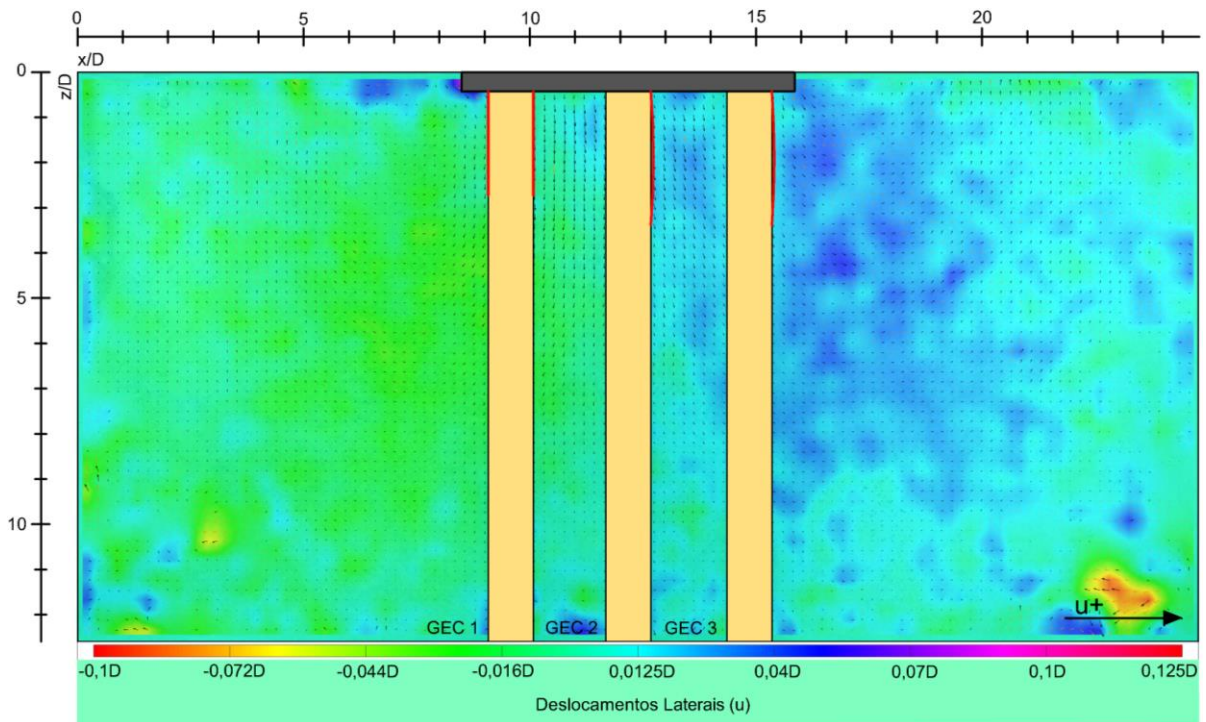
Entretanto, avaliando-se agora os deslocamentos verticais para tal carregamento (Figura 4.69-b), verificou-se uma concentração de tensões de compressão ocorre entre as colunas, como já observado nos modelos anteriores, em que o valor máximo observado é aderente ao obtido em M2S2, com magnitude de $0,15D$. Isso indica que uma parcela das tensões é transferida para a argila mole, como esperado. Para o nível de carregamento do projeto, pode-se dizer que o sistema resiste satisfatoriamente e com baixo nível de deformações.

Observou-se também uma curvatura pouco significativa na região superior das GECs 2 e 3, indicando uma possível pequena flexão nesses elementos (Figura 4.69). Entretanto, não necessariamente essa curvatura pode ser associada a um carregamento assimétrico, uma vez que também pode estar relacionada à própria acomodação das colunas ou mesmo a variabilidade do modelo construído. Admitindo-se a carga de projeto, esse comportamento pode ser considerado insignificante.

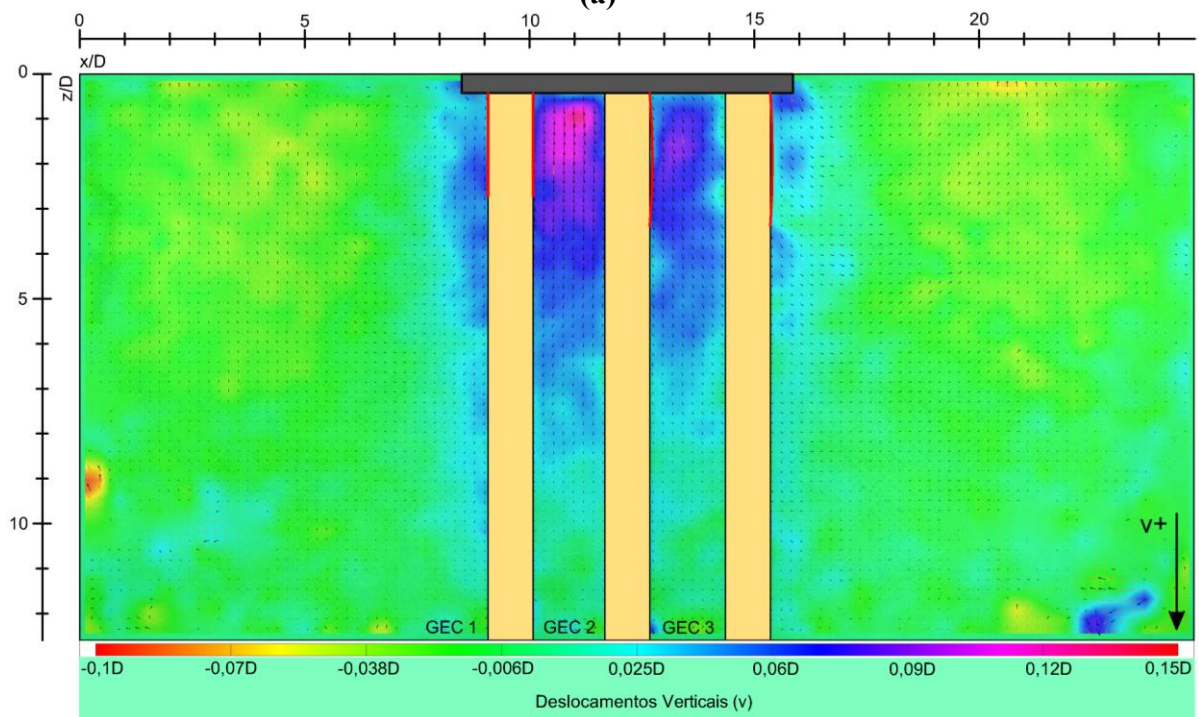
Prosseguindo-se para a análise de M3S2S, verifica-se que a instalação sequencial das GECs pouco alterou o comportamento do modelo em relação a M3S2A, considerando o carregamento de projeto. Os deslocamentos laterais máximos (Figura 4.70-a) também se manifestaram ao lado esquerdo da GEC 1, mas com maior magnitude, chegando a valores próximos de 0,034D, um aumento de cerca de 113% em relação a M3S2S. Apesar do aumento considerável nesses valores, os deslocamentos laterais ainda são muito baixos para serem considerados significativos.

Em relação aos deslocamentos verticais (Figura 4.70-b), também foi observada sua concentração entre as colunas abaixo do aterro, indicando tensões de compressão na região para a carga de projeto. Entretanto, esses deslocamentos se propagam pela região central das GECs 1 e 2, o que pode ser associado à deformação das próprias colunas junto à argila mole. Contudo, os deslocamentos máximos obtidos têm valores de cerca da metade dos obtidos em M3S2A, atingindo até 0,075D. Apesar disso, não se pode associar esse comportamento à mudança da sequência executiva, uma vez que os desempenhos dos dois modelos com três colunas são muito próximos. Não foram observados indícios de flexão nos elementos para esse nível de carregamento (carga de projeto).

Ao se estudar progresso total do carregamento até a carga máxima aplicada às colunas, para o primeiro caso, M3S2A, os deslocamentos laterais mais significativos são observados a partir dos 75% de carregamento, iniciando com valores próximos de 0,06D (região esverdeada) e atingindo valores máximos de 0,13D (área rosa do campo de deslocamentos) ao final do processo (Figura 4.71). Também é observada uma leve flexão das colunas encamisadas, sobretudo, nas colunas das extremidades. O comportamento é semelhante ao visto em M2S2, que considera o mesmo espaçamento.



(a)



(b)

Figura 4.69. Carregamento de projeto – M3S2A: (a) Direção u e (b) Direção v .

Em relação aos deslocamentos verticais (Figura 4.72), os resultados demonstram uma maior perturbação da argila mole durante o carregamento. Nesse caso, observa-se um incremento gradual das tensões entre as colunas, logo abaixo do aterro, ao longo do processo. No primeiro estágio de carga (25%), os deslocamentos verticais máximos na região ficam próximos a 0,09D

e têm a sua magnitude e área de abrangência elevadas, atingindo valores de até $0,38D$. Essa variação na concentração de tensões é significativa, representando um aumento de cerca de 322% (Figuras 4.72a e 4.72b). O comportamento também pode ser comparado ao visto em M2S2.5, onde há uma maior transferência de tensões para a argila mole, caracterizado pela região de elevados deslocamentos verticais nesse caso. Essa situação também se assemelha ao carregamento de grupos de estacas, onde o sistema recalca de forma integrada.

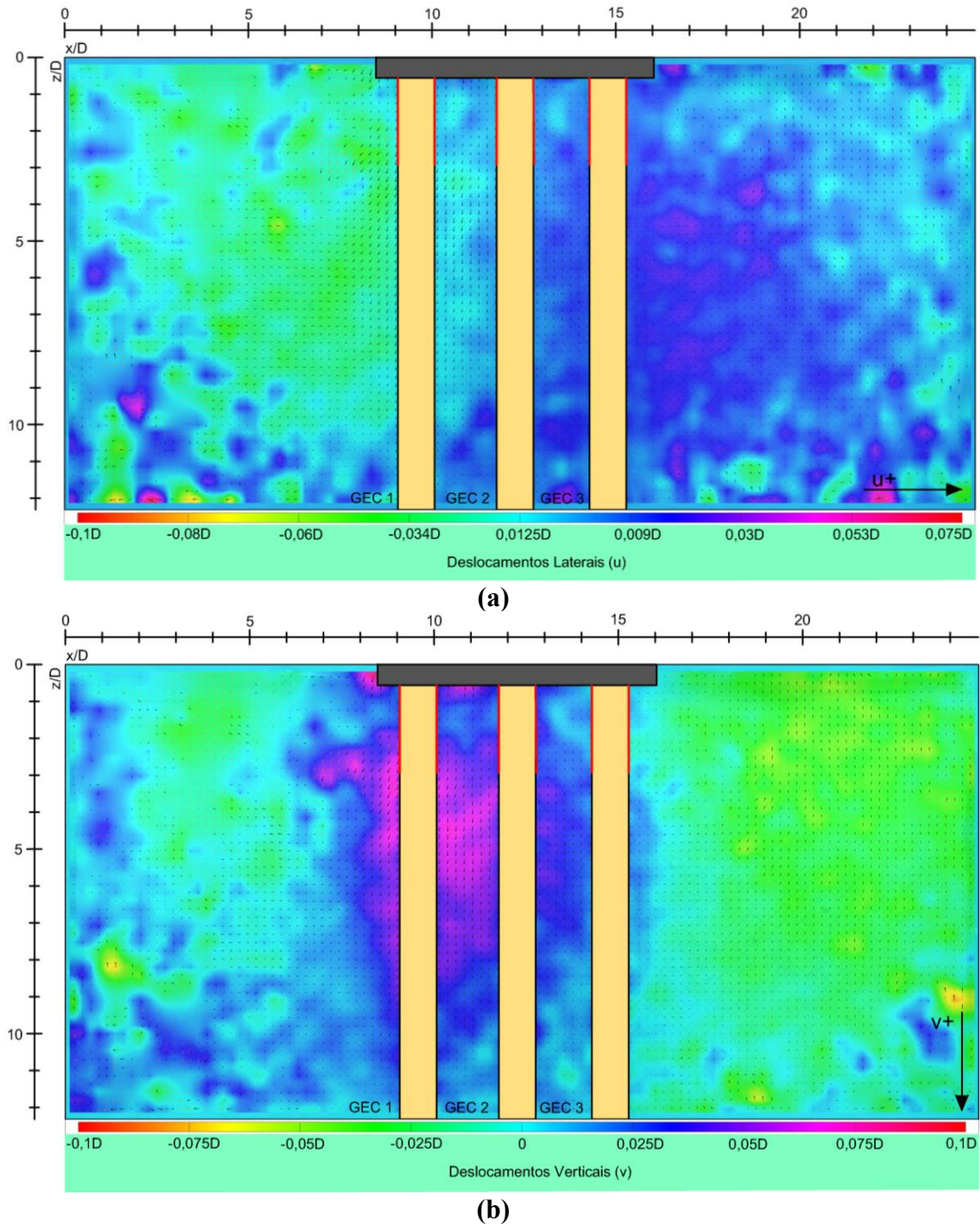


Figura 4.70. Carregamento de projeto M3S2S: (a) Direção u e (b) Direção v.

Além disso, observa-se a incidência de recalques diferenciais no aterro, em que a GEC 1 (coluna mais à esquerda) sofre uma maior deformação axial, além de uma flexão um pouco maior das colunas das extremidades (sem confinamento), em relação aos outros dois elementos. Nesse caso, pode-se dizer que a própria variabilidade do modelo pode ser associada a esse comportamento, uma vez que o processo de instalação das três GECs pode sofrer pequenas variações, apesar da metodologia e os cuidados de execução sejam os mesmos. Outra possibilidade seria a alteração da geometria da GEC 1 durante a cravação do tubo para a execução das outras duas colunas. Entretanto, hipótese não é conclusiva, pois não foi possível aferir as tensões individuais transferidas para cada uma das colunas.

Considerando-se agora M3S2S, cuja instalação das colunas foi sequencial, verifica-se que os deslocamentos laterais (Figura 4.73) ao lado das colunas mantêm valores máximos de até $0,09D$, 31% menores do que os vistos em M3S2A. Os resultados refletem também as curvas de deformação obtidas para os elementos, que são menos acentuadas que as vistas no caso anterior. De forma geral, o comportamento tem aderência com o já observado em M2S2 e M3S2A, e pouco se têm a acrescentar nesse último caso.

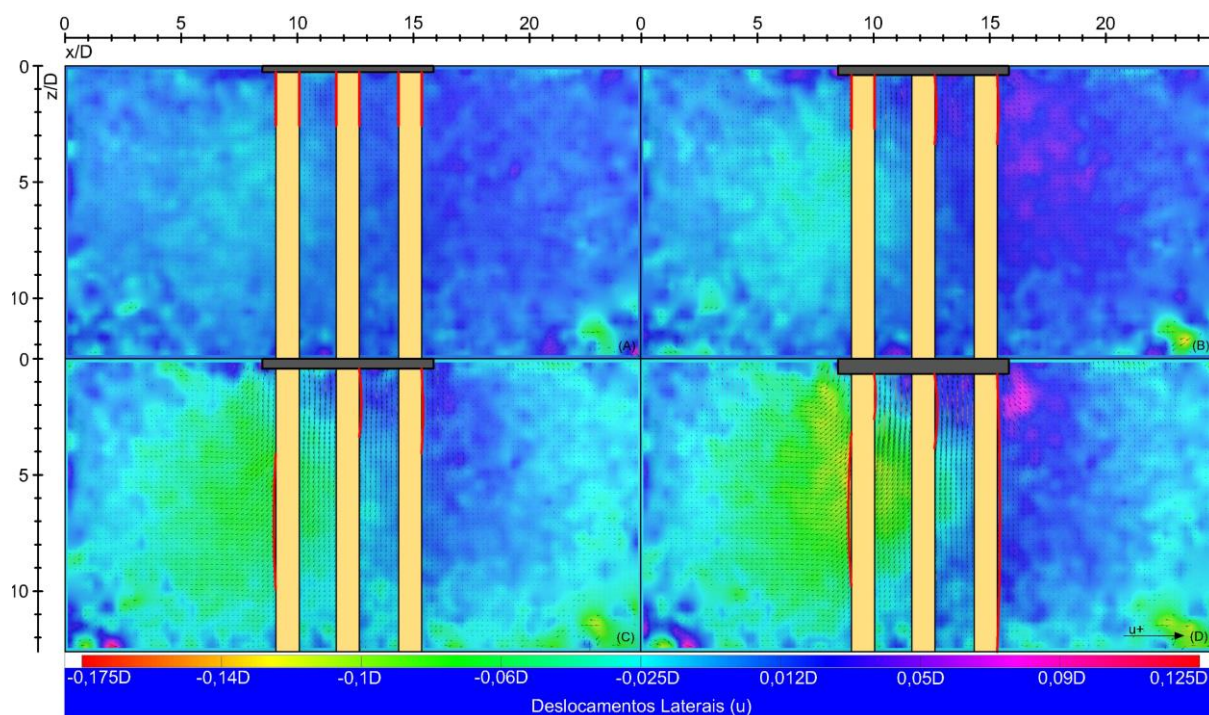


Figura 4.71. Carregamento máximo – M3S2A – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

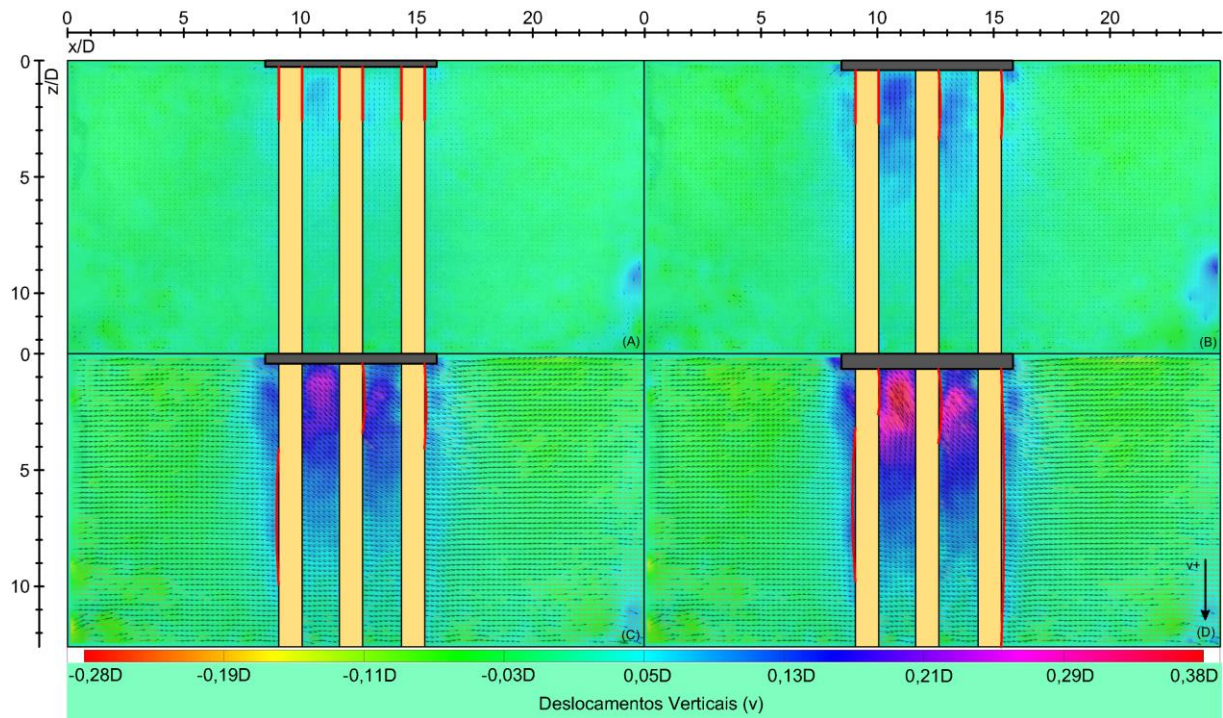


Figura 4.72. Carregamento máximo – M3S2A – Direção v : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Já o campo de deslocamentos verticais (Figura 4.74) apresentou um comportamento distinto ao obtido em M3S2A para o carregamento máximo aplicado. A incidência mais notável dos deslocamentos se torna perceptível a partir dos 50% do carregamento, com valores iniciais máximos de $0,05D$. Com a progressão do carregamento, percebe-se uma maior concentração de tensões entre as colunas, que se propagam até uma distância de até $9D$ abaixo da base do aterro. Os valores máximos ao final do processo são de até $0,17D$, 55% menores do que os vistos em M3S2A. Também é vista certa assimetria no campo de deslocamentos, mas menos acentuada que o visto no caso anterior. Isso é indicativo de recalques diferenciais no aterro, apesar da menor perturbação na argila circundante.

Comparando-se à cravação em sequência alternada, o melhor desempenho desse sistema pode ser relacionado ao efeito de escudo promovido pela instalação sequencial das GECs. Nesse caso, cada coluna adicional instalada gera um efeito protetivo sobre o elemento anterior, elevando a rigidez do sistema, o que contém a movimentação da argila durante a instalação de uma nova GEC. Desse modo, evita-se a curvatura excessiva das colunas durante o processo executivo, mitigando a ocorrência de excentricidades que venham a resultar em momentos fletores indesejados durante o carregamento.

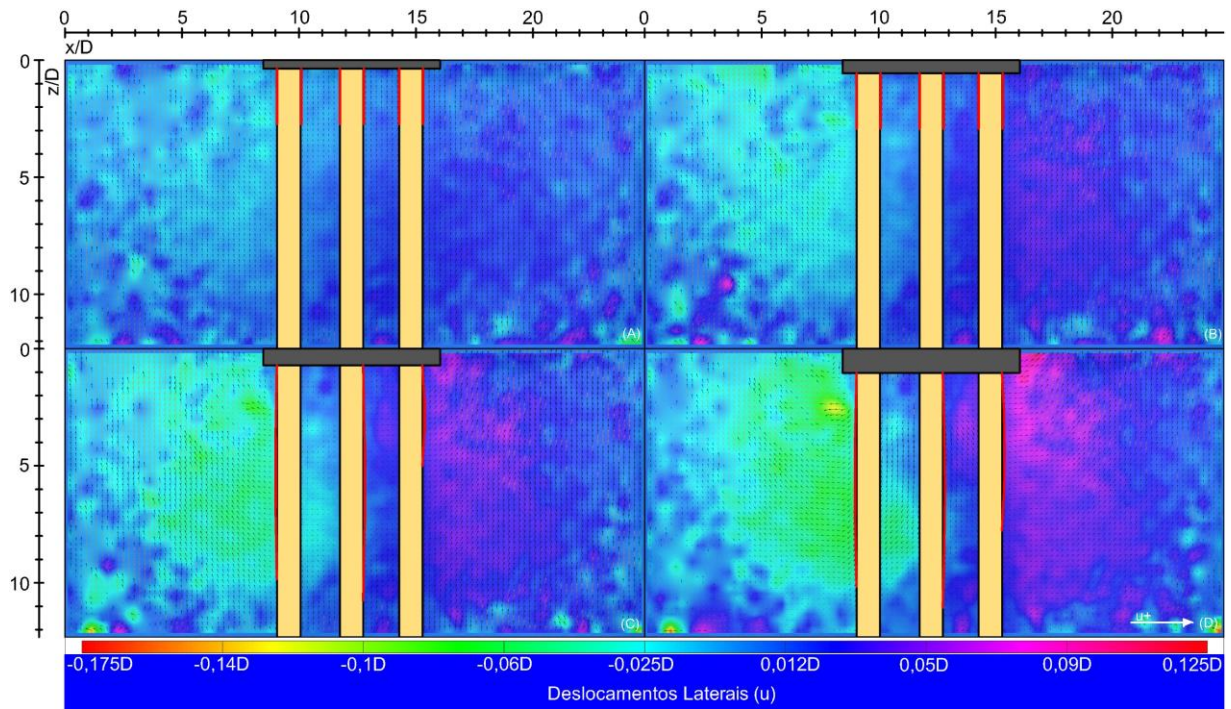


Figura 4.73. Carregamento máximo – M3S2S – Direção u: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

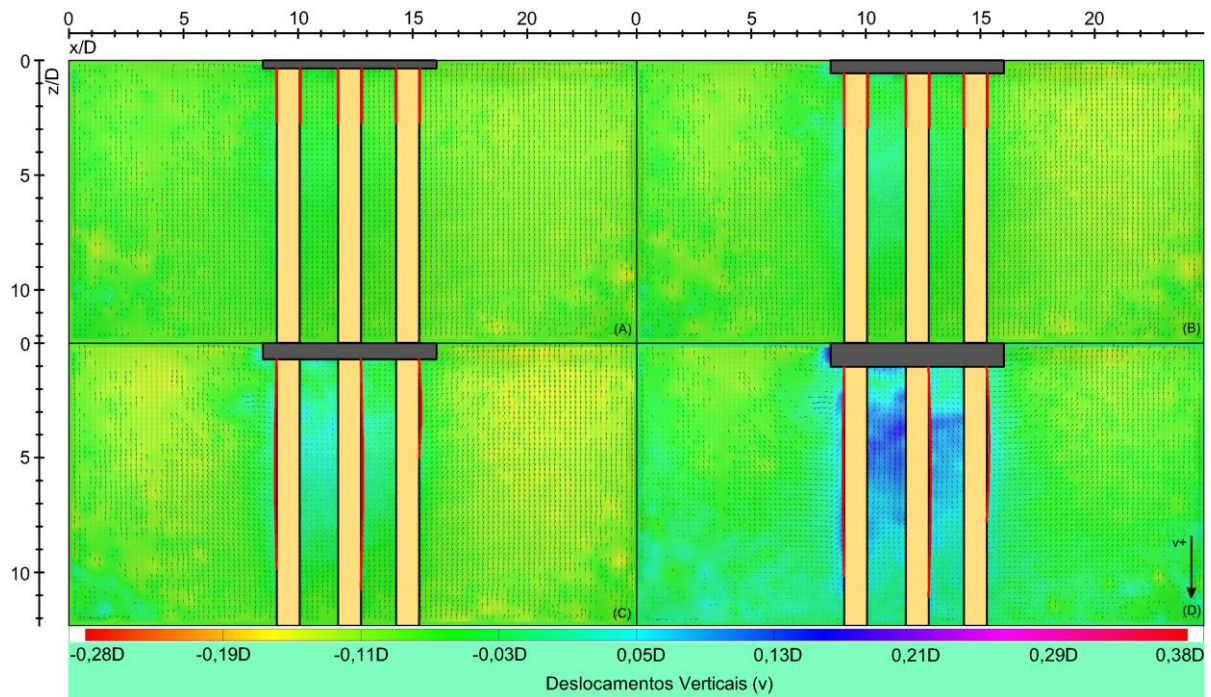


Figura 4.74. Carregamento máximo – M3S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Analisando as curvas de carga x deslocamento para os modelos com três GECs (Figura 4.75), observa-se que os resultados obtidos foram praticamente os mesmos para os dois modelos, com

diferenças pouco significativas. Ambos os modelos suportaram cargas máximas de 3362 kN na escala real, com recalques totais similares. M3S2A apresentou recalque levemente superior, de cerca de 61,4 cm, enquanto M3S2S resultou em um valor de 57,5 cm, uma diferença de 6,8%. Logo, apesar dos recalques diferenciais observados distintos, ambos os sistemas se comportaram de maneira similar em relação aos recalques totais.

Adotando-se a carga de projeto, cerca de 1200 kN (aterro com altura de 5 m), verifica-se que os recalques foram praticamente idênticos para os dois modelos, cerca de 13,5 cm. A magnitude desse recalque pode ser considerada baixa, levando-se em conta que as condições empregadas no modelo são adaptadas em relação às vistas em campo, desconsiderando o efeito de grupo proporcionado pelos elementos, empregando um carregamento não-drenado e desconsiderando um geossintético na base do aterro. Além disso, vê-se aderência desse resultado com os recalques obtidos em M2S2 para o mesmo nível de carregamento.

Considerando-se agora o desempenho dos sistemas quanto a altura de aterro equivalente suportada (Figura 4.76), verifica-se que ambos os modelos resistiram a uma altura de aterro de até 14 m, carregamento de cerca de 9% superior ao aplicado em M2S2. Além disso, destaca-se que, em M3S2A e M3S2S, as colunas não foram carregadas até a sua ruptura, devido às limitações de peso no sistema de carregamento. Logo, espera-se que os sistemas sejam capazes de suportar cargas ainda maiores. Esse melhor desempenho dos modelos com três GECs pode ser correlacionado com o efeito de grupo, que é intensificado com o acréscimo de uma coluna.

Ao se limitar novamente a altura do aterro a 5 m (linha em verde), verifica-se que o recalque total máximo não é superior a 14 cm, compatível com o resultado obtido em M2S2. Assim, para menores carregamentos, os modelos se aproximam em termos de capacidade de suporte e recalques, com excelente desempenho quando se desconsidera a utilização de um geossintético na base do aterro (efeito de membrana). Contudo, os recalques diferenciais observados na análise por DIC devem ser considerados durante a definição da capacidade de suporte do sistema, uma vez que são indesejáveis na maioria das obras envolvendo aterros.

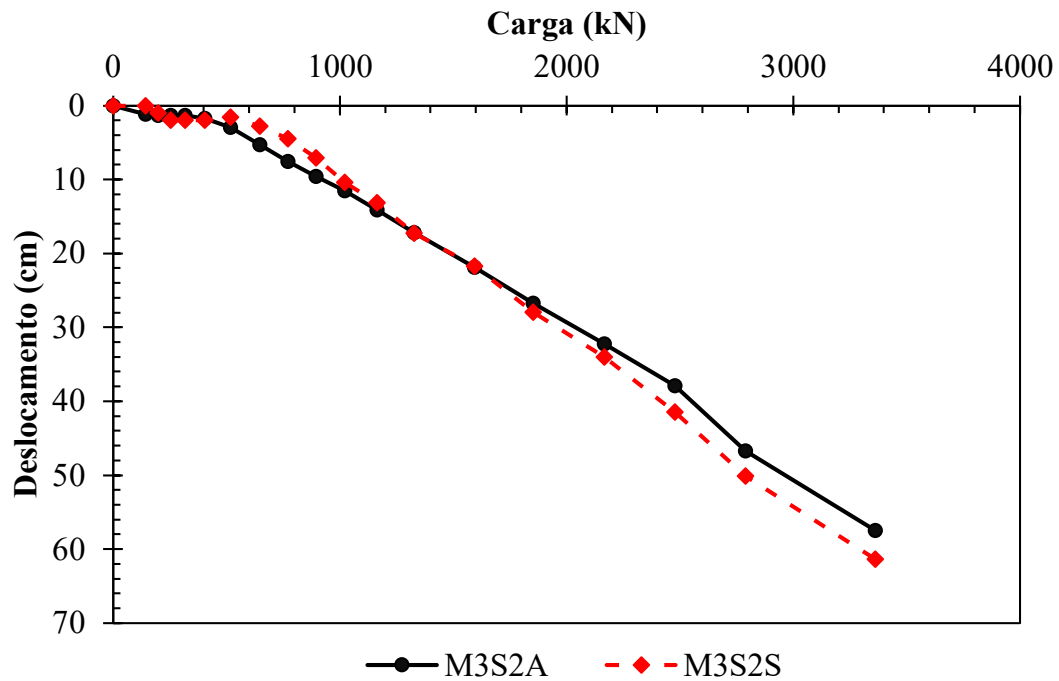


Figura 4.75. Curva carga x deslocamento – 3 GECs - Escala real.

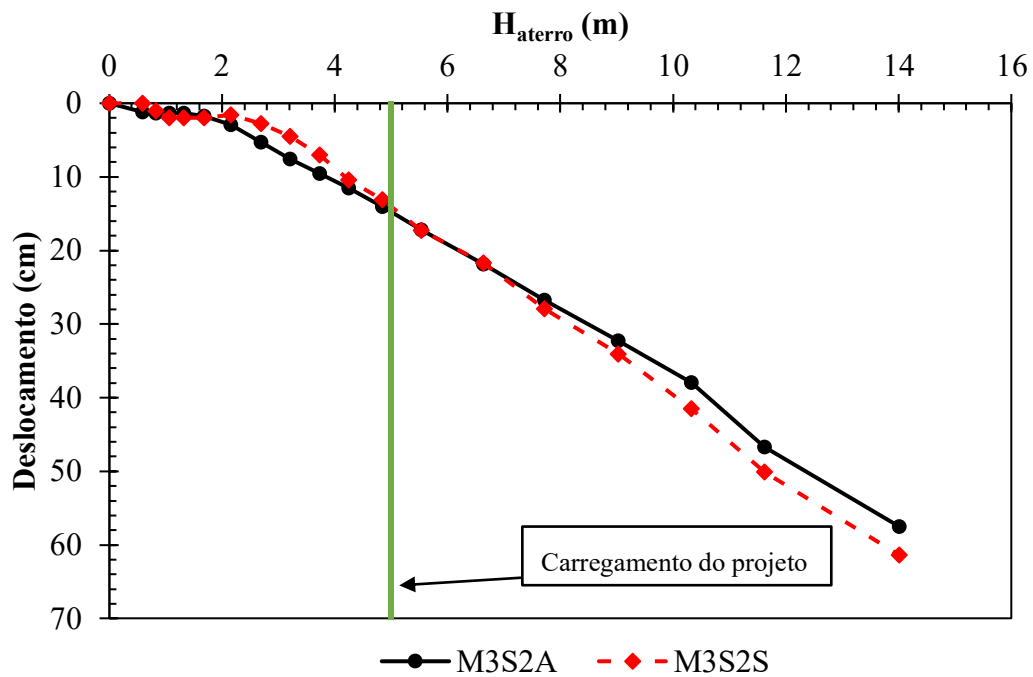


Figura 4.76. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 3 GECs.

Por fim, na Figura 4.77 são apresentadas as situações finais das colunas nos dois modelos estudados. Pelas imagens é possível ver a pequena curvatura das GECs ao final do carregamento, mesmo sem o uso da ferramenta de DIC. Além disso, pode-se observar também

os recalques diferenciais ocorridos nos aterros, algo a ser considerado em casos em que os carregamentos aplicados sejam muito elevados.

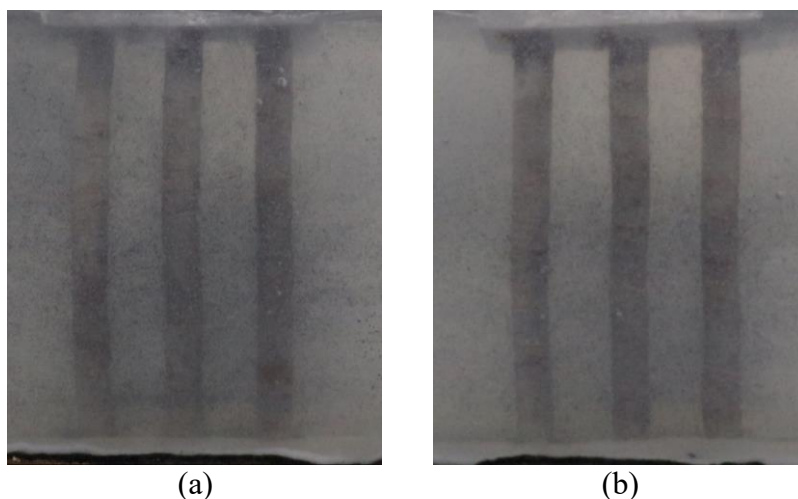


Figura 4.77. Situação final das colunas: (a) M3S2A e (b) M2S2S.

4.5.3.4. Carregamento de múltiplas GECs

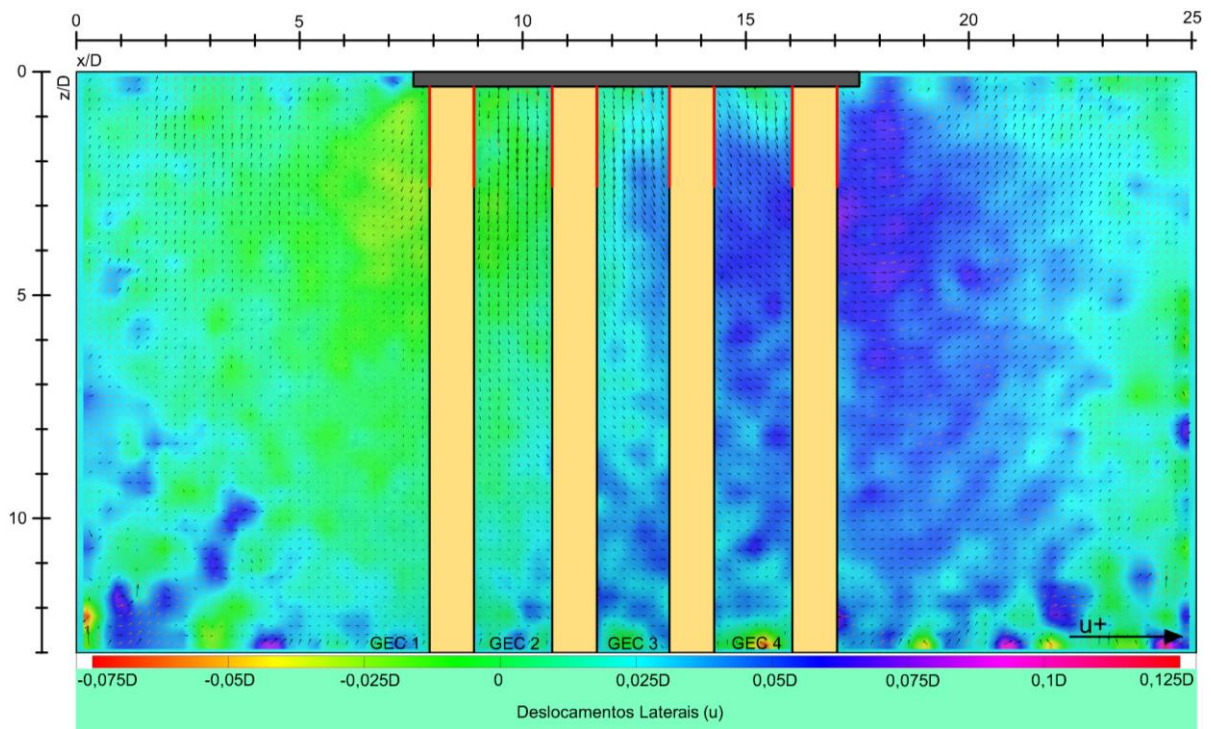
No último modelo elaborado (M4S2S), avaliou-se o comportamento de um grupo de quatro colunas encamisadas instaladas sequencialmente. O intuito foi averiguar se a inclusão de uma nova coluna aumenta a eficácia do efeito de escudo em proteger os elementos existentes, reduzindo alterações em sua geometria. Todos os elementos das imagens apresentadas permanecem os mesmos dos casos anteriores. Inicialmente, para a carga de projeto, observa-se um comportamento muito similar ao visto nos modelos M3S2A e M3S2S em termos de deslocamentos na argila mole.

Em relação aos deslocamentos laterais (Figura 4.78-a), os valores máximos ficaram concentrados nas laterais das colunas externas (GEC 1 e GEC 4), com magnitude não superior a $0,09D$. Assim como nos casos anteriores, esses valores são muito baixos para serem um indicativo de alguma alteração na geometria das colunas, como deformações radiais ou flexão. Não foram identificadas, visualmente, quaisquer alterações nas quatro GECs estudadas, quando considerada a direção u . Até esse estágio de carga, pode-se dizer que o modelo manteve aderência com os casos anteriores.

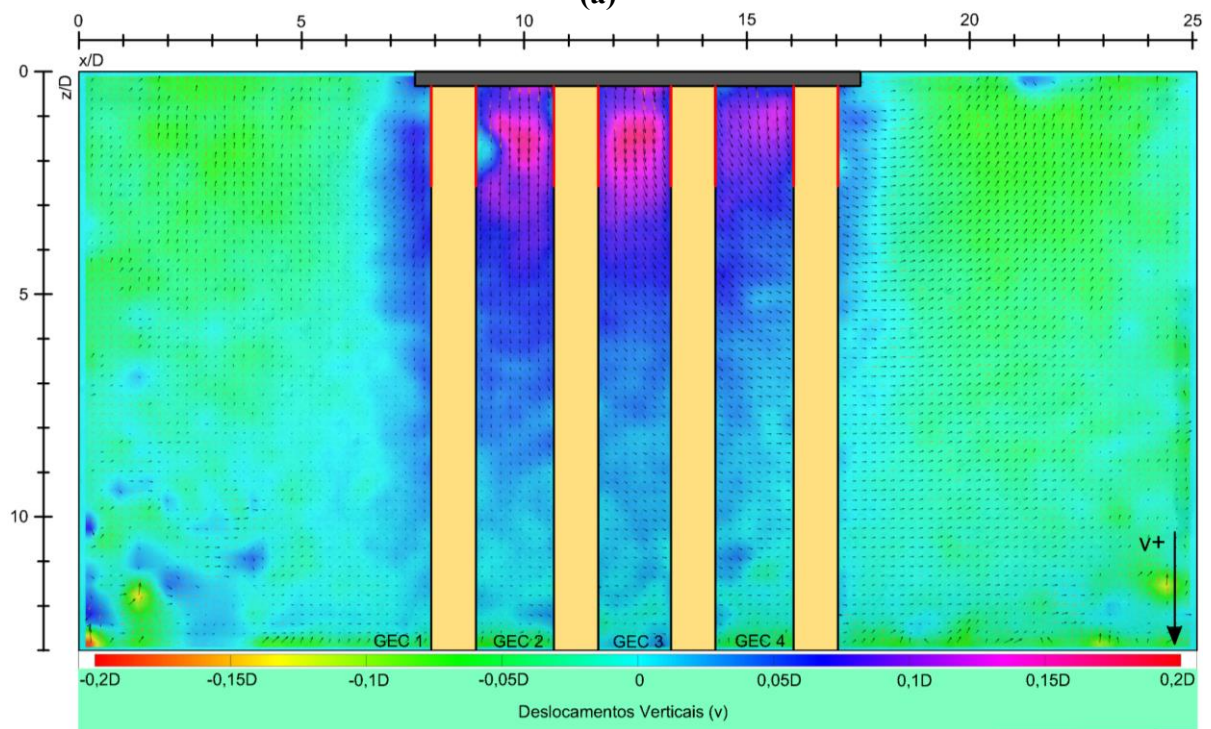
Avaliando-se agora os deslocamentos verticais (Figura 4.78-b), observa-se a mesma concentração de tensões de compressão entre as colunas, indicando uma transferência de parte

do carregamento para a argila mole. Nesse caso, os valores máximos observados para esses deslocamentos são de $0,2D$, concentrando-se, sobretudo, entre as GECs 2 e 3, no centro do modelo. Esses valores são cerca de 33% maiores do que os vistos em M3S2A e 100% maiores que os vistos em M3S2S, mantendo-se dentro da magnitude, apesar do elevado percentual de diferença no segundo caso. Desse modo, pode-se dizer que essas diferenças estão mais associadas à variabilidade dos modelos, pois a variação calculada no segundo caso é referente a valores muito pequenos, praticamente desprezíveis, o que levou a essa ao percentual elevado. Não obstante, verifica-se o excelente desempenho do sistema nas condições do projeto, resistindo adequadamente aos esforços aplicados pelo aterro, apesar das limitações impostas pelo modelo.

Para a análise do carregamento completo das colunas, os campos de deslocamentos laterais obtidos (Figura 4.79) apresentam comportamento semelhante ao visto anteriormente nos modelos M3S2A e M3S2A. A incidência de deslocamentos ao lado das colunas indica a pequena flexão gradual dos elementos com o avanço do carregamento. Os valores máximos são vistos ao lado da última GEC à direita, iniciando com uma magnitude de $0,05D$ aos 25% de carregamento. Com o avanço do processo, esses deslocamentos aumentam gradativamente até atingirem valores máximos de $0,3D$ aos 100%. Os campos de deslocamentos acompanham a direção da flexão das colunas, como visto pelas curvas de deformação, sendo mais amplos e intensos na região das duas colunas da direita. Embora tenham sido apresentados valores baixos, tal comportamento indica flexões mais acentuadas nesses elementos em comparação às duas primeiras colunas. Outro ponto a se destacar, é que as colunas flexionaram em direções simétricas em relação ao eixo central do sistema, em que as GECs 1 e 2 curvaram à esquerda enquanto as GECs 3 e 4, comportamento típico de um aterro sobre colunas organizadas de forma simétrica. De forma geral, as colunas se comportaram de forma similar aos casos anteriores ao se considerarem cargas elevadas, como esperado, tendo em vista a maior quantidade de colunas.



(a)



(b)

Figura 4.78. Carregamento – M4S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Em relação aos deslocamentos verticais (Figura 4.80), observa-se novamente a concentração de tensões abaixo do aterro, na região entre as colunas. Esse campo de deslocamentos se manifesta discretamente aos 25% de carregamento, com valores de até $0,29D$, e crescem até valores máximos de $0,75D$, aumento de 159%. Esse é um incremento de 97% em relação a

M3S2A e de 477% em relação a M3S2S, valores percentuais elevados devido à variação calculada sobre valores muito pequenos, o que indica um aumento nas tensões sobre a malha de colunas e argila mole, considerando o final do carregamento. O comportamento pode ser associado à maior deformação sofrida pelas colunas, sobretudo, as colunas à esquerda, uma vez que um maior carregamento foi aplicado nesse modelo. Também se observa que esses deslocamentos se propagam até uma profundidade menor abaixo do aterro, de cerca de $5D$. Deve-se, entretanto, salientar que o carregamento aplicado em M4S2S é levemente superior aos casos anteriores, o que pode ter implicado nessas maiores deformações (Figura 4.80). Nesse aspecto, embasando-se na análise de DIC, não se pode concluir que a adição de uma nova coluna tenha melhorado o efeito de escudo, pois as deformações nas GECs são, praticamente equivalentes e isso pode indicar um limite de tal efeito para um grupo de colunas maior que três. Outro ponto a se destacar é a assimetria no campo de deslocamentos verticais, indicando, novamente, a incidência de recalques diferenciais, mas menos incisivos que nos casos anteriores.

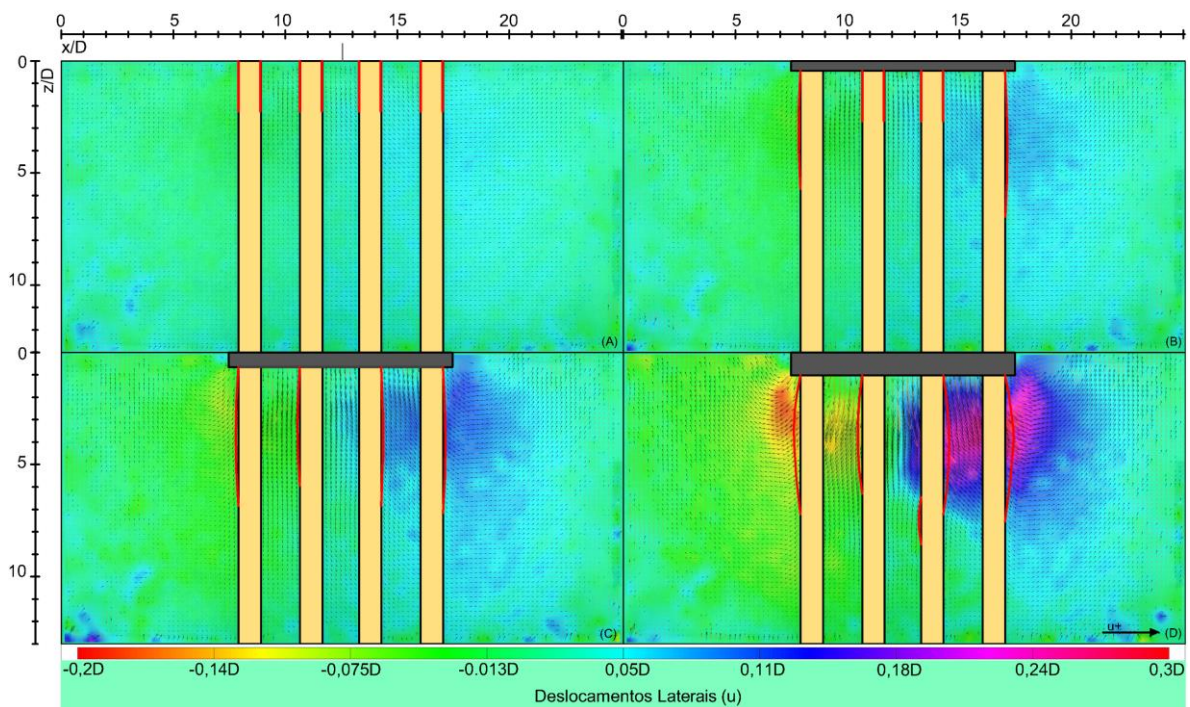


Figura 4.79. Carregamento máximo– M4S2S – Direção u : (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

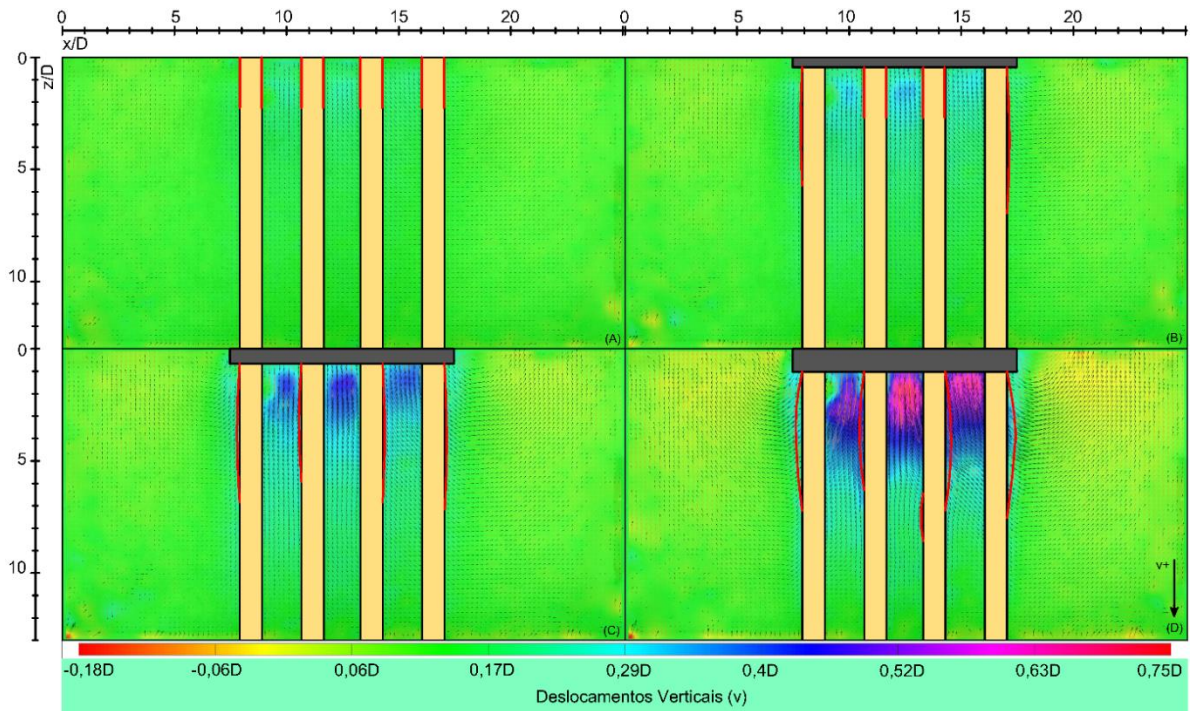


Figura 4.80. Carregamento máximo – M4S2S – Direção v: (a) 25%, (b) 50%, (c) 75% e (d) 100%.

Por fim, a curva de carga x deslocamento obtida foi aderente aos resultados anteriores (Figura 4.81), em que, proporcionalmente às maiores cargas necessárias para se carregar as quatro GECs, o carregamento final suportado foi similar. Nesse caso, as colunas foram capazes de suportar até 4862 kN na escala real (76 N na escala do modelo), com um recalque correspondente de 68.84 cm. O recalque total obtido é pouco superior que na situação com três colunas, contudo, a carga máxima aplicada em M4S2S também é levemente maior. Ainda, destaca-se que as colunas não foram levadas até a ruptura, devido à limitação do sistema de carregamento. Entretanto, observa-se um aumento abrupto nos recalques entre o penúltimo e último estágios de carga, o que pode indicar a proximidade da resistência última do sistema.

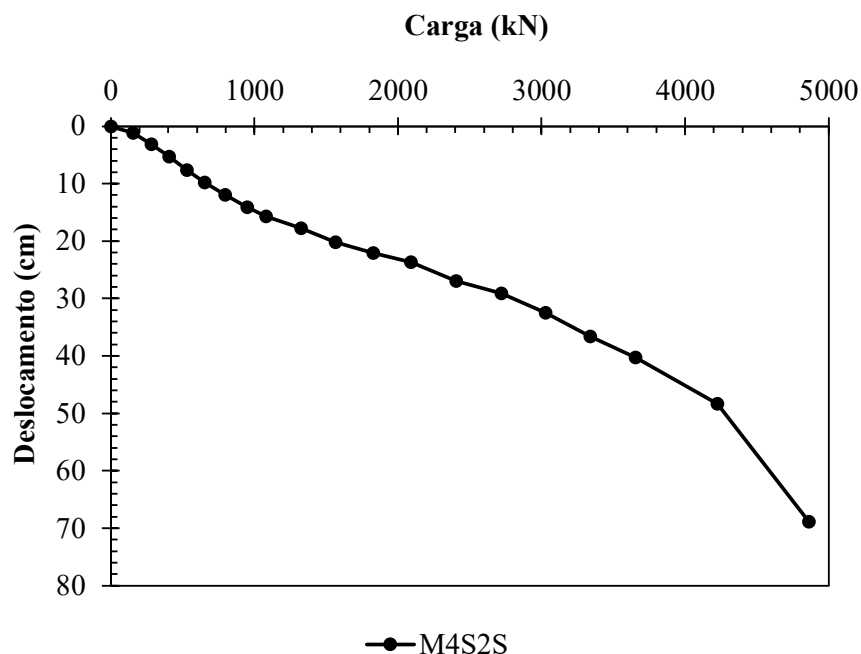


Figura 4.81. Curva carga x deslocamento – 4 GECs - Escala real.

Prosseguindo-se para a análise em termos de altura de aterro equivalente (Figura 4.82), confirma-se que o modelo foi aderente aos seus predecessores, em que a altura máxima suportada foi de 15 m aproximadamente. Logo, o sistema proposto é capaz de suportar aterros de grandes dimensões, embora as colunas tenham tendência a flexionar nessas situações de cargas muito elevadas, o que é esperado, tendo em vista que são elementos semi-rígidos. Além disso, ao se fixar novamente a altura de projeto do aterro para 5 m (linha verde), os recalques correspondentes são próximos a 20 cm, muito abaixo quando comparado às malhas de colunas convencionais, que sofrem maiores deformações para menores cargas. Não obstante, por estar incluída na região côncava da curva, associada a uma acomodação das colunas, espera-se que, em campo, esses recalques possam ser ainda menores, haja vista o carregamento mais lento a que o sistema fica submetido nesse cenário.

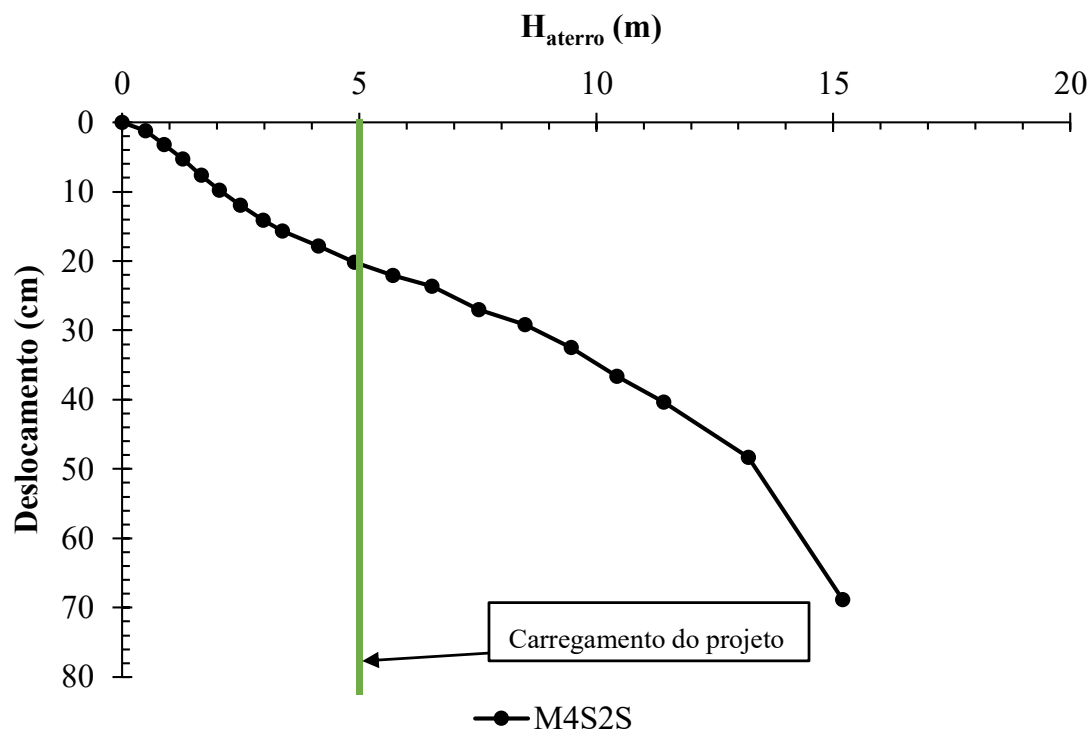


Figura 4.82. Altura de aterro hipotética suportada pelas colunas x deslocamento – 4 GECs.

Ainda, na Figura 4.83 é vista a situação final das quatro colunas após o fim do carregamento. Vê-se nitidamente a curvatura das colunas, como indicado pela análise por DIC, e os recalques diferenciais indicados pela inclinação da peça de poliestireno. Esse comportamento pode estar relacionado à interação do efeito de escudo com as pequenas excentricidades geradas durante o processo executivo, ou mesmo devido à variabilidade na execução dos elementos. Outro ponto seria a simplificação do modelo em relação às condições reais de campo, que pode trazer algumas alterações nos resultados. Logo, são necessárias maiores investigações para o entendimento desse comportamento.

Por fim, deve-se destacar que, para todos os carregamentos em que se consideraram as placas de isopor, verificou-se uma rigidez relativamente elevada desse material ao utilizá-lo para representar o aterro, não sendo exatamente acurado nesse caso. Uma camada de um material granular representativo permitiria uma deformação compatível sobre a argila mole. Contudo, sua execução requereria cuidados especiais, dada a alta deformabilidade da Laponite RD® mesmo sob carga baixas. Apesar disso, o isopor utilizado permitiu a transferência dos esforços para as GECs, cumprindo adequadamente o seu papel primordial.

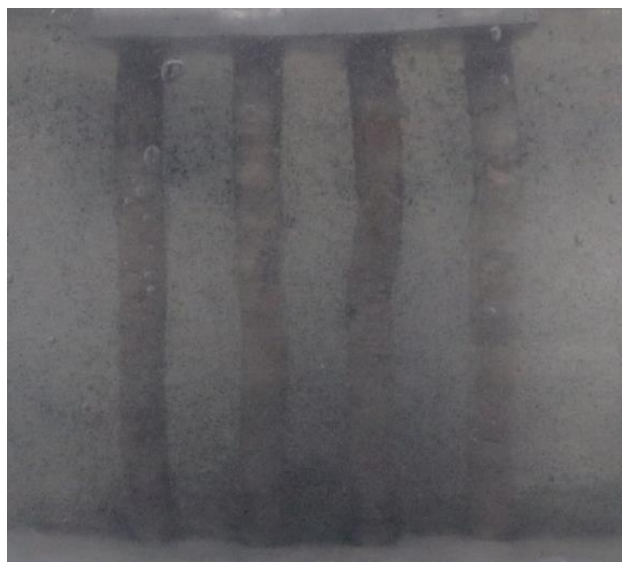


Figura 4.83. Situação final das colunas – M4S2S.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1. Conclusões

O trabalho avaliou o comportamento de colunas convencionais e encamisadas com geotêxtil (GEC) em argilas moles, com ênfase em seu processo de instalação e posterior carregamento. Para esse fim, empregou-se uma argila sintética e transparente, cujo nome comercial é Laponite RD®, na construção de catorze modelos em pequena escala, onde se variaram a quantidade de colunas granulares instaladas, sua compactidade relativa, espaçamento entre elementos e sequência de instalação. Os deslocamentos resultantes no interior do modelo foram obtidos por meio de uma captura sequencial de imagens com posterior análise por meio da técnica de *Digital Image Correlation* (DIC). Além disso, uma ampla campanha de caracterização foi realizada nos materiais utilizados, a fim de verificar a sua aplicabilidade nos modelos em pequena escala.

Em relação ao processo de caracterização dos materiais empregados nos modelos, as principais conclusões são:

- Os resultados dos ensaios de caracterização realizados na Laponite RD® se mostraram condizentes com os apresentados por Wallace e Rutherford (2015), em que a argila transparente apresentou propriedades físicas correspondentes às argilas moles naturais;
- A variação do tempo de adensamento pelo peso-próprio e variação da concentração em massa de Laponite RD® são os parâmetros de maior influência sobre a resistência não drenada do material (S_u). Quanto maior os seus valores, maior o valor de resistência obtida;
- A Laponite RD® apresentou boa transparência para uma distância de visualização de até 20 cm para a concentração máxima considerada na pesquisa (10% em massa), demonstrando grande potencial para a aplicação em modelos com diferentes escalas;
- A areia fina utilizada foi suficiente para se obter colunas com compactação adequada e comportamento físico compatível com o esperado no modelo em escala. O material também se mostrou adequado para o sistema de compactação por vibração desenvolvido para a pesquisa. Considerando a construção dos modelos experimentais, pode-se concluir que:
- Os modelos experimentais em escala construídos conseguiram simular de forma satisfatória colunas granulares instaladas em argilas moles, uma vez que os resultados dos modelos duplicados apresentaram aderência com os obtidos para os modelos originais, demonstrando a boa repetibilidade haja vista as variáveis consideradas;

- A concentração de 4% em massa empregada, associada ao tempo de adensamento de sete dias, foram adequados para compatibilizar os valores de resistência não-drenada segundo os critérios de similitude;
- A distância de transparência de 15 cm adotada permitiu a visualização satisfatória dos deslocamentos na argila mole, tanto durante o processo de instalação da coluna quanto durante seu carregamento;
- O sistema de captura de imagens de baixo custo, utilizando uma câmera profissional, viabilizou a obtenção de quadros com grande nitidez e qualidade, com intervalos de tempo satisfatórios, a um custo significativamente menor que um sistema profissional;
- O *software* PIVlab empregado na pesquisa retornou resultados acurados e precisos, em que foi possível observar os campos de deslocamentos resultantes para todas as direções dos modelos experimentais;

No tocante ao processo de instalação das colunas encamisadas com o uso de um tubo com ponta fechada, conclui-se que:

- As equações propostas para a previsão da curva de alcance dos deslocamentos resultantes da cravação do tubo com ponta fechada apresentaram boa aderência com os resultados experimentais obtidos para diferentes estágios de cravação;
- O aumento do espaçamento entre GECs reduziu a influência dos deslocamentos da argila sobre as colunas vizinhas durante a cravação do tubo executivo, mas não a eliminou completamente, considerando-se os espaçamentos analisados na pesquisa ($S = 1,0$ m até 2,5 m). Para os espaçamentos de 2,0 m e 2,5 m, o alcance dos deslocamentos foram similares;
- Considerando duas colunas e fixando seu espaçamento, os deslocamentos observados crescem com o avanço da cravação, incrementando gradualmente a sua influência sobre os elementos vizinhos;
- Para os modelos com três GECs, as duas sequencias executivas propostas apresentaram diferenças nos deslocamentos obtidos. Quando as colunas são executadas alternadamente (1-3-2), o confinamento proporcionado pelas GECs ímpares restringe os deslocamentos devido à instalação da GEC 2 e aumenta a concentração de tensões ao lado dos elementos, podendo ocasionar maiores deformações nas GECs 1 e 3. Por outro lado, no modelo em que se adotou uma instalação sequencial das GECs (1-2-3) da esquerda para a direita, os deslocamentos ao lado das colunas já instaladas foram pouco menores. Nesse segundo caso, o alcance dos deslocamentos da argila ao lado esquerdo do tubo é mitigado devido ao maior número de GECs

existentes, o que pode promover um efeito de escudo para estruturas que estejam localizadas na região anterior à malha de colunas (lado esquerdo);

- O modelo com quatro GEC instaladas sequencialmente da esquerda para a direita mostrou uma redução gradual dos deslocamentos no lado esquerdo do modelo, conforme as colunas eram instaladas, o que pode ser relacionado ao aumento do número de GECs (efeito de escudo). A adição de novas linhas de GECs se mostra benéfica sobre o comportamento global da malha de colunas. Além disso, a coluna mais afastada do tubo que está sendo executado (GEC 1) apresentou deslocamentos reduzidos ao seu lado, mesmo durante a instalação da última coluna, o que demonstra a grande influência do processo executivo desses elementos sobre o meio circundante;

- Os deslocamentos verticais descendentes se mantêm concentrados sob a ponta do tubo, com o seu alcance diminuindo com o avanço da cravação. O bulbo de deslocamentos formado na ponta também contribui significativamente para a mobilização lateral da argila;

- Os deslocamentos verticais ascendentes vistos, apesar da sua magnitude reduzida, abrangeram uma região mais expressiva e podem ser danosos para as colunas vizinhas.

Em relação ao carregamento das colunas nos modelos executados:

- As colunas convencionais individuais apresentaram desempenho muito inferior, visualizando-se claramente as deformações radiais (bulbo) na porção superior dos elementos. O baixo confinamento proporcionado pela argila mole comprometeu o desempenho dos elementos, resultando em sua ruptura com elevada deformação radial e axial, mesmo considerando baixas cargas. Ao se considerar o elemento com menor compacidade relativas, os deslocamentos totais após a ruptura são ainda mais críticos;

- As colunas convencionais sofrem deformações axiais pequenas no início do carregamento até sofrerem uma ruptura brusca a partir de estágio de carga mais avançado, com deslocamentos próximos a 2 m em escala real. Após a ruptura, as deformações estabilizam e a coluna quase não sofre mais variações;

- Com a introdução da camisa de geossintético, verifica-se o ganho significativo de desempenho para as GECs bem compactadas, sendo que não foram observadas deformações radiais nos elementos. Além disso, as mesmas colunas suportaram a carga total aplicada sem colapsar em com deformações axiais muito menores quando comparado com as colunas convencionais;

- Por ser um elemento semi-rígido, a ruptura da GEC menos compactada ocorreu antes da ruptura do reforço e isso somente ocorreu para um carregamento aplica 2,3 vezes maior que o de projeto, o que resultou em um caso hipotético de um aterro de 11,7 metros sobre apenas uma

coluna. Nesse caso, houve uma flexão durante o carregamento, deformando-se consideravelmente após a aplicação da carga total. Apesar disso, as deformações máximas ainda foram menores do que as vistas para as colunas convencionais, mesmo considerando que o elemento rompeu por flexão. Entretanto, não se pode dizer que esse comportamento é compatível com as condições de campo, uma vez que, neste último caso, o efeito de grupo proporcionado pela malha de colunas não permite esse tipo de comportamento;

- Mesmo colapsando ao final do carregamento, para todos os casos, as duas GEC foram capazes de suportar elevadas alturas de aterro com baixos recalques, sendo o valor mínimo próximo a 10 m, correspondente ao maior espaçamento ($S = 2,5$ m). Isso demonstra o grande potencial de aplicação desses elementos em argilas moles. Ao se considerar a altura de projeto igual a 5,0 m, os recalques desenvolvidos não foram superiores a 23 cm, demonstrando a grande eficiência da metodologia mesmo para maiores valores de espaçamento;

- Para os modelos com três GECs, os comportamentos foram aderentes entre os dois modelos, sendo que, para os dois casos, as colunas sofreram pequena de flexão, ainda menos significativa que os vistos nos casos anteriores. Além disso, verificou-se uma maior transferência de tensões para a argila mole no modelo em que se considerou a instalação dos elementos de forma alternada, indicado pelos deslocamentos significativos na região entre as colunas e abaixo da base do aterro.

- Em relação às curvas de carregamento, os dois modelos com três colunas apresentaram resultados praticamente iguais, com poucas variações. Os resultados também foram consistentes com os obtidos para o modelo com duas colunas que considerou o mesmo valor de espaçamento;

- Por fim, ainda para o modelo com quatro colunas, a curva de carregamento seguiu a mesma tendência observada anteriormente para $S=2,0$ m, sem variações significativas.

5.2. Sugestões para pesquisas futuras

Como sugestão para as próximas pesquisas e análises, têm-se:

- Montagem de um modelo experimental em 3D, também utilizando a Laponite RD®, para avaliar malhas de colunas completas e em diferentes configurações;
- Executar um modelo com um aterro granular em solo transparente sobre as colunas, a fim de verificar os mecanismos de transferência de cargas existentes;

- Aumentar as dimensões do modelo e das GECs, com o intuito de verificar com mais detalhe a incidência ou não de deformações radiais nos elementos durante o seu carregamento;
- Desenvolver modelos com colunas encamisadas sujeitas a cargas cíclicas, verificando o efeito do trânsito de veículos e equipamentos sobre o aterro em execução;
- Avaliar o carregamento sobre a argila transparente em seu estado natural, sem a instalação de colunas;
- Estudar detalhadamente os efeitos e a origem da flambagem observada nas colunas estudadas;
- Ampliar as equações desenvolvidas considerando novos diâmetros e formatos de ponta dos tubos executivos, adequando-as a novas geometrias e situações;
- Utilizar softwares de elementos finitos para realizar uma modelagem numérica 3D do modelo experimental, a fim de se compararem os resultados obtidos e previstos pela modelagem numérica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abid, M.S.; Rathod, D.; Vanapalli, S.K. (2023). Bearing Capacity of Annulus Stone Column Double-Encapsulated with Geotextiles. *Int. J. Geomech.*, 23(2): 04022281.

Abdi, M.R.; Mirzaeifar, H.; Asgardun, Y.; Hatami, K. (2024). Assessment of pegged geogrid (PG) pullout performance in coarse-grained soils using PIV analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 52:27-45.

Ads, A.; Iskander, M.; Bless, S. (2019). Shear Strength of a Synthetic Transparent Soft Clay Using a Miniature Ball Penetrometer Test. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM International, 43(5): 1-22.

Ads, A.; Omidvar, M.; Bless, S.; Iskander, M. (2020). Static and Dynamic Analysis of Torpedo Anchor Penetration and Pullout in Cohesive Soils. *Geo-congress 2020*, American Society of Civil Engineers, 283-292.

Ads, A.; Islam, M.S.; Iskander, M. (2021). Effect of Face Losses and Cover-to-Diameter Ration on Tunneling Induced Settlements in Soft Clay, Using Transparent Soil Models. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(8): 5529-5547.

Ads, A.; Iskander, M.; Bless, S.; Omidvar, M. (2024). Effect of fin width on torpedo anchor penetration and pullout using model tests with transparent soils. *Ocean Engineering*, 298:117247.

Afshar, J.N.; Ghazavi, M. (2013). Experimental Studies on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns. *Arab. J. Sci. Eng.*, 29(3):1559-1571.

Ahmed, M.D.; Adkel, A.M. (2017). Stabilization of Clay Soil Using Tyre Ash. *Journal of Engineering*, 23(6): 34-51.

Al-Kazzaz, Z.A.; Al-Obaydi, M.A. (2021). Effect of Spacing between Stone Columns on the Behavior of Soft Soil. *E3S Web of Conferences* 318, 01006.

Alexiew, D.; Brokemper, D.; Lothspeich, S. (2005). Geotextile encased columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. Proc., Geo-Frontiers Conf., ASCE, Reston, VA. 497-510.

Alexiew, D.; Raithel, M.; Küster, V. (2012). 15 years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system. 211 International Symposium on Ground Improvement, Brussels.

Alexiew, D., Blume, K.-H. & Raithel, M. (2016). Bridge approach on Geosynthetic Encased Columns (GEC) in northern Germany: Measurement program and experience. Proceedings GeoAmericas, Miami Beach, FL, USA, pp. 378–387.

Alkhorshid, N.R. (2017). Analysis of geosynthetic encased columns in very soft soil. PhD Thesis. Universidade de Brasília, Brasília, Brazil. 146p.

Alkhorshid, N.R.; Araujo, G.L.S. Palmeira, E.M.; Zornberg, J.G. (2019). Large-scale load capacity tests on a geosynthetic encased column. *Geotextiles and Geomembranes*, 47:632-641.

Almeida, M.S.S.; Marques, M.E.S. (2010). Aterros sobre solos moles: Projeto e desempenho. Oficina de Textos.

Almeida, M.S.S.; Hosseinpour, I.; Riccio, M.; Alexiew, D. (2014). Behavior of Geotextile-Encased Granular Columns Supporting Test Embankment on Soft Deposit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(3): 1-9.

Almeida, M.S.S.; Riccio, M.; Hosseinpour, I.; Alexiew, D. (2019). Geosynthetic Encased Columns for Soft Soil Improvement. Taylor & Francis Group, London, UK.

Almeida, M.S.S.; Marques, M.E.S.; Riccio, M.; Fagundes, D.F.; Lima, B.T.; Polido, U.F.; Cirone, A.; Hosseinpour, I. (2023). Ground improvement techniques applied to very soft clays: state of knowledge and recent advances. *Soils and Rocks*, 46(1): 1-32.

Almikati, A.; Pierozan, R.C.; Sadek, S.; Zornberg, J.G. (2023). Geotechnical Characterization of Laponite as Transparent Clay Surrogate. *Geotechnical Testing Journal*, 46(3):535-558.

Araújo, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas. Tese de Doutorado – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 166p.

Arif, K.; Potgieter, J. (2016). Particle Image Velocimetry Study of Displacement Field in Granular Continua Under Axisymmetric Conditions. *016 23rd International Conference on Mechatronics and Machine Vision in Practice (M2VIP)*, 2016, pp. 1-6.

ASTM D4648 / D4648M-16. (2016). Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Ates, B.; Sadoglu, E. (2023). A quasi-2D exploration of optimum design settings for geotextile-reinforced sand in assistance with PIV analysis of failure mechanism. *Geotextiles and Geomembranes*, 51:418-436.

Babu, M.R.D.; Nayak, S.; Shivashankar, R. (2013). A Critical Review of Construction, Analysis and Behavior of Stone Columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31: 1-22.

Badrawi, E.F.; El-kady, M.S. (2020). Stabilizing soft clay using geo-foam beads and cement bypass dust. *Underground Space*, 5: 292-297.

Baek, S.H.; Kim, J. (2019). Applicability of the 1g similitude law to the physical modeling of soil-track interaction. *Journal of Terramechanics*, 85:27-37.

Bahrami, M.; Marandi, S.M. (2021). Large-scale Experimental Study on Collapsible Soil Improvement using Encased Stone Columns. *International Journal of Engineering*, 34(5):1145-1155.

Balachowski, L. (2017). PHYSICAL MODELLING OF GEOTECHNICAL STRUCTURES IN PORTS AND OFFSHORE. *Polish Maritime Research*, 24(93):4-9.

Barkslade, R.D.; Bachus, R.C. (1983). *Design and construction of stone columns: Final Report SCEGIT-83-104*. Washington D.C. 20590: Federal Highway Administration.

Basack, S.; Indraratna, B.; Rujikiatkamjorn, C.; Siahaan, F. (2017). Modeling the Stone Column Behavior in Soft Ground with Special Emphasis on Lateral Deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(6): 04017016.

Beemer, R.D.; Shaughnessy, E.; Ewert, K.R.; Boardmen, N.; Biscotin, G.; Aubeny, C.P.; Grajales, F.J. (2016). The Use of Sodium Pyrophosphate to Improve a Translucent Clay Simulate. *Geo-chicago 2016*, American Society of Civil Engineers, 83-93.

Bell, A.L. (2004). The development and importance of construction technique in deep vibratory ground improvement. *Ground and soil improvement*, 103-111.

Blaber, J.; Adair, B.; Antoniou, A. (2015). Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software. *Experimental Mechanics*, Springer Science and Business Media, 55(6): 1105-1122.

Black, J.A. (2015). Centrifuge Modelling With Transparent Soil and Laser Aided Imaging. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM International, 38(5): 1-15.

BS8006 (2010). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. British Standard Institution.

BYK Additives and Instruments. (2017). Technical Information B-RI 21–Laponite–Performance Additive, BYK Additives and Instruments, Geretsried, Germany.

Castro, J.; Justo, J.; Miranda, M. (2024). An analytical solution for the settlement of encased stone columns beneath rigid footings. *Geotextiles and Geomembranes*, 52:451-464.

Cataldo, D.; Chen, K.; Airey, D. (2017). Three-dimensional deformations in transparent soil using fluorescent markers. *International Journal of Physical Modelling In Geotechnics*, Thomas Telford Ltd, 17(2):122-134.

Cengiz, C.; Guler, E. (2020). Sample preparation method for large scale shear testing of soft-clay an granular column composites. *MethodsX*, 7: 1-12.

Cengiz, C.; Kilic, I.E.; Guler, E. (2019). On the shear failure mode of granular column embedded unit cells subjected to static and cyclic shear loads. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1): 210-221.

Chen, J.F.; Li, L.Y.; Xue, J.F.; Feng, S.Z. (2015). Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. *Geotextiles and Geomembranes*, 43:424-431.

Chen, J.F.; Li, L.Y.; Zhang, Z.; Zhang, X.; Xu, C.; Rajesh S.; Feng, S.F. (2021). Centrifuge modeling of geosynthetic-encased stone column-supported embankment over soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 47: 193-202.

Chen, Y.; Lu, F.; Namdar, A.; Cai, J. (2019). Working Mechanism of Pile Group with Different Pile Spacing in Dense Sand. *Advances in Civil Engineering*, 2019:1-16.

Chini, C.M.; Wallace, J.F., Rutherford, J.F.; Peschel, J.M. (2015). Shearing Failure Visualization via Particle Tracking in Soft Clay Using a Transparent Soil. *Geotechnical Testing Journal*. 38(5): 1-17.

Danziger, F.A.B.; Schnaid, F. (2000). Ensaios de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. *Sefe IV, BIC*, 3:1-5.

Das, M.; Dey, A.K. (2016). AN INNOVATIVE APPROACH TO INCREASE THE BEARING CAPACITY OF STONE COLUMNS. *Indian Geotechnical Conference IGC2016, Madras*.

Deb, K.; Samadhiya, N.K.; Namdeo, J.B. (2011). Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone column-improved soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 29: 190-196.

Derksen, J.; Ziegler, M.; Fuentes, R. (2021). Geogrid-soil interaction: A new conceptual model and testing apparatus. *Geotextiles and Geomembranes*, 49:1393-1406.

Dyer, M.R. (1985). Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement. (Tese de Doutorado). Oxford, 222p.

EBGEO (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO, Wiley, Berlin, Germany.

Eichhorn, G.N.; Bowman, A.; Haigh, S.K.; Stanier, S. (2020). Low-cost digital image correlation and strain measurement for geotechnical applications. *Strain*, e12348.

Engin, H.K.; Brinkgreve, R.B.J.; van Tol, A.F. (2015). Simplified numerical modeling of pile penetration – the press-replace technique. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39:1713-1734.

Etezzad, M.; Hanna, A.M.; Ayadat, T. (2015). Bearing Capacity of a Group of Stone Columns in Soft Soil. *Int. J. Geomech., ASCE*, 15(2), 04014043.

Ezzein, F.M.; Bathurst, R.J. (2011). A Transparent Sand for Geotechnical Laboratory Modeling. *Geotechnical Testing Journal, ASTM International*, 34(6): 590-601.

Fakharian, K.; Khanmohammadi, M. (2022). Effect of OCR and Pile Diameter on Load Movement Response of Piles Embedded in Clay over Time. *International Journal of Geomechanics*, 22(7): 1-13.

Fattah, M; Zabar, B.S.; Hassan, H.A. (2014). An Experimental Analysis of Embankment on Stone Columns. *Journal of Engineering*, 20(7): 62-84.

Feng, S.J.; Ai, S.G.; Chen, H.X. (2018). Estimation arching effect in geosynthetic-reinforced structures. *Computers and Geotechnics, Elsevier*, 87: 188-197.

FHWA (Federal Highway Administration). (1980). Highway sub-drainage design manual. Rep. TS-80-224, Washington, DC.

Ganiyu, A.A.; Rashid, A.S.A.; Osman, M.H. (2016). Utilisation of transparent synthetic soil surrogates in geotechnical physical models: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1-9.

Giroud, J.P.; Bonaparte, R.; Beech, J.F.; Gross, B.A. (1990). Design of Soil Layer-Geosynthetic Systems Overlying Voids. *Geotextiles and Geomembranes*, 9:11-50.

Giroud, J.P. (1995). Determination of Geosynthetic Strain Due to Deflection. *Geosynthetics International*, 2(3):635-641.

Gholaminejad, A.; Mahboubi, A.; Noorzad, A. (2020). Encased stone columns: coupled continuum – discrete modelling and observations. *Geosynthetics International*, 27(6):581-592.

Ghorbani, A.; Hosseinpour, I.; Shormage, M. (2021). Deformation and Stability Analysis of Embankment over Stone Column-Strengthened Soft Ground. *KSCE, Journal of Civil Engineering*, 25(2): 404-416.

Gourc, J.P.; Villard, P. (2000). REINFORCEMENT BY MEMBRANE EFFECT: APPLICATION TO EMBANKMENTS ON SOIL LIABLE TO SUBSIDENCE. *Proceedings of the 2nd Asian geosynthetics conference, Kuala Lumpur*.

Gu, M.; Mo, H.; Qiu, J.; Yuan, J.; Xia, Q. (2022). Behavior of floating stone columns reinforced with geogrid encasement in model tests. *Front. Mater.*, 9:980851.

Gu, Z.A.; Niu, F.J.; Chen, J.F.; Yoo, C. (2024). Centrifuge investigation on behavior of geosynthetic-encased stone column supported embankment under freeze-thaw cycles. *Geotextile and Geomembranes*, 52: 2-11.

Guler, E.; Cengiz, C.; Detert, O. (2020). Geosynthetic Encased Columns Supporting Rail Infrastructure – Perspectives on Research and Case Studies. *Advances in Transdisciplinary Engineering*, 14:3-21.

Han, J.; Ye, S.L. (2002). A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. *Int. J. Geomech.*, 2:135-151.

Han, J. (2015). *Principles and Practices of Ground Improvement*. New Jersey:Wiley.

Hanna, A.; Khalifa, M.; Rahman, M.A. (2018). Experimental Investigation on Stone Columns in Cohesive Soil. *GeoMEast 2018*. SUCI, 171-181.

Harelimana, V.; Ping, Y.J.; Gao, Z.J.; Umuhuza, S.K.A. (2022). Investigating the performance of stone columns in an extremely soft clay—A case study. *Struct Design Tall Spec Build*, 31:e1978.

Heib, M.A.; Emeriault, F.; Caudron, M.; Nghiem, L.; Hor, B. (2013). Large-scale soil–structure physical model (1g) – assessment of structure damages. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 13(4):138-152. *Journal of Hydraulic Research*, 49(3):293-306.

Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models,

Helm, J.; Suleiman, M. (2012). Measuring soil-structure interaction on laterally loaded piles with digital image correlation. *Proc. IUTAM*, 4: 66-72.

Hewlett, W.J.; Randolph, M.F. (1988). Analysis of Piled Embankment. *Ground Engineering*, 21(3), pp.12-18.

Hong, Y.; Wu, C.; YU, Y. (2016). Model tests on geotextile-encased granular columns under 1-g and undrained conditions. *Geotextiles And Geomembranes*, Elsevier BV, 44(1): 13-27.

Hosseinpour, I.; Almeida, M.S.S.; Riccio, M. (2015). Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. *Geosynth. Int.*, 22(6): 428-438.

Huesker. (2021, Dezembro). *Huesker*. Obtido de: <http://www.huesker.com/>

Iai, S. (1989). SIMILITUDE FOR SHAKING TABLE TESTS ON SOIL-STRUCTURE-FLUID MODEL IN 1g GRAVITATIONAL FIELD. *Soils and Foundations*, 29(1):105-118.

Iskander, M.G.; Liu, J.; Sadek, S. (2002). Transparent Amorphous Silica to Model Clay. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), 128(3): 262-273.

Iskander, M.G. (2010). *Modelling with Transparent Soils: Visualizing Soil Structure Interaction and Multi Phase Flow, Non-Intrusively*. New York: Springer.

Jaiswal, A., Kumar, R. (2021). Influence of Multiple Layers of Encasement on Bulging Capacity of Granular Column. In: Yao, K., Zhenyu, M., Komba, J. (eds) *Developments in Sustainable Geomaterials and Environmental Geotechnics. GeoChina 2021. Sustainable Civil Infrastructures*. Springer, Cham.

Jayarajan, J.; Karpurapu, R. (2020). Bearing Capacity and Settlement Response of Ordinary and Geosynthetic Encased Granular Columns in Soft Clay Soils: Analysis and Design Charts. *Indian Geotech J*, 51(2):237-253.

Jia, Z.; Bai, Y.; Liu, C.; Zhang, D.; Ji, Y.; Zhao, H. (2023). Visualization investigation on stability of shield tunnel face with transparent soil, considering different longitudinal inclination angles. *Tunneling and Underground Space Technology*, 137: 105154.

Kelly, P. (2014). *Soil Structure Interaction and Group Mechanics of Vibrated Stone Column Foundations*. PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, UK. p. 461.

Kempfert, H.G.; Gobel, C.; Alexiew, D.; Heitz, C. (2004). German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. *EuroGeo3 - Third European Geosynthetics Conference, Geotechnical Engineering with Geosynthetics*, pp. 279-284.

Kempfert, H.G.; Raithel, M. (2005). Chapter 32 Soil improvement and foundation systems with encased columns and reinforced bearing layers. *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3:923-946.

Kempfert, H.G.; Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. New York: Springer.

Khatami, H.; Deng, A.; Jaksa, M. (2019). An experimental study of the active arching effect in soil using the digital image correlation technique. *Computers And Geotechnics*, Elsevier BV, 108: 183-196.

Kong, G.; Zhou, Y.; Yang, Q.; Wang, C.; Chen, Y. (2020). Geotechnical Properties of a New Transparent Soil. In. J. Geomech, 20(12): 06020032.

Kumar, N.; Kumar, R.; Nirola, B.S.; Jaiswal, A. (2023). Numerical Analysis of a Dual-Layer Geosynthetic-Encased Stone Column Installed in Soft Soil. Advances in Civil Engineering, 2023:1-12.

Li, H.; Tang, C.; Cheng, Q.; Li, S.; Gong, X.; Shi, B. (2019). Tensile strength of clayey soil and the strain analysis based on image processing techniques. Engineering Geology, Elsevier BV, 253: 137-148.

Li, L.; Li, J.; Wang, Y.; Gong, W. (2020). Analysis of nonlinear load-displacement behaviour of pile groups in clay considering installation effects. Soils and Foundations, 60:752-766.

Liu, J.; Iskander, M.G. (2010). Modelling capacity of transparent soil. Canadian Geotechnical Journal, 14: 451-460.

Liu, K.; Qiu, R.; Gou, J.; Ning, B.; Cui, C.; Chen, Y.; Wang, T. (2024). Experimental and numerical exploration of a new application of coal slag to treat loose sand foundation. Journal of Cleaner Production, 441, 140936.

Lobo Carneiro, F.L. (1993). Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos. Ed. UFRJ.

Ma, S.; Wei, H.; Duan, Z.; Liu, Y.; Huang, Z.; He, B.; Zhou, Z. (2023). Transparent soil model test and numerical study on the effect of adjacent spring on the stability of tunnel face in composite strata. Natural Hazards, 118:495-524.

Massarch, K.R.; Wersäll, C. (2013). Cumulative Lateral Soil Displacement Due to Pile Driving in Soft Clay. Sound Geotechnical Research to Practice, GSP 230, 463-480.

Martins, I.S.M. (2023). The 8th Victor de Mello lecture: role played by viscosity on the undrained behaviour of normally consolidated clays. Soils and Rocks. 46(2): 1-65.

McCormick, N.; Lord, J. (2010). Digital Image Correlation. *Materials Today*, 13(12):52-54.

McKelvey, D.; Sivakumar, V.; Bell, A.; Graham, J. (2004). Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 157: 137-149.

Miranda, M.; Da Costa, A. (2016). Laboratory analysis of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 44:269-277.

Mohamed, M.K.; Sakr, M.A.; Azzam, W.R. (2023). Geotechnical behavior of encased stone columns in soft clay soil. *Innovative Infrastructure Solutions*, 8(80):1-14.

Mohapatra, S.R.; Rajagopal, K.; Sharma, J. (2016). Direct shear tests on geosynthetic-encased granular columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 44: 396-405.

Mohiuddin, M.A.; Ullah, S.N.; Hossain, M.S.; Kim, Y.H. Hu, Y.; Ragni, R. (2022). Soil failure mechanisms during installation and inclined pullout of stiffened suction caisson in calcareous silt. *Applied Ocean Research*, 125:103249.

Moseley, M.P.; Kirsch, K. (1993). *Ground Improvement*. London: Spon Press.

Murugesan, S.; Rajagopal, K. (2010). Studies on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136:129-139.

Nishant, M.; Kumar, S. (2024). Sustainable Use of Recycled Waste Plastic Material for Improvement of Granular Column Foundation in Soft Soil–Experimental and Numerical Investigations. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 10(52):1-17.

Orekanti, E.R.; Dommaraju, G.V. (2019), Load-Settlement Response of Geotextile Encased Laterally Reinforced Granular Piles in Expansive Soil Under Compression. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 5(3): 1-8.

Ouyang, F.; Wu, Z.; Wang, Y.; Wang, Z.; Cao, J.; Wang, K.; Zhang, J. (2024). Field tests on partially geotextile encased stone column-supported embankment over silty clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 52: 95-109.

Peng, X.; Zornberg, J. G. (2020). Evaluation of soil-geogrid interaction using transparent soil with laser illumination. *Geosynthetics International*, Thomas Telford Ltd., 26(2): 206-221.

Pham, M.T.; Pham, D.D.; Vu, D.L.; Dias, D. (2023). Embankments Reinforced by Vertical Inclusions on Soft Soil: Numerical Study of Stress Redistribution. *Geotechnics*, 3:1279-1293.

Pierozan, R.C.; Almikati, A.; Araújo, G.L.S.; Zornberg, J.G. (2021). Optical and Physical Properties of Laponite for Use as Clay Surrogate in Geotechnical Models. *Geotechnical Testing Journal*.

Póvoa, L.M.M. (2020). *MODELAGEM FÍSICA DA CRAVAÇÃO DO TRADO DA ESTACA HÉLICE CONTINUA EM MACIÇOS ARENOSOS UTILIZANDO SOLO TRANSPARENTE*. (Tese de Doutorado). UENF, Campos dos Goytacazes, RJ.

Pradeep, N.M.; Choudhary, A.K.; Choudhary, A.K.; Shukla, S.K. (2021). An Experimental Study on Improving the Performance of Silty Soil by Encased Granular Column Using Shredded Tire Chips. *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference*, pp 509-521.

Priebe, H.J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, 28(10): 31–37.

Pulko, B., Majes, B., & Logar, J. (2011). Geosynthetic-encased columns: Analytical calculation model. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(1): 29-39.

Quan, L.; Nhat, V.D.; Bach, P.T.; Ky, N.V. (2021). Deformation behavior of granular column reinforced by geosynthetic encasement. *Science & Technology Development Journal – Engineering and Technology*, 4(2):948-954.

Raffel, M.; Willert, C.E.; Scarano, F.; Kahler, C.J.; Wereley, S.T.; Kompenhans, J. (2017). *Particle Image Velocimetry: A Practical Guide*. Springer.

Raithel, M., & Kempfert, H. G. (2002). Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. *Proceeding of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne.

Salam, M.A.; Wang, Q. (2021). Numerical Study on Bearing Capacity and Bulging of the Composite Stone Column. *The Open Civil Engineering Journal*, 15:13-28.

Saxena, S.; Roy, L.B.; Gupta, P.K.; Kumar, V.; Paramasivam, P. (2024). Model tests on ordinary and geosynthetic encased stone columns with recycled aggregates as filler material. *International Journal of Geo-Engineering*, 15(1): 1-13.

Schnaid, F.; Winter, D.; Silva, A.E.F.; Alexiew, D.; Küster. (2017). Geotextile encased columns (GEC) used as pressure-relief system. Instrumented bridge abutment case study on soft soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3): 227-236.

Selvajaru, S.; He, Z.W.; Leong, K.W. (2022). Stone Columns Supported Embankments in Singapore. *SEESS2022*, Kuala Lumpur.

Shavit, U.; Lowe, R.J.; Steinbuck, J.V. (2007). Intensity Capping: a simple method to improve cross-correlation PIV results. *Exp. Fluids*. 42:225-240.

Sondermann, W.; Raju, V.R. (2016). Practical Design of Vibro Stone Columns. The HKIE Geotechnical Division Annual Seminar, Hong Kong.

Srilekha, Y.; Nirisha, S. (2016). An Experimental Investigation on the Load Settlement and the Bulging Behaviour of Stone Columns Placed on Highly Plastic Clays. *Indian Journal of Science and Technology*, 9(30).

Stanier, S.A.; Blaber, J.; Take, W.A.; White, D.J. (2016). Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. *Canadian Geotechnical Journal* Canadian Science Publishing, 53(5): 727-739.

Tabe, K.; Iskander, M.; Honma, S. (2011). Transparent Aquabeads To Visualize Flow In Porous Material. *Advanced Material Research*, Vols 239-242:2602-2605.

Tandel, Y.; Jamal, M.; Solanki, C. Desai, A.; Patel, J. (2017). Performance of small group of geosynthetic-reinforced granular pile. *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(4): 504-511.

Tefera, N.K.; Melese, D.T.; Bafena, H.T.; Negesa, A.B. (2023). Evaluating the Effectiveness of Nonwoven Geotextile-Encased Cinder Gravel Column in Improving Load-Bearing and Deformation Characteristics of Soft Clay. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2023: 1-20.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. London: Chapman and Hall.

Thielicke, W. and Stamhuis, E.J. (2014): PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software* 2(1):e30

Thielicke, W., Sonntag, R. (2021) Particle Image Velocimetry for MATLAB: Accuracy and enhanced algorithms in PIVlab. *Journal of Open Research Software*, 9: 12.

Tsukaguchi, Y.; Fujita, K.; Murakami, H. (2021). Physical Modelling of Flow Phenomena Based on Simultaneous Similitude of Multiple Dimensionless Numbers. *ISIJ International*, 61(12):2897-2903,

Vaitheswari, K.; Sathyapriya, S. (2018). Experimental Study on Effect of Varying L/D Ratios of Steel Slag Columns on Bearing Capacity of Soft Clay. *7(S1): 41-44*.

Valencia, G.A.; Luciano, C.G.; Lourenço, R.V.; Bittante, A.M.Q.B.; Sobral, P.J.A. (2019). Morphological and physical properties of nano-biocomposite films based on collagen loaded with laponite®. *Food Packaging And Shelf Life*, Elsevier BV, 19: 24-30.

Van Impe, W. (1989). *Soil Improvement Techniques and Their Evolution*. Taylor & Francis, 131p.

Wallace, J.F.; Rutherford, C.J. (2015). Geotechnical Properties of LAPONITE RD®. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM International, 38(5): 574-587.

Wang, Z.; HU, J.; Yu, J.; Chen, D. (2020). Preparation and Characterization of Nano-Laponite/PLGA Composite Scaffolds for Urethra Tissue Engineering. *Molecular Biotechnology*, Springer Science and Business Media LLC, 62(3): 192-199.

Wang, Z.; Li, L.; Duan, S.; He, X.; Li, H.; Zhang, Y. (2025). Bearing characteristics of recycled concrete aggregate encased column composite ground. *Geosynthetics International*, 1-16.

Wei, L.; Wang, S.; Xu, Q.; Ji, X. (2022). Shear band propagation and mechanical behaviours of landslides under top loading. *Transportation Geotechnics*, 37:100882.

White, D. J.; Take, W. A.; Bolton, M. D. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Géotechnique*, Thomas Telford Ltd, 53(7): 619-631.

Wood, D.M.; Hu, W.; Nash, D.F.T. (2000). Group effects in stone column foundations: model tests. *Géotechnique*, 50(6): 689-698.

Xiao, Y.; Yin, F.; Liu, H.; Chu, J.; Zhang, W. (2016). Model Tests on Soil Movement during the Installation of Piles in Transparent Granular Soil. *Int. J. Geomech.*, 06016027.

Yin, F.; Xiao, Y.; Liu, H.; Zhou, H.; Chu, J. (2017). Experimental Investigation on the Movement of Soil and Piles in Transparent Granular Soils. *Geotechnical And Geological Engineering*, Science and Business Media LLC, Springer: 1-9.

Yuan, B.; Xu, K.; Wang, Y.; Chen, R.; Luo, Q. (2017). Investigation of Deflection of a Laterally Loaded Pile and Soil Deformation Using the PIV Technique. *Int. J. Geomech.*, 17(6).

Yuan, B.; Sun, M.; Xiong, L.; Luo, Q.; Pradhan, S.P.; Li, H. (2019) Investigation of 3D deformation of transparent soil Around laterally loaded pile. *Journal of Building Engineering*, 28: 1-22.

Zhang, Y., Hu, M., Ye, T.; Chen, Y.; Zhou, Y. (2019). An Experimental Study on the Rheological Properties of Laponite RD as a Transparent Soil. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM International, 43(3): 1-16.

Zhang, Z.; Rao, F.R.; Ye, G.B. (2020). Design method for calculating settlement of stiffened deep mixed column-supported embankment over soft clay. *Acta Geotechnica*, 15(4): 765-814.

Zhang, Z., Tao, F.J.; Han, J.; Ye, G.B.; Cheng, B.N.; Xu, C. (2021). Arching Development in Transparent Soil during Multiple Trapdoor Movement and Surface Footing Loading. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 21(3): 1-12.

Zhang, L.; Liu, H.; Ding, X.; Chen, R.; Zhou, H.; Li, Y.; Ren, X. (2024). Development of transparent soil grouting test system and its application in grouted gravel pile. *Measurement*, 234:114899.

Zhao, H.; Ge, L. (2014). Investigation on the shear moduli and damping ratios of silica gel. *Granular Matter*, 16: 449-456.

Zhao, H.; Kong, G.; Sui, W. (2023). *Transparent Soil Modelling Technique and Its Application*. Springer Tracts in Civil Engineering.

Zhao, R.; Cao, S.; Ni, B.; Liu, Z. (2024). Monitoring and stability analysis of roadbed & high slope prior to highway construction. *PLOS ONE*, 19(6): e0303860.

Zhou, C.; Ma, W.; Sui, W. (2022). Transparent soil model test of a landslide with umbrella-shaped anchors and different slope angles in response to rapid drawdown. *Engineering Geology*, 307: 1-14.

Zhuang, Y.; Hu, S.; Song, X.; Zhang, H.; Chen, W. (2022). Membrane Effect of Geogrid Reinforcement for Low Highway Piled Embankment under Moving Vehicle Loads. *Symmetry*, 14, 2162.

Wang, J.; Yang, Z. (2016). Axial friction response of full-scale pipes in soft clays. *Applied Ocean Research*, 59: 10-23.

Wei, L.; Wang, S.; Xu, Q.; Ji, X. (2022). Shear band propagation and mechanical behaviours of landslides under top loading. *Transportation and Geotechnics*, 37: 1-13.

Wu, Y.J.; Li, J.P., Lu, Y.T.; Zhang, X.D.; Le, T.H.; Chau, N.X.Q. (2021). The Influence of Drainage Spacing on the Deformation Characteristics of Transparent Ultrasoft Soil. *Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 7(99): 1-13.

APÊNDICES

APÊNDICE A – CURVAS CARGA X RECALQUE (ESCALA DO MODELO)

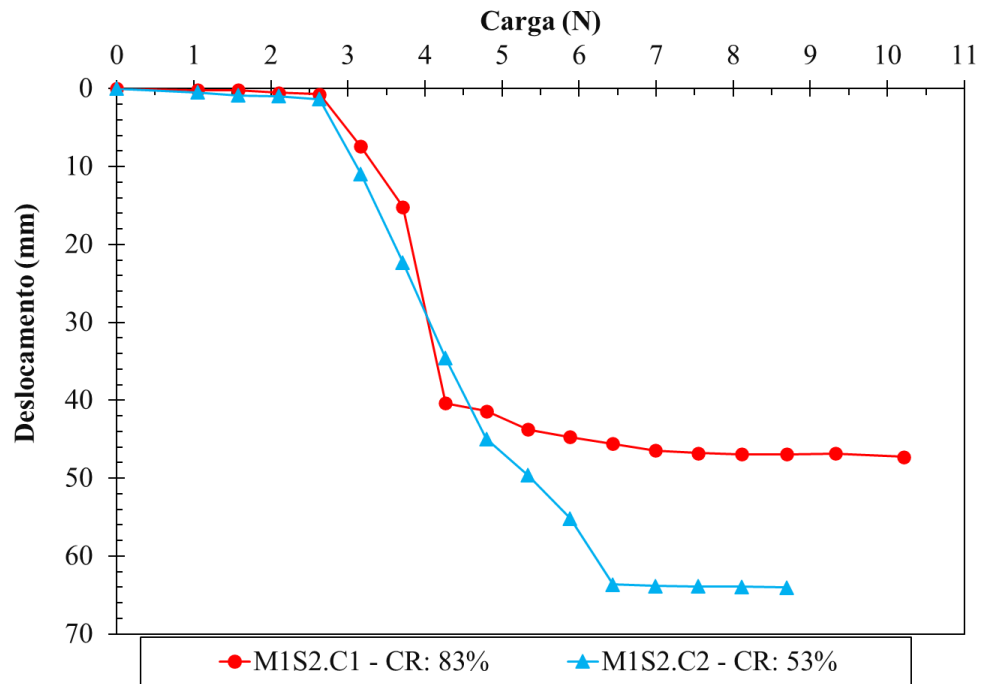


Figura A.1. Curvas carga recalque para colunas convencionais – escala do modelo experimental (uma coluna).

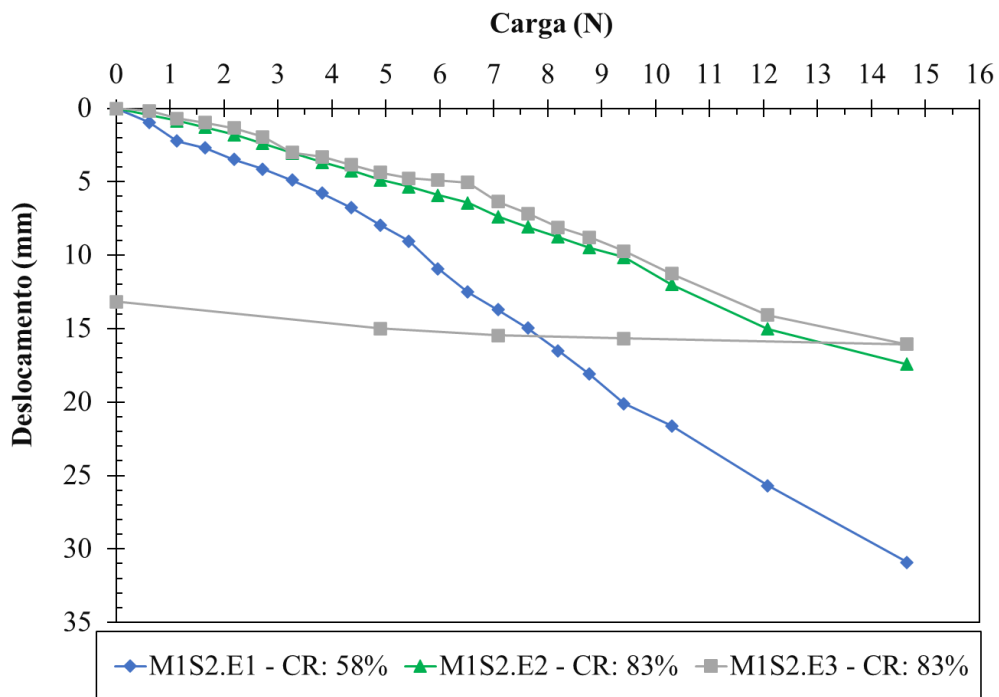


Figura A.2. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (uma coluna).

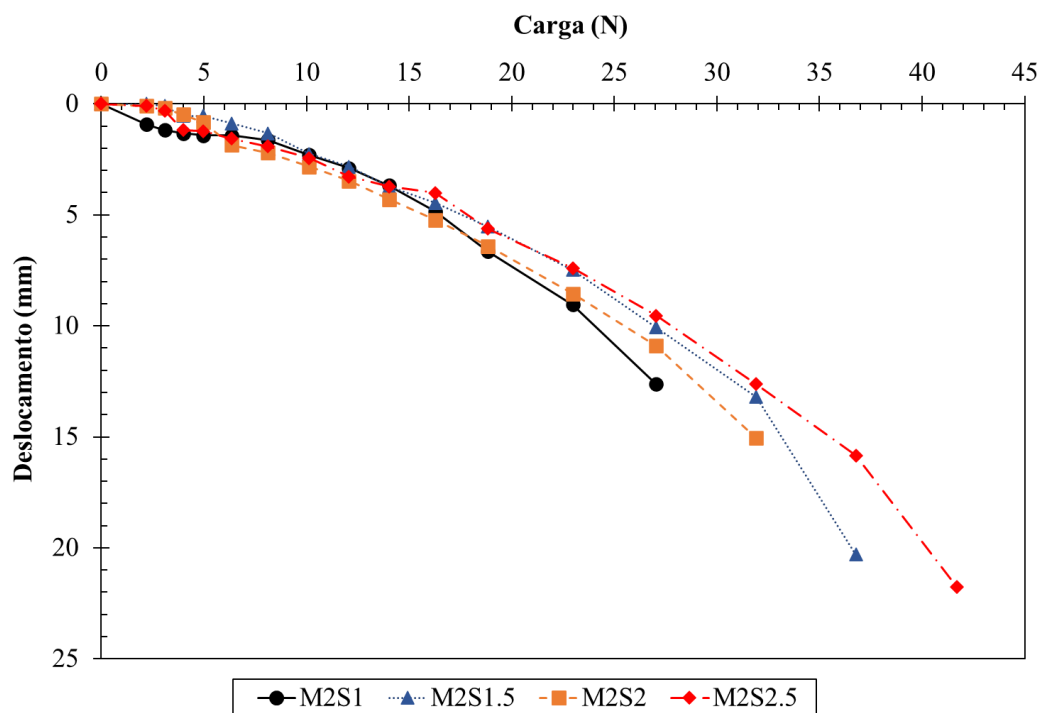


Figura A.3. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (duas colunas).

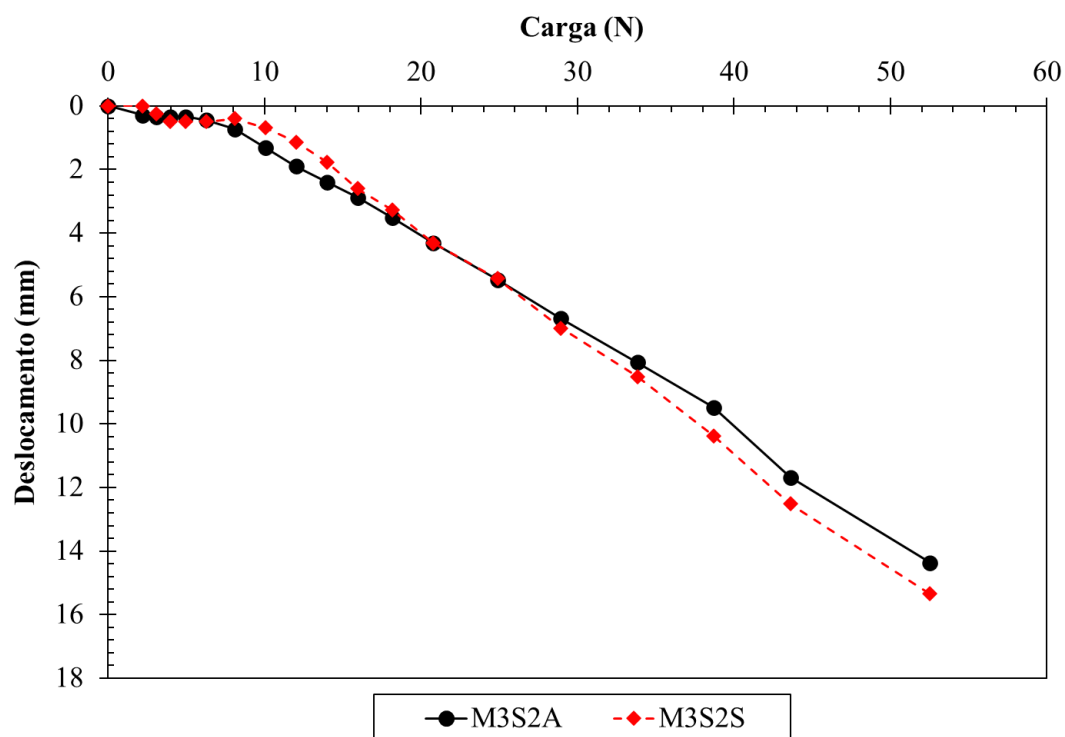


Figura A.4. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (três colunas).

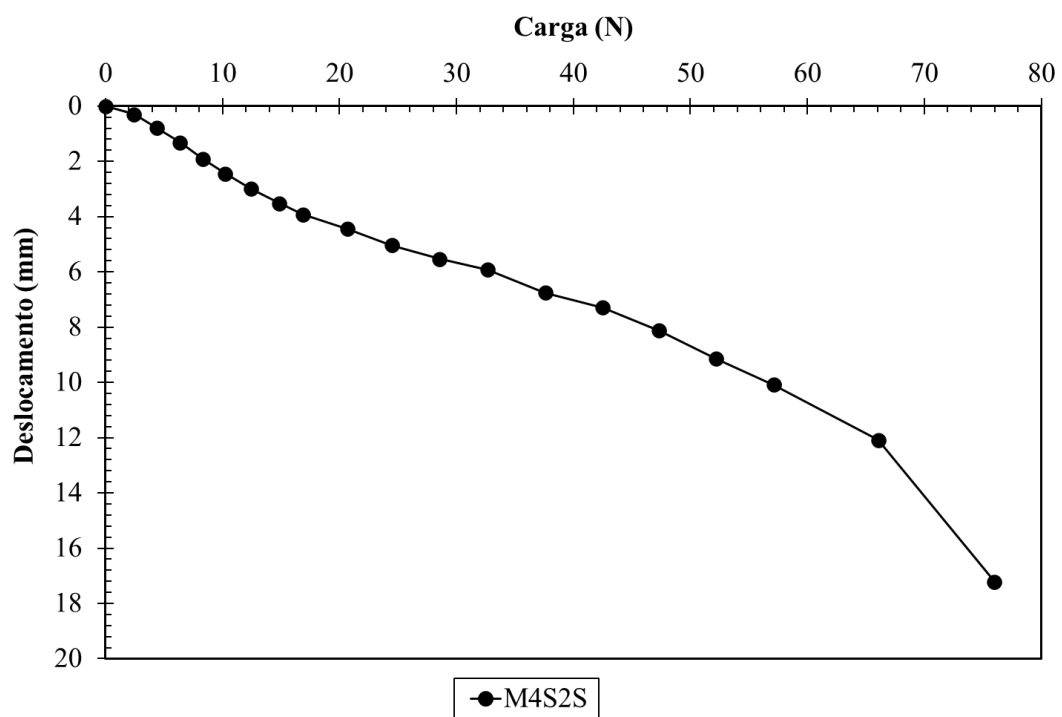


Figura A.5. Curvas carga recalque para colunas encamisadas – escala do modelo experimental (quatro colunas).

APÊNDICE B – RESULTADOS DA ANÁLISE DE DIC

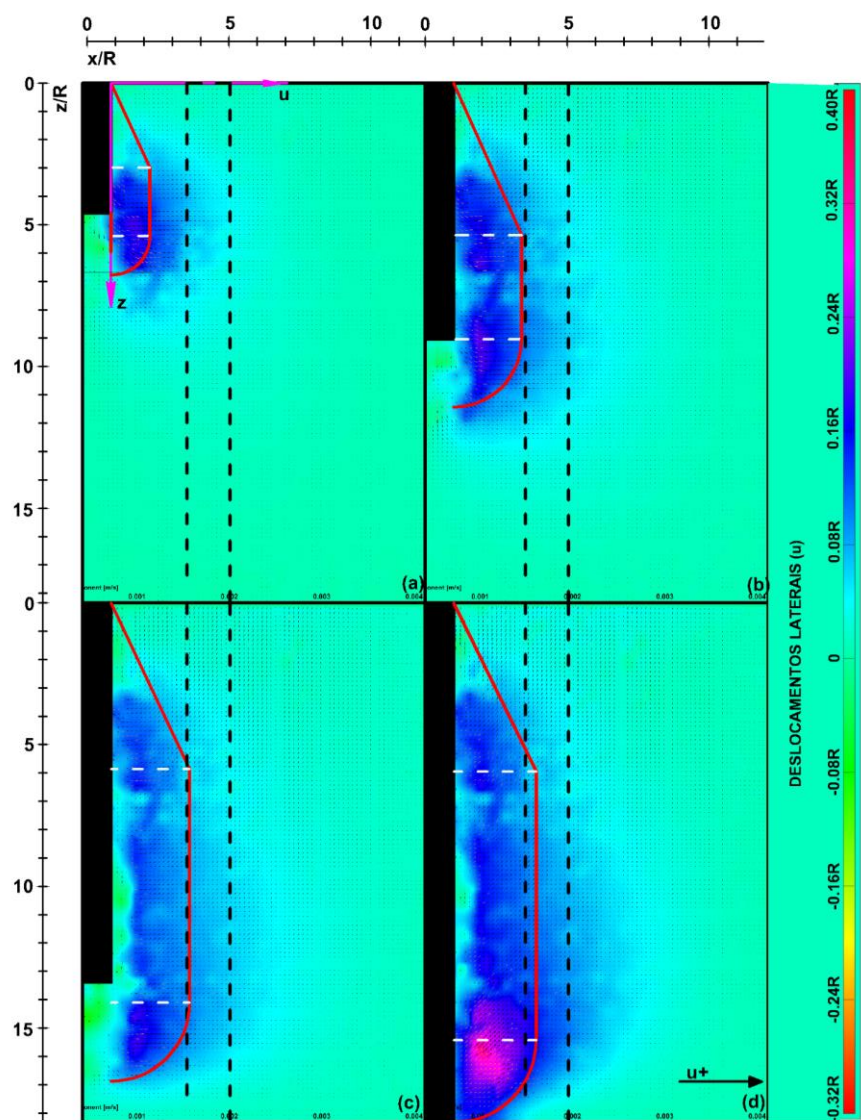


Figura B.1. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.2 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

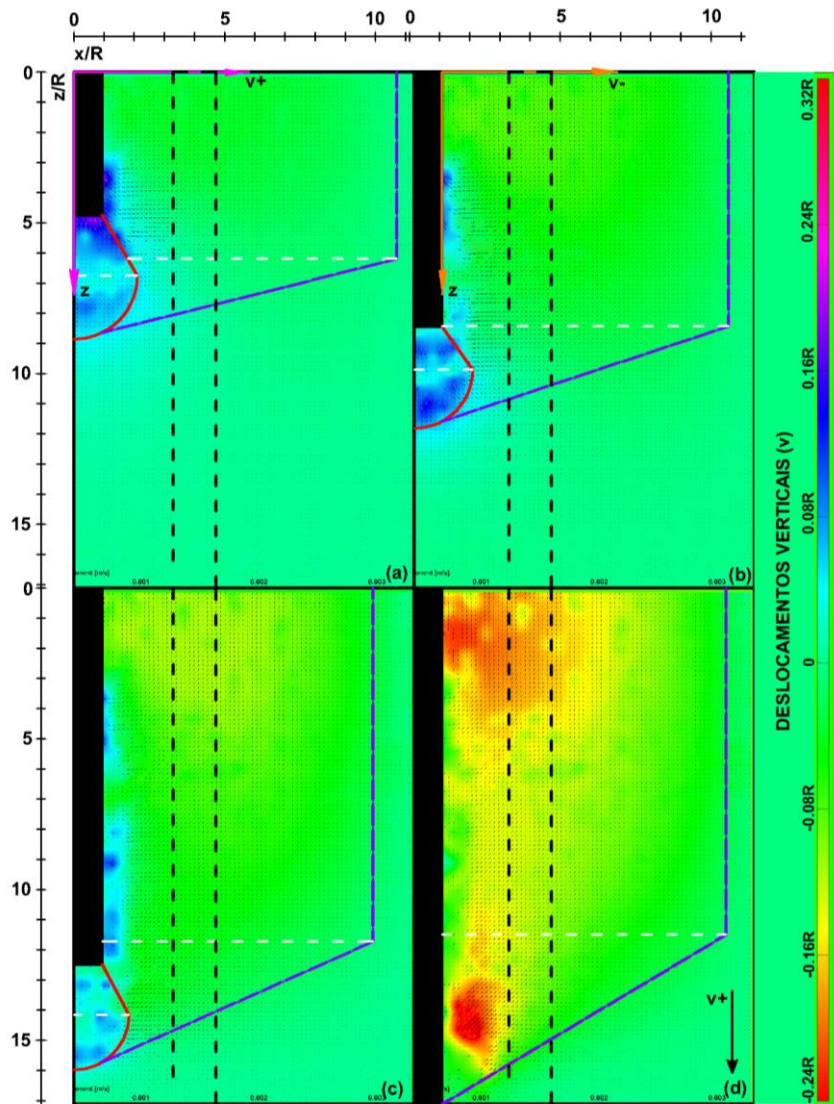


Figura B.2. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.2 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

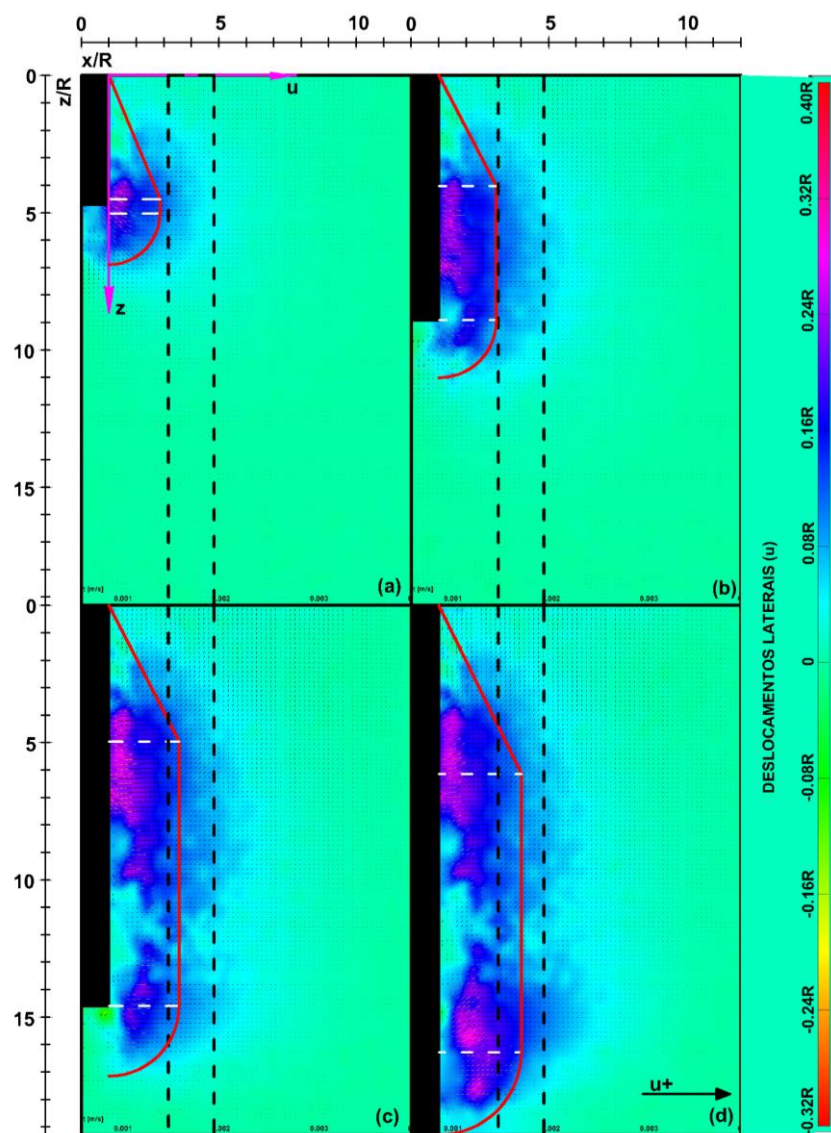


Figura B.3. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.4 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

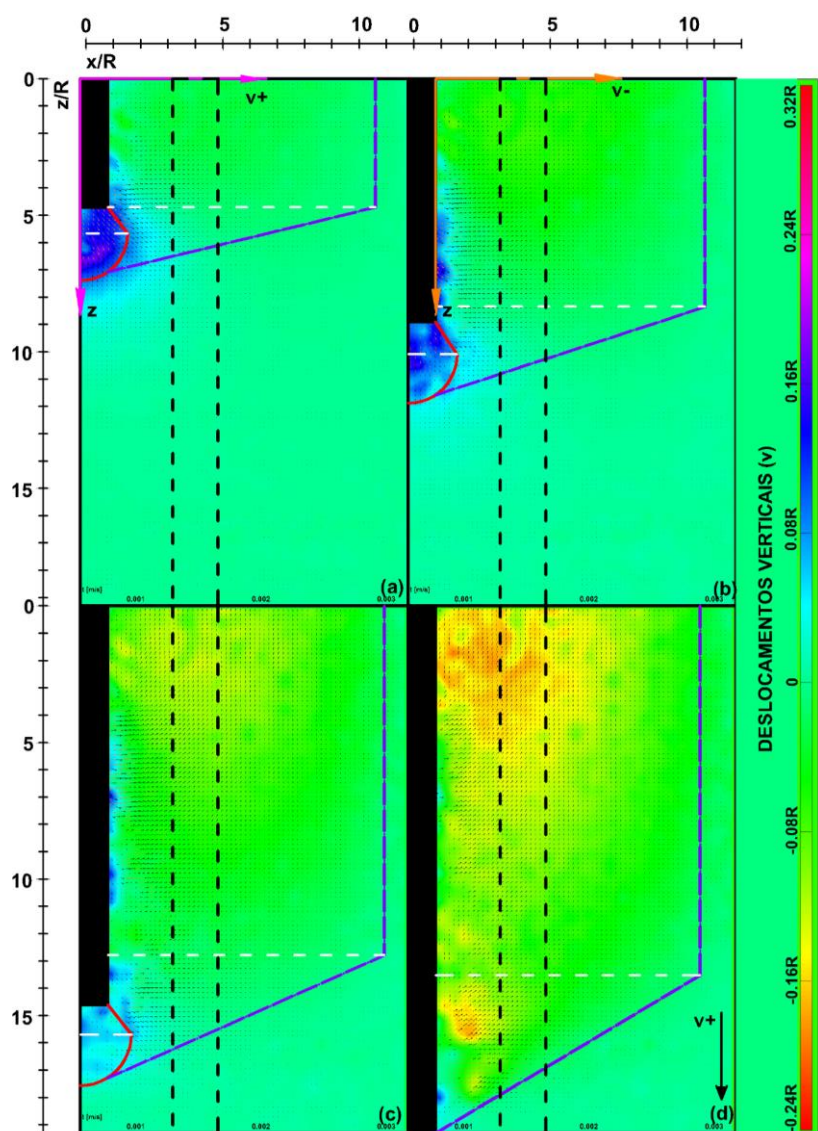


Figura B.4. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.4 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

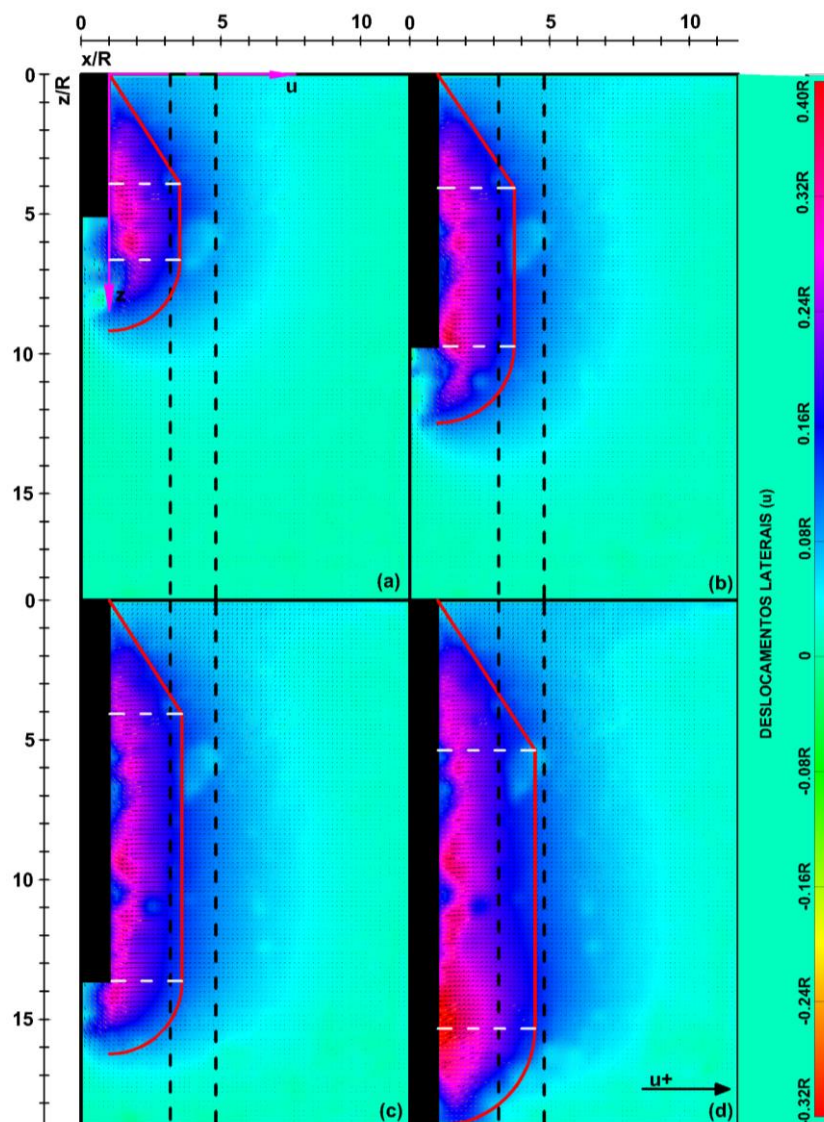


Figura B.5. Deslocamentos laterais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.5 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.

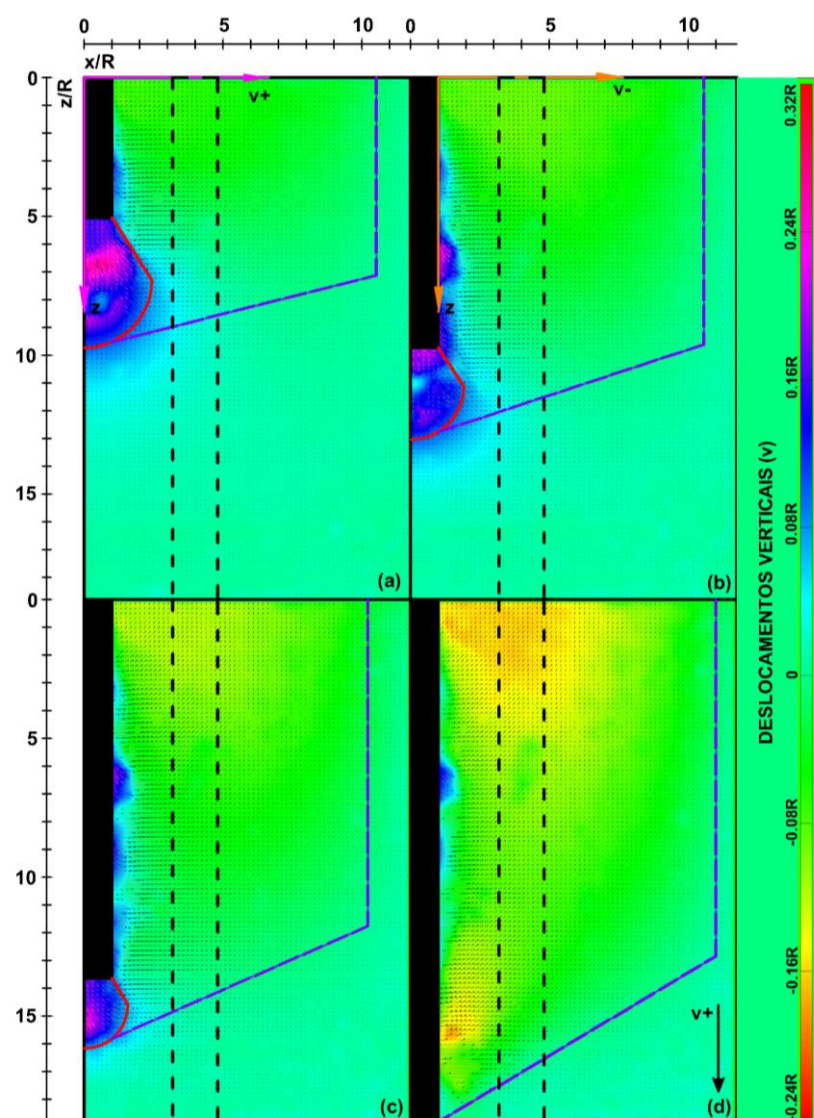


Figura B.6. Deslocamentos verticais do solo durante a cravação ($R = 12,5$ mm) – M1S2E.5 -
Direção v : (a) 25%; (b) 50%; (c) 75% e (d) 100%.