

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANDRÉA MARIA PEREIRA VIEIRA

**MODELAGEM FÍSICA DE PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE
CARGAS REFORÇADAS COM GEOGRELHAS SOBRE COLUNAS
GRANULARES ENCAMISADAS UTILIZANDO SOLOS TRANSPARENTES**

SÃO CARLOS
2024

ANDRÉA MARIA PEREIRA VIEIRA

**MODELAGEM FÍSICA DE PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE
CARGAS REFORÇADAS COM GEOGRELHAS SOBRE COLUNAS
GRANULARES ENCAMISADAS UTILIZANDO SOLOS TRANSPARENTES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha
Coorientador: Prof. Dr. Gregório Luís Silva Araújo

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia

SÃO CARLOS
2024

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por me oferecer a oportunidade de alcançar mais um objetivo.

Ao meu noivo, Humberto, pelo incentivo e companheirismo em todos os momentos desta caminhada.

À minha família, em especial aos meus pais, Célida e Júnior, e meu irmão Rodrigo, por todo o apoio.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Portelina, pela disposição e pelos direcionamentos para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Gregório Araújo pela orientação.

À Prof.^a Dr. Natália Corrêa pelas contribuições e conhecimentos transmitidos.

Aos amigos do Grupo de Pesquisa em Geotecnia e Geossintéticos da UFSCar (GEGEOS), pelo apoio diário, discussões e trocas de ideias que contribuíram significativamente para o avanço deste estudo.

Ao Dhionata Santos, pelo auxílio e disposição em compartilhar conhecimentos e experiências.

Ao laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da UFSCar (LabGeo/UFSCar) por possibilitar a realização dos ensaios necessários para esta pesquisa e ao Matheus Cardoso pela disponibilidade, apoio e dedicação durante os experimentos.

Ao Laboratório de Materiais Vítreos da UFSCar (LaMaV) pela colaboração e disponibilidade de equipamentos.

À Huesker pelo apoio financeiro.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para o desenvolvimento desta pesquisa.

*“Tudo o que fizerem, façam de todo o coração,
como para o Senhor, e não para os homens.”*

Colossenses 3:23

RESUMO

Uma das formas de solucionar a problemática das construções sobre solos moles é como uso de aterros apoiados em colunas granulares, que apresenta a capacidade de aumentar a capacidade de carga do solo, reduzir o caminho de drenagem e minimizar recalques. É comum incluir uma camada de material granular no topo das colunas, semelhante ao usado em bases de aterros estaqueados, para servir como base drenante e auxiliar na transferência de carga das superestruturas. No entanto, os mecanismos e comportamentos envolvidos em plataformas de transferência de carga sobre colunas granulares podem diferir das estruturas sobre estacas, devido à menor rigidez das colunas em comparação com as estacas. Entender esses mecanismos em problemas geotécnicos é uma tarefa complexa que requer uma visão abrangente do problema. O desenvolvimento de materiais geotécnicos transparentes, com características semelhantes às do solo real, possibilita a modelagem desses problemas com uma ampla visualização e quantificação de deslocamentos e deformações, facilitando a análise e interpretação do comportamento do sistema. Dessa forma, a presente pesquisa buscou a elaboração de um modelo físico em escala reduzida de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas granulares encamisadas, utilizando um sistema estratificado de solos transparentes. O solo mole foi simulado usando uma camada de 150 mm de argila sintética transparente, confeccionada com uso de Laponite RD® e Pirofosfato de sódio decahidratado (PSD), reforçado por meio da utilização de duas colunas granulares encamisadas de 50 mm de diâmetro. A camada de base granular utilizada como plataforma de transferência de cargas (PTC) foi composta por camadas alternadas de areia sintética transparente e reforço geossintético. Esse modelo permitiu analisar o comportamento do solo por meio de correlação de imagens digitais (DIC), possibilitando a compreensão dos mecanismos envolvidos na transferência de tensões em sistemas de aterros com plataforma de transferência de cargas apoiada sobre solo mole melhorado com colunas granulares encamisadas e avaliação do efeito do uso de geogrelhas como reforço. A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que os materiais empregados foram adequados para a simulação do problema. De forma geral, o uso de geogrelhas conseguiu reduzir deslocamentos verticais e a parcela do carregamento transferida para o solo mole.

Palavras-chave: transferência de cargas; arqueamento do solo; efeito membrana.

ABSTRACT

One effective approach to address the challenges posed by constructions on soft soils is the use of embankments supported by granular columns. These columns offer advantages such as enhancing soil bearing ability, minimizing drainage pathways, and mitigating settlements. It's customary to incorporate a layer of granular material atop the columns, akin to practices in pile-supported embankments, serving as a drainage base and aiding in load transfer to the superstructures. Nonetheless, the mechanisms and behaviors associated with load transfer platforms on granular columns may diverge from those of pile-supported structures, owing to the columns' lower stiffness compared to piles. Understanding these mechanisms in geotechnical contexts is a complex task, which requires a comprehensive view of the problem. The advent of transparent geotechnical materials, mirroring real soil characteristics, enables thorough problem modeling with extensive visualization and precise displacement and deformation quantification, thus helping system behavior analysis and interpretation. In this context, this study aimed to develop a scaled physical model of an embankment on soft soil reinforced with encased granular columns, employing a stratified system of transparent soils. The soft soil was simulated using a 150 mm layer of transparent synthetic clay, made with Laponite RD® and Sodium Pyrophosphate Decahydrate (PSD), reinforced with two encased granular columns of 50 mm in diameter. The granular base layer used as a load transfer platform (LTP) was composed of alternating layers of transparent synthetic sand and geosynthetic reinforcement. This model helped soil behavior analysis using digital image correlation (DIC), fostering comprehension of stress transfer mechanisms in embankment systems with load transfer platforms supported on improved soft soil with encased granular columns. Additionally, it evaluated the impact of geogrid use as reinforcement. Based on the results obtained, it was concluded that the materials used were suitable for simulating the problem. Overall, the use of geogrids was able to reduce vertical displacements and the part of load transferred to the soft soil.

Keywords: load transfer; soil arching; membrane effect.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles	17
Figura 2.2. Melhoria de aterros sobre solos moles utilizando geogrelhas como reforço basal: (a) estabilidade global do talude, (b) capacidade de carga do solo mole, (c) expulsão do solo mole	19
Figura 2.3. Reforço geossintético sobre estacas: (a) camada única, (b) plataforma de transferência de cargas.....	19
Figura 2.4. Aterro construído sobre colunas	20
Figura 2.5. Arranjos de malhas de colunas granulares: (a) triangular, (b) quadrada, (c) hexagonal.....	21
Figura 2.6. Mecanismos de ruptura de colunas granulares: (a) Abaulamento, (b) Cisalhamento, (c) Recalque vertical excessivo	22
Figura 2.7. Sequência de execução de coluna de brita em solo mole saturado	23
Figura 2.8. Execução de colunas encamisadas pelo método de deslocamento	23
Figura 2.9. Esquema geral do sistema de suporte de colunas encamisadas com geossintéticos	24
Figura 2.10. Aterro sobre colunas com plataforma de transferência de cargas reforçadas com geossintéticos.....	30
Figura 2.11. Transferência de cargas em aterros apoiados sobre estacas.....	31
Figura 2.12. Mecanismos de transferência de cargas em aterros sobre estacas	31
Figura 2.13. Esquema de propagação de superfícies de ruptura em ensaio de alçapão	36
Figura 2.14. Padrões de evolução do arqueamento do solo: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP	37
Figura 2.15. Padrões de evolução do arqueamento do solo: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP	38
Figura 2.16. Padrões de evolução do arqueamento do solo com CEP: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP	39
Figura 2.17. Partículas de quartzo fundido grossas e finas	42
Figura 2.18. Cisalhamento direto em amostras de quartzo fundido fino saturado com óleo mineral: (a) Gráfico tensão <i>versus</i> deslocamento, (b) Influência do tipo de fluido de saturação	42
Figura 2.19. Influência do tipo de fluido de saturação e pressão de confinamento na resposta tensão-deformação de amostras de quartzo grosso durante a compressão triaxial: (a) quartzo grosso - água, (b) quartzo grosso - óleo, (c) quartzo fino - água, (d) quartzo fino - óleo ...	43

Figura 2.20. Transparência do solo de quartzo fundido em condição saturada e não saturada	44
Figura 2.21. Solo transparente de Laponite RD®	45
Figura 2.22. Diagrama da estrutura atômica da Laponite RD®	46
Figura 2.23. Configuração das partículas de Laponite RD® quando hidratadas com água	46
Figura 2.24. Transparência da argila sintética com concentrações de PSD de: (a) 0,70%, (b) 0,96%, (c) 1,5%	47
Figura 2.25. Configuração de ensaio com modelo físico de aterro rodoviário com reforço basal utilizando solos transparentes.....	50
Figura 2.26. Modelo físico de aterro sobre estacas utilizando solos transparentes: (a) esquema, (b) fotografia.....	51
Figura 2.27. Ensaio de alçapão com solo transparente.....	51
Figura 2.28. Modelo físico de sapatas apoiadas em solos transparentes reforçados e não reforçados: (a) configuração de ensaio, (b) esquema do modelo físico	52
Figura 2.29. Modelo físico de solo reforçado com geogrelhas para ensaio de placa utilizando solos transparentes.....	53
Figura 2.30. Esquema de modelo físico de fundação reforçada com geogrelhas utilizando solos transparentes.....	54
Figura 2.31. Modelo físico de coluna granular encamisada utilizando solos transparentes: (a) Caixa teste, (b) vista frontal.....	54
Figura 3.1. Layout detalhado do modelo físico	57
Figura 3.2. Modelos físicos: (a) S125R00, (b) S125R01	59
Figura 3.3. Modelos físicos: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02	60
Figura 3.4. Materiais utilizados na confecção da argila transparente: (a) Laponite RD®, (b) PSD.....	61
Figura 3.5. Argila sintética transparente após 10 dias de consolidação	62
Figura 3.6. Confecção dos corpos de prova de argila transparente: (a) Molde cilíndrico, (b) Molde preenchido com a argila transparente, (c) Corpo de prova desmoldado	63
Figura 3.7. Equipamento utilizado no ensaio triaxial: (a) câmara, (b) prensa.....	63
Figura 3.8. Partículas de quartzo fundido.....	64
Figura 3.9. Nível de transparência do quartzo fundido: (a) Seco, (b) Parcialmente saturado, (c) Saturado.....	64
Figura 3.10. Tela comercial utilizada para simulação da geogrelha	65

Figura 3.11. Partículas de quartzo fundido fino	65
Figura 3.12. Materiais de encamisamento da coluna granular: (a) Tecido Oxford, (b) TNT.	66
Figura 3.13. Coluna granular encamisada	67
Figura 3.14. Princípio da correlação digital de imagem: (a) Referência expressa como imagem e como matriz, (b) Referência após deslocamento correspondente a dois pixels..	68
Figura 3.15. Campo de deslocamento gerado pelo software Ncorr	69
Figura 3.16. Posicionamento da célula de tensão no topo da coluna	70
Figura 3.17. Sistema de aquisição de dados: (a) Aquisitor, (b) Sistema completo	70
Figura 3.18. Montagem do modelo físico: (a) Caixa de acrílico, (b) Posicionamento da espuma.....	71
Figura 3.19. Compressão confinada da espuma D28.	71
Figura 3.20. Montagem do modelo físico: (a) Confeção da argila transparente, (b) Consolidação da primeira camada de argila transparente.	72
Figura 3.21. Montagem do modelo físico: (a) Partículas marcadoras, (b) Plano de partículas.	72
Figura 3.22. Montagem do modelo físico: (a) Camada de argila transparente finalizada, (b) Marcação para posicionamento da coluna granular encamisada.....	73
Figura 3.23. Execução da coluna granular pelo método do deslocamento.....	73
Figura 3.24. Cravação da coluna granular	74
Figura 3.25. Confeção da coluna granular encamisada: (a) Camisa da coluna, (b) Coluna após preenchimento, (c) Detalhe da emenda por colagem	74
Figura 3.26. Montagem do modelo físico: (a) Posicionamento do tecido de separação, (b) Instalação da célula de tensão, (c) Confeção da PTC.....	75
Figura 3.27. Modelo físico finalizado	76
Figura 3.28. Sistema de iluminação: (a) Painel de LED, (b) Papel vegetal	76
Figura 3.29. Configuração do ensaio.....	77
Figura 4.1. Compressão triaxial: (a) curvas tensão <i>versus</i> deformação; (b) Corpo de prova de argila transparente após ensaio	78
Figura 4.2. Envoltória de resistência da argila transparente.....	78
Figura 4.3. Comparação dos valores de resistência não drenada da argila transparente	79
Figura 4.4. Curva granulométrica do quartzo fundido	80

Figura 4.5 . Resultados do ensaio de compressão triaxial: (a) Tensão <i>versus</i> deslocamento horizontal, (b) Variação volumétrica, (c) Envoltória de resistência.....	81
Figura 4.6. Curvas médias obtidas no ensaio de tração faixa larga da tela de polietileno nas direções: (a) Transversal, (b) Longitudinal	82
Figura 4.7. Curva granulométrica: preenchimento da coluna granular	83
Figura 4.8. Resultados do ensaio de compressão triaxial do quartzo fundido fino: (a) Tensão <i>versus</i> deslocamento horizontal, (b) Variação volumétrica.....	83
Figura 4.9. Resultados do ensaio de compressão triaxial do quartzo fundido fino: Envoltória de resistência.....	84
Figura 4.10. Amostras do tecido Oxford: (a) Antes do ensaio, (b) Após ensaio de tração .	84
Figura 4.11. Curva média do ensaio de tração - oxford: (a) Transversal, (b) Longitudinal	85
Figura 4.12. Amostras antes da realização do ensaio de tração: (a) TNT 20, (b) TNT 40, (c) TNT 80	86
Figura 4.13. Amostras após a realização do ensaio de tração: (a) TNT 20, (b) TNT 40, (c) TNT 80	86
Figura 4.14. Curva média do ensaio de tração – TNT 20: (a)Transversal, (b) Longitudinal,	87
Figura 4.15. Curva média do ensaio de tração – TNT 40: (a)Transversal, (b) Longitudinal	87
Figura 4.16. Curva média do ensaio de tração: (a) TNT 80 - Transversal, (b) TNT 80 – Longitudinal	87
Figura 4.17. Ensaio de tração em emendas: (a) Amostra antes do ensaio, (b) Amostra após o ensaio.....	88
Figura 4.18. Ensaio de tração faixa larga com emenda – TNT 80	89
Figura 4.19. Ensaio de compressão simples da coluna granular encamisada: (a) Amostra submetida ao ensaio, (b) Curva tensão <i>versus</i> deformação	89
Figura 4.20. Campo de deslocamentos verticais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.....	91
Figura 4.21. Curva tensão aplicada <i>versus</i> recalque: (a) No topo da PTC, (b) Na base da PTC	91
Figura 4.22. Campo de deslocamentos horizontais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.....	92

Figura 4.23. Deformação radial das colunas ao longo da profundidade: (a) S125R00, (b) S125R01.	93
Figura 4.24. Deslocamento lateral das colunas: (a) S125R00, (b) S125R01.	94
Figura 4.25. Campo de deformações verticais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.....	95
Figura 4.26. Esquema de representação de deformações verticais no solo em um equipamento de alçapão.....	96
Figura 4.27. Esquema das seções definidas para análise de deformações e tensões verticais.	97
Figura 4.28. Deformações verticais na base da PTC– Seção A-A: (a) S125R00, (b) S125R01.	97
Figura 4.29. Deformações verticais no solo mole – Seção B-B: (a) S125R00, (b) S125R01.	98
Figura 4.30. Campo de deformações horizontais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.....	99
Figura 4.31. Mecanismos de transferência de cargas em aterros sobre colunas granulares	100
Figura 4.32. Esquema de distribuição de cargas em aterros sobre colunas granulares	101
Figura 4.33. Variação da taxa de concentração de tensão (SCR) <i>versus</i> tensão total aplicada no modelo	102
Figura 4.34. Padrões de deslocamento em três modelos de ensaio típicos: (a) TEP, (b) TDP, (c) ESP.....	104
Figura 4.35. Campo de deformações xy – modelos S125	105
Figura 4.36. Reforço basal – S125R01: (a) Deformação, (b) Carga de tração.....	106
Figura 4.37. Campo de deslocamentos verticais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200 R02, (d) Escala de cores.....	107
Figura 4.38. Curva tensão versus recalque: (a) No topo da PTC, (b) No topo da coluna granular encamisada, (c) No topo da camada de solo mole.	108
Figura 4.39. Campo de deslocamentos horizontais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.....	109
Figura 4.40. Deformação radial das colunas ao longo da profundidade: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.....	111

Figura 4.41. Deslocamento lateral das colunas: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.	112
Figura 4.42. Campo de deformações verticais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.....	113
Figura 4.43. Deformações verticais na base da PTC – Seção A-A: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.....	115
Figura 4.44. Deformações verticais no solo mole – Seção B-B: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.....	115
Figura 4.45. Campo de deformações horizontais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.....	116
Figura 4.46. Variação da taxa de concentração de tensão (SCR) <i>versus</i> tensão total aplicada nos modelos S125 e S200.....	117
Figura 4.47. Campo de deslocamentos verticais – modelos S200	119
Figura 4.48. Reforço basal – S200R01: (a) Deformação, (b) Carga de tração.....	120
Figura 4.49. Reforço basal – S200R02: (a) Deformação – Reforço 1, (b) Carga de tração – Reforço 1, (c) Deformação – Reforço 2, (d) Carga de tração – Reforço 2.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Resumo de propriedades das famílias de solos transparentes	41
Tabela 2.2. Ângulos de atrito de pico e residuais de amostras de quartzo fundido de granulometria grossa e fina.....	43
Tabela 2.3. Limites de Atterberg: Laponite RD®	47
Tabela 2.4. Resistência não drenada: Laponite RD®.....	48
Tabela 2.5. Índices de compressão e expansão obtidos no ensaio de adensamento.....	48
Tabela 2.6. Resistência não drenada na argila sintética medida no ensaio de palheta	49
Tabela 3.1. Dimensões do modelo físico e protótipo	57
Tabela 3.2. Programa de ensaios	58
Tabela 3.3. Modelos físicos selecionados para análise	59
Tabela 3.4. Materiais utilizados na preparação da argila transparente	61
Tabela 3.5. Especificações técnicas do Ringtrac®	66
Tabela 4.1. Propriedades do quartzo fundido	80
Tabela 4.2. Propriedades da tela de polietileno	82
Tabela 4.3. Resumo das propriedades do quartzo fundido fino	83
Tabela 4.4. Resumo dos ensaios de tração faixa larga: Tecido oxford	85
Tabela 4.5. Resumo dos ensaios de tração faixa larga: TNT	86
Tabela 4.6. Resumo dos ensaios de tração faixa larga: Geotêxtil de encamisamento com emenda.....	89

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ANBT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEP	Padrão de elipses concêntricas
DIC	Correlação de imagem digital
ESP	Padrão de recalque uniforme
FEM	Método dos elementos finitos
GEC	Coluna granular encamisada
PIV	Velocimetria de partícula por imagem
PSD	Pirofosfato de sódio decahidratado
PTC	Plataforma de transferência de cargas
SCR	Taxa de concentração de tensões
TDP	Padrão de desenvolvimento em forma de torre
TEP	Padrão de expansão triangular
a	Diâmetro da coluna
C	Índice de compressão do solo
c_c	Coefficiente de curvatura
c_u	Coefficiente de uniformidade
D	Diâmetro da partícula
d_e	Diâmetro da área de influência da coluna
e	Índice de vazios
h	Altura da plataforma
J	Rigidez
N	Quantidade de camadas de reforço
s	Espaçamento entre colunas
S_u	Resistência não drenada
T	Resistência à tração
W	Massa
α	Ângulo de deformação do reforço
ΔS	Recalque
ρ_d	Massa específica

σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
φ	Ângulo de atrito interno do solo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Objetivos.....	16
1.2 Estrutura do trabalho	16
2 REVISÃO DA LITERATURA	17
1.3 Geossintéticos em aterros sobre solos moles	17
1.4 Colunas granulares encamisadas	20
1.5 Plataforma de transferência de cargas	29
1.5.1 Mecanismos de transferência de cargas	29
1.5.2 Parâmetros influenciadores na transferência de cargas	32
1.5.3 PTCs em aterros apoiados sobre colunas granulares	34
1.5.4 Padrões de deformação	36
1.6 Solos transparentes.....	40
1.6.1 Areia transparente	40
1.6.2 Argila transparente.....	44
1.6.3 Modelos físicos com uso de solos transparentes.....	49
3 MATERIAIS E MÉTODOS	56
3.1 Modelo físico em solos transparentes	56
3.2 Argila mole transparente	60
3.3 Material granular da PTC.....	63
3.4 Coluna granular encamisada.....	65
3.5 Instrumentação	67
3.5.1 Análise de imagem digital (DIC).....	67
3.5.2 Medidas de tensões na coluna.....	69
3.6 Montagem do modelo físico	70
3.7 Configuração do ensaio	76
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	78
4.1 Caracterização dos materiais	78
4.1.1 Solo mole	78
4.1.2 Plataforma de transferência de cargas.....	79
4.1.3 Coluna granular encamisada	82
4.2 Resultados dos ensaios nos modelos físicos	90
4.2.1 Modelos S125	90

4.2.1.1	Distribuição de deslocamentos	90
4.2.1.2	Padrão de deformação da coluna granular	93
4.2.1.3	Distribuição de deformações	95
4.2.1.4	Transferência de tensões	100
4.2.2	Modelos S200	106
4.2.2.1	Distribuição de deslocamentos	106
4.2.2.2	Padrão de deformação da coluna granular	110
4.2.2.3	Distribuição de deformações	113
4.2.2.4	Transferência de tensões	117
5	CONCLUSÃO	122
	REFERÊNCIAS	124
	APÊNDICE A – Campos de deslocamentos e deformações nos modelos.....	136

1 INTRODUÇÃO

Construções sobre solos moles tendem a enfrentar recalques excessivos, grandes deformações laterais e instabilidade local e global. Como forma de solução para esses problemas, a utilização de aterros construídos sobre colunas granulares tem crescido, devido a sua capacidade de aumentar a capacidade de carga do solo, diminuir o caminho de drenagem, e de reduzir recalques. A execução de colunas granulares, normalmente compostas por areia ou brita, é uma das técnicas mais utilizadas entre os métodos de melhoria de solos moles, sendo capaz de aumentar a resistência ao cisalhamento do conjunto solo-coluna, o que possibilita a construção de aterros mais altos e com fatores de segurança mais elevados. Com os avanços tecnológicos no setor de geossintéticos, incorporou-se a técnica o encamisamento com geotêxteis de elevada resistência à tração e rigidez perimetral para contribuir com o desempenho da coluna e, como consequência, da fundação em solos moles.

Na transição da fundação melhorada com colunas granulares encamisadas, é comum optar por utilizar uma camada de material granular (rachão, areia ou brita), assim como em bases de aterros estaqueados, para funcionar como base drenante e para auxiliar na transferência de carga das superestruturas (GHOSH et al., 2021). Atendendo às mencionadas funções, essa camada é denominada de plataforma de transferência de cargas (PTC). Estudos mostram que o uso de PTCs em base de aterros sobre colunas rígidas proporcionam a redução dos recalques diferenciais entre o topo da coluna e o ponto central da superfície do solo (GHOSH et al., 2017), (DANG; DANG, 2020).

No caso de aterros estaqueados, é comum a utilização de uma ou mais camadas de geossintéticos, normalmente geogrelhas, na base ou internamente a PTC como forma de melhorar a transferência de cargas da plataforma para o topo das estacas. A PTC que utiliza uma ou duas camadas de reforço se comporta como uma membrana tensionada, sendo denominada PTC catenária, enquanto a PTC que apresenta três ou mais camadas de reforço, PTC viga, se comporta como uma plataforma rígida, devido ao intertravamento do geossintético com o solo. A maior parte dos estudos referentes ao comportamento de plataformas de transferência de cargas reforçadas com geossintéticos aborda a utilização de apenas uma camada de reforço. Os benefícios de usar multicamadas de reforço em camadas de PTCs ainda é uma questão dentro do meio técnico e demanda de entendimento e pesquisas. Da mesma forma, o uso de reforços basais em PTCs é comum em aterros estaqueados, no entanto é pouco adotado sobre colunas granulares, muito pelo desconhecimento do real comportamento desse sistema. Zhang et al. (2020) afirmam que a utilização de uma PTC reforçada com geossintéticos

entre o aterro e as colunas granulares atua como um meio de transferência de cargas e pode aumentar a capacidade de carga destas colunas e reduzir os recalques no aterro, especialmente em construções rápidas. No entanto, o comportamento e os mecanismos envolvidos em plataformas de transferência de cargas sobre colunas granulares podem se diferenciar em relação aos aterros estaqueados uma vez que estas apresentam rigidez relativamente baixa em relação às estacas. Assim, faz-se importante o entendimento dos mecanismos de transferência de cargas entre a PTC reforçada e colunas granulares.

A compreensão dos mecanismos de transferência de cargas em problemas geotécnicos é uma tarefa complexa e envolve a visualização do problema como um todo. O desenvolvimento de materiais geotécnicos transparentes com características e propriedades semelhantes à um solo real permite a modelagem de problemas geotécnicos com ampla visualização e quantificação de deslocamentos e deformações, facilitando a análise e interpretação do comportamento do problema (LIU; ISKANDER, 2010). Neste aspecto, o desenvolvimento de solos transparentes tem avançado nos últimos anos. Estudos mostram que grãos de quartzo fundido saturados com líquidos com compatível índice de refração resulta em um solo transparente com propriedades semelhantes às de areias (EZZEIN; BATHURST, 2011). Outras pesquisas recentes investigaram uma nova família de solos transparentes, produzidos com Laponite RD® saturada com água, que apresenta características compatíveis com a simulação de argila mole (ISKANDER; BATHURST; OMIDVAR, 2015). Com o avanço dessas duas tecnologias, vê-se o potencial de desenvolvimento de um sistema estratificado transparente capaz de simular um problema de aterro sobre solo mole.

Com a necessidade de se compreender os mecanismos e benefícios de se utilizar PTCs sobre colunas granulares, e o potencial da utilização da técnica de solos transparentes em problemas geotécnicos estratificados, tais como aterros sobre solos moles, a presente pesquisa propõe a elaboração de um modelo físico em escala reduzida de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas granulares encamisadas. Para tal, foi necessária a utilização de um sistema estratificado de solos transparentes, envolvendo uma técnica de material granular transparente para compor a PTC e outra para simular uma fundação em argila mole. Com uso da técnica de solos transparentes possibilita-se a visualização dos fenômenos e a quantificação dos deslocamentos internos e, com isso, a compreensão dos mecanismos de transferência de carga e os padrões de deformação da PTC, considerando o uso de camadas de geogrelhas como reforço da PTC.

1.1 Objetivos

Compreender os mecanismos envolvidos na transferência de tensões em sistemas de aterros com plataforma de transferência de cargas apoiada sobre solo mole melhorado com colunas granulares encamisadas, em condições de trabalho, com vistas ao efeito do uso de geogrelhas como reforço da PTC. Dentre os objetivos específicos estão:

- Desenvolvimento de uma metodologia para a criação de modelos físicos de escala reduzida 1:10 (modelo:protótipo), por meio da técnica de modelagem com uso de solos transparentes, de aterros sobre solo mole melhorado com colunas granulares encamisadas e base em PTC;
- Avaliar a coerência das respostas dos modelos físicos em solos transparentes de aterros sobre colunas granulares em comparação com outros trabalhos da literatura;
- Avaliar o efeito do espaçamento entre colunas granulares encamisadas nos mecanismos, recalques, bem como na transferência de tensões da PTC para as colunas encamisadas;
- Avaliar os efeitos causados pela presença de uma ou mais camadas de geogrelhas na PTC, investigando os mecanismos, recalques e a distribuição de cargas para as colunas e para o solo mole de fundação;
- Observar a contribuição do arqueamento do solo, efeito membrana e enrijecimento da PTC com multicamadas de reforço sobre colunas granulares.

1.2 Estrutura do trabalho

O estudo foi estruturado em cinco capítulos. O primeiro aborda a introdução do estudo, abrangendo aspectos gerais, a justificativa da escolha do tema e os objetivos geral e específicos da pesquisa. O segundo capítulo trata do referencial teórico, no qual são definidos os principais conceitos relacionados ao tema de pesquisa e são apresentadas as revisões bibliográficas utilizadas como base para o estudo. O terceiro capítulo engloba o programa experimental desenvolvido. O quarto capítulo detalha os resultados obtidos e as discussões realizadas. Por fim, o quinto capítulo apresenta as conclusões da pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA

1.3 Geossintéticos em aterros sobre solos moles

Construções de aterros sobre solos moles têm apresentado problemas do ponto de vista técnico, em geral, relacionados à estabilidade do aterro logo após sua construção e recalques ocorridos ao longo do tempo. A análise da estabilidade do aterro é comumente realizada com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que considera como parâmetros principais a coesão do solo e ângulo de atrito interno (SILVA; VIDAL, 2002). Outra preocupação consiste na geração de recalques excessivos ao longo do tempo relacionados ao processo de adensamento do solo mole. Uma vez que solos argilosos apresentam baixa permeabilidade, a expulsão da água do solo ocorre de forma lenta. Consequentemente, as deformações no solo originadas pelo adensamento também demandam tempo e são de grandes magnitudes (PINTO, 2006).

À vista disso, é necessária a escolha de metodologias construtivas adequadas que possam viabilizar a construção de aterros sobre solos moles. Na Figura 2.1 são apresentados métodos construtivos de aterros sobre solos moles que buscam minimizar os problemas de recalques e de estabilidade. No caso de solos muito moles, é usual o emprego de materiais geossintéticos associados à maioria das alternativas apresentadas, funcionando como reforço ou atuando na drenagem do solo, buscando acelerar os recalques por adensamento, no caso de solos moles saturados (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

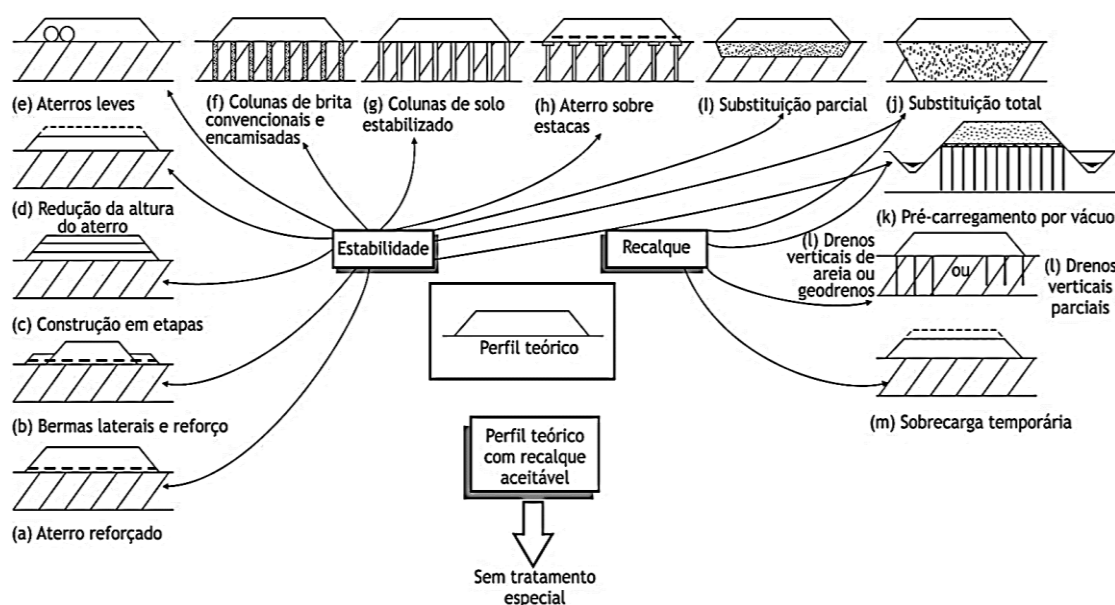


Figura 2.1. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

Fonte: Almeida e Marques (2010).

Elementos drenantes, geocompostos e geotêxteis, posicionados na base de aterros sobre solos moles, assim como drenos verticais, são utilizados para acelerar os recalques e a construção do aterro, bem como aumentar a resistência do solo pelo processo de adensamento. Este é um método de melhoria de solo útil para construções de aterros em etapas por ser capaz de reduzir o tempo de construção em cada etapa, assim como em obras que suportam certo nível de deformações pós-construtivas. Além disso, em casos que apresentam estabilidade adequada para utilização da sobrecarga, sua aplicação em conjunto com geossintéticos drenantes pode reduzir ou até mesmo aliviar deformações pós-construtivas (OLIVEIRA; ALMEIDA, 2004).

Como reforço, o geossintético pode ser utilizado na base do aterro de forma a contribuir com o aumento do fator de segurança, o que permite o aumento da altura do aterro, maior rapidez na construção e a presença de taludes mais íngremes. A utilização do reforço geossintético também atua na transferência de tensões ao solo, uma vez que uma parcela dos esforços pode ser absorvida pelo reforço. Como elementos de reforço basal são geralmente utilizados geotêxteis tecidos, geogrelhas e geocompostos com elevadas resistência a tração e módulo de rigidez. Em casos de obras de pequeno porte, nas quais não é requerida alta resistência a tração do reforço e a deformabilidade do sistema não apresenta influência significativa na estabilidade do aterro, podem ser utilizados geotêxteis não tecidos. Também existe a possibilidade de utilização de geocélulas com função de reforço. Este tipo de geossintético funciona como uma placa, resultando no aumento da rigidez na base do aterro e reduzindo recalques diferenciais (PALMEIRA, 2018).

O mecanismo do solo reforçado se assemelha a do concreto armado – com diferentes magnitudes de rigidez – uma vez que este pode ser considerado um material composto, apresentando propriedades melhoradas em relação a sua condição não reforçada. Isso ocorre devido a combinação das propriedades do solo e do reforço. A resistência à compressão do solo, associada à resistência à tração do geossintético resultam no aumento da capacidade de carga do sistema e redução das deformações, visto que o reforço é responsável por absorver parcialmente os esforços de tração e parte das tensões de cisalhamento (NETO; FUTAI, 2016). Os reforços geossintéticos em bases de aterros sobre solos moles são responsáveis por contribuir com a estabilidade global do talude do aterro (Figura 2.2a), aumentar a capacidade de carga (Figura 2.2b) e evitar de expulsão lateral do solo mole (Figura 2.2c), podendo ser empregada uma única camada ou múltiplas camadas de reforço (KOERNER, 1986).

Em projetos que demandam rapidez na construção, é comum optar por aterros apoiados em estacas. As estacas atuam na diminuição dos recalques e deslocamentos laterais

do solo, ao transferir as cargas do aterro para uma camada de solo mais resistente. Associado ao apoio rígido, a aplicação do reforço geossintético é responsável por reduzir as tensões que são transferidas para o solo mole de fundação e promovem uma melhor distribuição de tensões para as estacas por conta da contribuição do efeito membrana do reforço (Figura 2.3). Também podem ser utilizadas plataformas de transferências de cargas (PTC), caracterizadas pela aplicação de multicamadas de geossintéticos alternadamente a camadas de material granular, posicionadas sobre as estacas, que contribuem na transferência dos esforços para os apoios (Figura 2.3) (PALMEIRA, 2018).

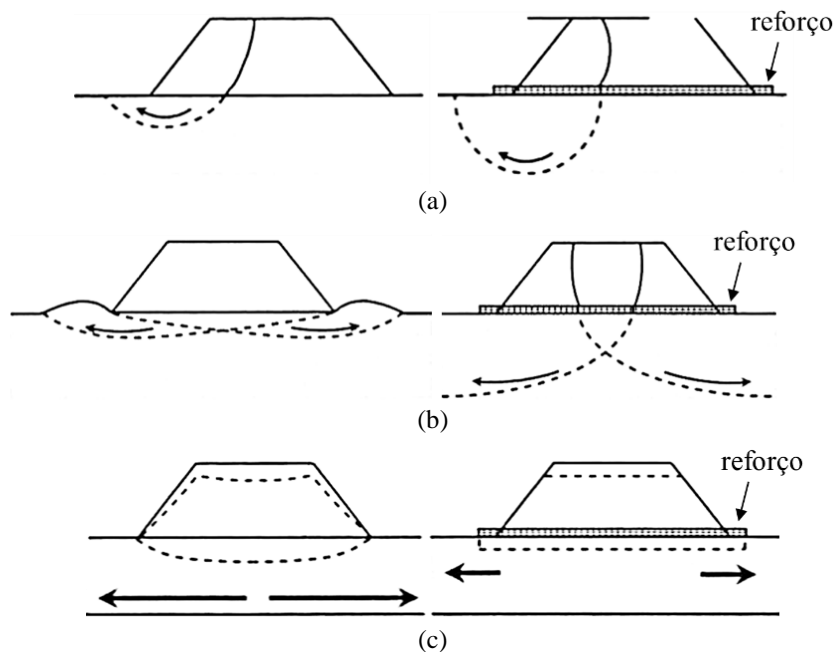


Figura 2.2. Melhoria de aterros sobre solos moles utilizando geogrelhas como reforço basal: (a) estabilidade global do talude, (b) capacidade de carga do solo mole, (c) expulsão do solo mole

Fonte: Adaptado de Koerner (1986).

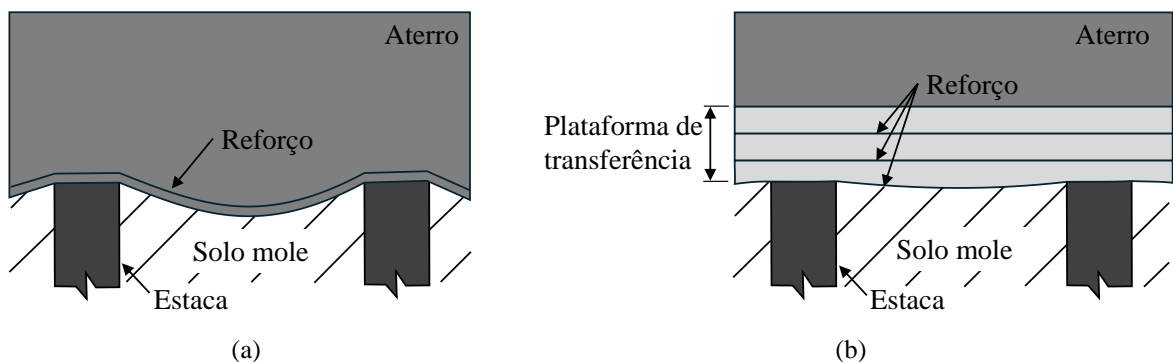


Figura 2.3. Reforço geossintético sobre estacas: (a) camada única, (b) plataforma de transferência de cargas

Fonte: Adaptado de Palmeira (2018).

Os geossintéticos podem também estão presentes em aterros construídos sobre colunas granulares encamisadas. O geossintético de encamisamento é responsável por controlar o diâmetro da coluna, favorecendo na redução do aubalamento excessivo; redução do cisalhamento da cabeça da coluna; minimização das perdas de material da coluna; no aumento da rigidez geral da coluna; na minimização da contaminação do preenchimento granular da coluna pelo material da fundação, e na preservação das características de drenagem (ALMEIDA et al., 2018).

Palmeira (2018) lista as seguintes propriedades exigidas em geotêxteis, geogrelhas e geocompostas utilizados como encamisamento de colunas granulares:

- Rigidez à tração radial (ao longo da circunferência) ≥ 700 kN/m
- Resistência à tração de projeto a curto prazo:
 - Axial: ≥ 60 kN/m
 - Radial (ao longo da circunferência): ≥ 80 kN/m
- Resistência à tração de projeto a longo prazo:
 - Axial: ≥ 20 kN/m
 - Radial (ao longo da circunferência): ≥ 30 kN/m
- Permeabilidade elevada

1.4 Colunas granulares encamisadas

Um dos métodos mais utilizados para o melhoramento de solos é a execução de uma malha de colunas granulares, de areia ou brita, na camada de solo mole (Figura 2.4). Nesta técnica, vislumbra-se a transferência de cargas provenientes do aterro para um substrato de maior resistência que a camada de solo mole.

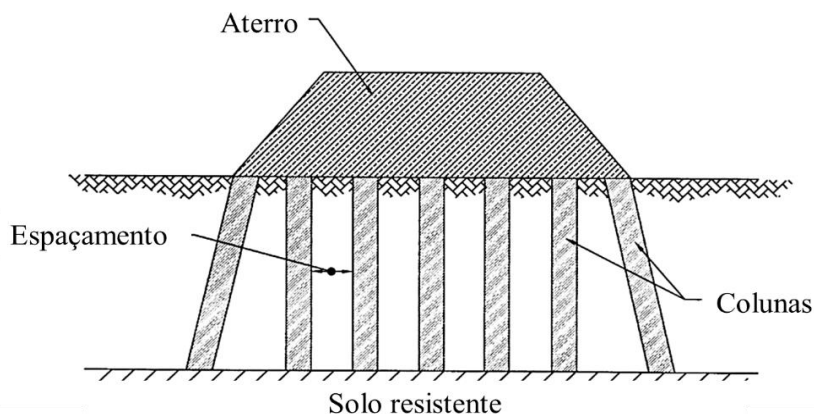


Figura 2.4. Aterro construído sobre colunas

Fonte: Adaptado de Collin, Han e Huang (2005).

Baseando-se no conceito da célula unitária, a coluna granular pode ser analisada como um elemento isolado, composto pela coluna e pelo solo circundante. Isso significa que, mesmo fazendo parte de uma malha de colunas, cada elemento é independente e não sofre influência das regiões vizinhas. Dessa forma, considera-se que cada célula unitária se comportará da mesma maneira que as adjacentes. As malhas de colunas granulares são empregadas em três possíveis arranjos: malha quadrada (Figura 2.5a), triangular (Figura 2.5b), ou hexagonal (Figura 2.5c). A área de influência da célula unitária é calculada com base no arranjo da malha de colunas granulares. Como forma de simplificação, considera-se um círculo de diâmetro efetivo d_e , de área equivalente a área de influência real. As expressões para o cálculo do diâmetro da área de influência circular para malhas triangulares, quadradas e hexagonais estão apresentadas nas Equações 2.1, 2.3 e 2.4, respectivamente (BALAAM; BOOKER, 1981).

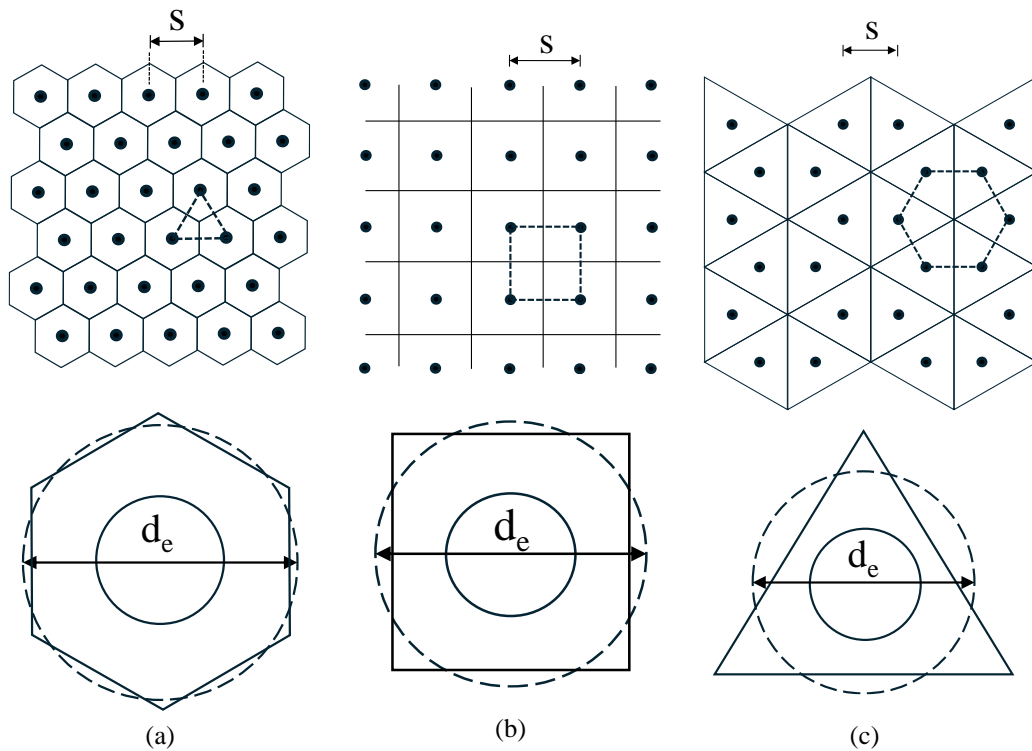


Figura 2.5. Arranjos de malhas de colunas granulares: (a) triangular, (b) quadrada, (c) hexagonal

Fonte: Adaptado de Kadhim, Parsons e Han (2015).

$$d_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} s \quad (2.1)$$

$$d_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} s \quad (2.2)$$

$$d_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} s \quad (2.3)$$

Onde, d_e corresponde ao diâmetro da área de influência e s ao espaçamento entre colunas.

Em se tratando da ruptura de colunas granulares, existem três modos principais: por abaulamento, cisalhamento ou recalque vertical excessivo. No caso de colunas com comprimento maior que seu comprimento crítico, é comum a ruptura por abaulamento (Figura 2.6a). Já as colunas com comprimento inferior ao crítico são suscetíveis à falha por cisalhamento, no caso de colunas apoiadas em camadas rígidas (Figura 2.6b), ou por recalque vertical relativo excessivo, no caso de colunas flutuantes (Figura 2.6c). Estes modos de ruptura são pertinentes quando considerado um único elemento de coluna (DHEERENDRA BABU; NAYAK; SHIVASHANKAR, 2013).

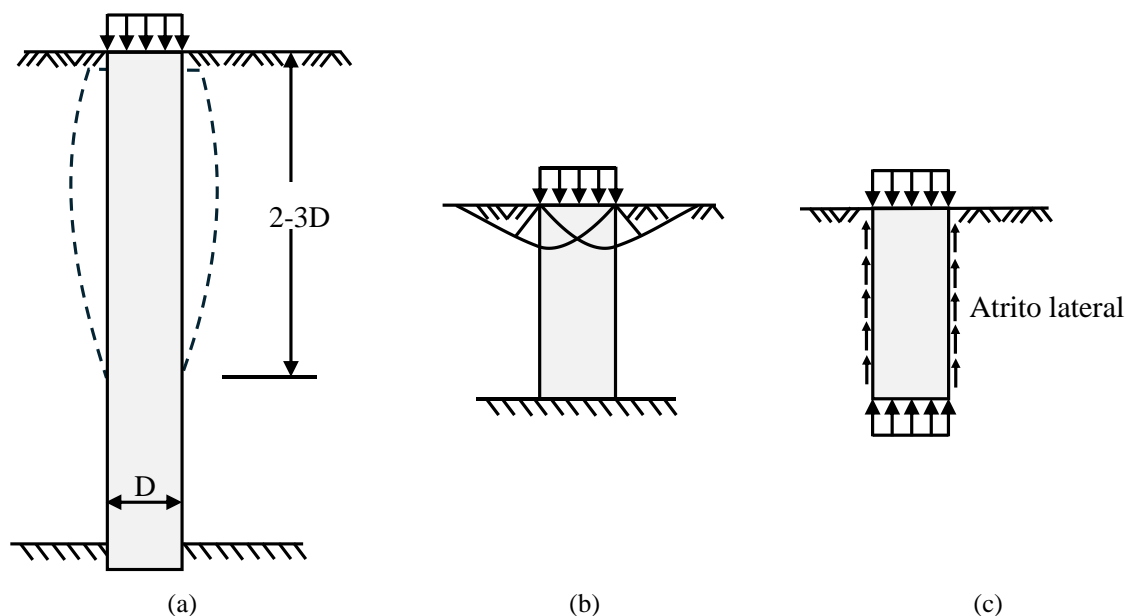


Figura 2.6. Mecanismos de ruptura de colunas granulares: (a) Abaulamento, (b) Cisalhamento, (c) Recalque vertical excessivo

Fonte: Adaptado de Kadhim, Parsons e Han (2015).

Quanto ao método de execução das colunas granulares, no método tradicional, ou seja, sem o uso de encamisamento com geotêxteis, as colunas são executadas por vibrossubstituição, processo que se inicia com a penetração do vibrador no solo e introdução do material granular no furo formado pelo equipamento. A sequência de execução está apresentada na Figura 2.7. No caso de solos muito moles, nos quais as colunas granulares não apresentem confinamento lateral adequado, podem ser utilizados materiais geossintéticos para encamisamento das colunas. Para esta técnica, são utilizados a inserção de tubos no solo, onde são instaladas as camisas de geossintéticos e, posteriormente, preenchidos com o material granular (Figura 2.8)

(ALMEIDA; MARQUES, 2010). Os materiais utilizados como enchimento de colunas granulares encamisadas (GEC) são, geralmente, areia ou brita, sendo esta capaz de proporcionar maior rigidez global à coluna. Para determinação das propriedades geotécnicas do material granular de enchimento são realizados ensaios laboratoriais comuns, como cisalhamento direto ou triaxial, que permitem obter os parâmetros que são utilizados em cálculos numéricos ou analíticos.

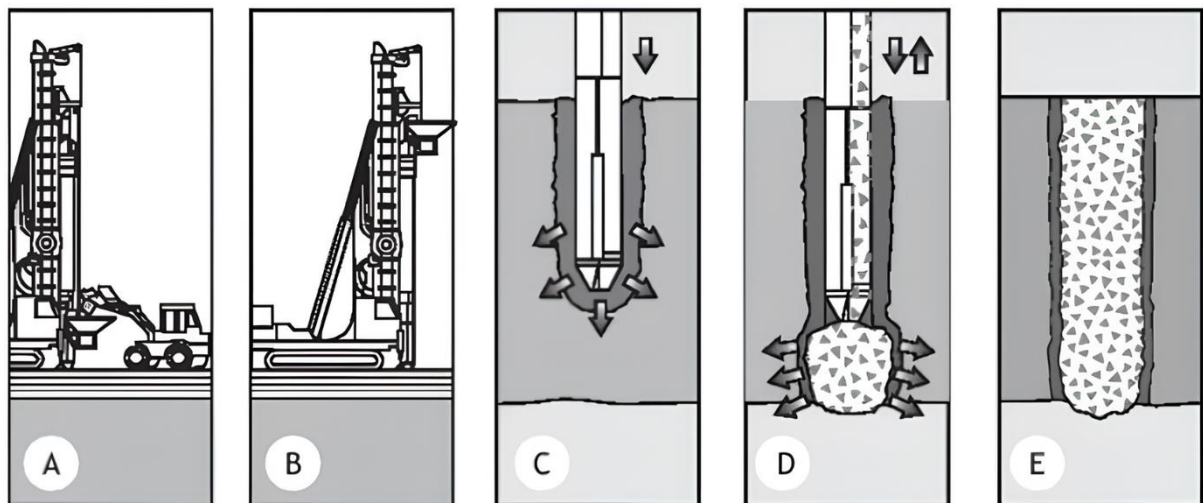


Figura 2.7. Sequência de execução de coluna de brita em solo mole saturado

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

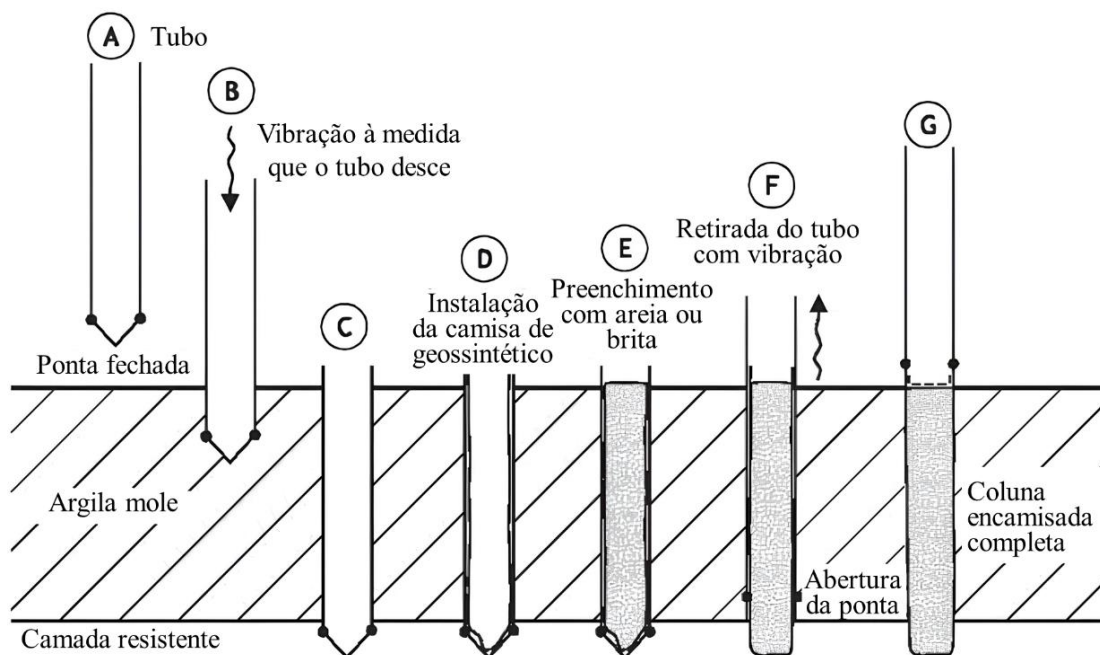


Figura 2.8. Execução de colunas encamisadas pelo método de deslocamento

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

Para o revestimento da coluna é usualmente utilizado encamisamento de geotêxtil tecido de alto módulo de rigidez. Em razão da maior rigidez das colunas granulares encamisadas (GECs), ocorre a concentração de carregamentos nas colunas, reduzindo, assim, as tensões verticais no solo mole. A carga vertical na coluna encamisada gera, também, tensões normais radiais horizontais, para fora, e o alargamento radial da coluna. Conseqüentemente, ocorre a contrapressão dos solos moles circundantes e atuação da resistência confinante do revestimento, sendo essa a principal diferença entre as GECs e as colunas granulares sem encamisamento (ALMEIDA et al., 2018). O esquema geral do sistema de suporte de colunas encamisadas com geossintéticos está representado na Figura 2.9.

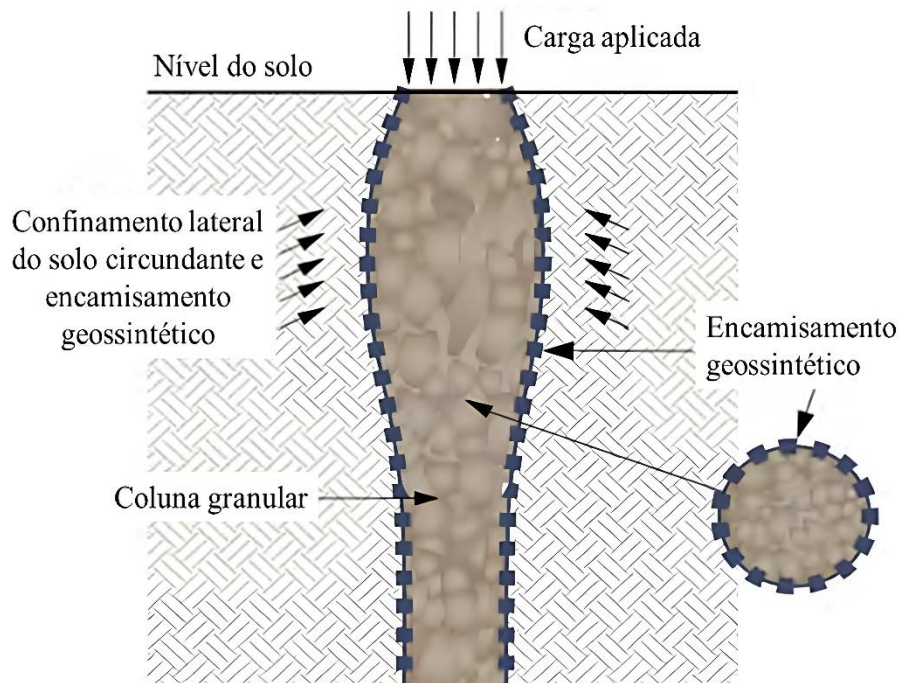


Figura 2.9. Esquema geral do sistema de suporte de colunas encamisadas com geossintéticos

Fonte: Adaptado de Kadhim, Parsons e Han (2015).

Diversos estudos tratam sobre a utilização de encamisamento geossintético e sua capacidade de aumentar a eficácia das colunas granulares no reforço do solo mole. Dentre as vantagens da aplicação da camisa de geossintético estão: aumento do confinamento lateral da coluna granular, melhoramento da rigidez e capacidade de carga do elemento, redução do abaulamento lateral da coluna e preservação das características de drenagem.

Murugesan e Rajagopal (2006, 2007) desenvolveram um estudo paramétrico abrangente usando análise de elementos finitos para avaliar a melhoria qualitativa e quantitativa na capacidade de carga de colunas granulares por encamisamento com geossintéticos de diferentes

rigidezes. Os autores perceberam que as colunas revestidas mostraram maiores capacidades de carga, menores compressões e menor abaulamento lateral em comparação com as colunas convencionais. O aumento da rigidez do geossintético de encamisamento mobilizou maiores tensões laterais nas GECs, levando a um melhor desempenho. As tensões de confinamento lateral desenvolvidas nas colunas granulares foram maiores com o encamisamento, tornando a capacidade de carga menos dependente da resistência do solo circundante. Além disso, a utilização do encamisamento reduziu recalques e o abaulamento lateral no topo das colunas. Os autores ainda conduziram ensaios com uma célula unitária rígida para representar a coluna granular e o solo circundante com o intuito de investigar a melhoria qualitativa e quantitativa da capacidade de carga de colunas encamisadas individuais por meio de modelos laboratoriais. O revestimento com geossintéticos resultou em uma resposta mais rígida e resistente das colunas, melhorando sua capacidade de carga. As GECs não mostraram sinais de ruptura, mesmo em grandes níveis de deslocamentos verticais, enquanto colunas granulares convencionais apresentaram ruptura por atingir a capacidade de carga máxima.

Gniel e Bouazza (2009) realizaram ensaios com modelos em pequena escala para investigar o comportamento de colunas revestidas com geogrelha. Os testes se concentraram em variar o comprimento do encamisamento e comparar o comportamento de colunas parcialmente encamisadas com colunas totalmente encamisadas. As colunas parcialmente revestidas mostraram uma redução constante na deformação vertical com o aumento do comprimento do revestimento, tanto para colunas isoladas quanto para colunas de grupo. O abaulamento máximo da coluna foi observado diretamente abaixo da base do encamisamento. As colunas totalmente revestidas exibiram um aumento significativo na rigidez e uma redução adicional na deformação, com reduções de deformação de aproximadamente 80%. Os autores concluíram que o aumento no comprimento do revestimento resulta em uma redução significativa no deslocamento vertical, entretanto, o revestimento parcial pode fornecer uma solução de design inovadora para várias aplicações, permitindo que as colunas sejam adaptadas para atender a diferentes critérios de recalque e potencialmente usadas em solos menos resistentes.

Wu e Hong (2009) conduziram ensaios de compressão triaxial em colunas de areia encamisadas com geotêxtil. Os testes foram realizados em amostras de areia com diferentes densidades e revestidas com três tipos diferentes de geotêxteis. A resposta das colunas de areia, incluindo o aumento da tensão desviatória, reduções nas deformações volumétricas e radiais e o aumento na pressão de confinamento foi analisada. Os resultados mostraram que o

encamisamento de geotêxtil proporcionou melhora significativa na capacidade de carga e redução no recalque das colunas de areia.

Khabbazian et al. (2010) realizaram análises tridimensionais de elementos finitos usando o programa ABAQUS para simular o comportamento de colunas granulares com e sem encamisamento geossintético em argila mole. As análises paramétricas foram conduzidas alterando um parâmetro por vez, mantendo os outros parâmetros constantes nos valores básicos. Os resultados mostraram que o encamisamento geossintético melhorou significativamente os deslocamentos verticais e a capacidade de carga das colunas granulares; revestir a coluna granular até a profundidade de um diâmetro pode melhorar significativamente seu desempenho; mesmo o geossintético de baixa rigidez melhorou significativamente o desempenho da coluna, já que a carga aplicada na GEC foi distribuída em profundidades significativamente maiores, entretanto a rigidez do encamisamento teve um efeito considerável na resposta de estabilização de tensões e na capacidade de carga das colunas granulares.

Lo et al, (2010) desenvolveram estudos numéricos para examinar o uso do encamisamento geossintético para melhorar o desempenho de colunas granulares em depósitos de argila mole. Descobriu-se que o encamisamento geossintético aumenta significativamente a eficácia das colunas granulares na redução de recalques em depósitos de argila mole.

Keykhosropur et al. (2012) conduziram um estudo com abordagem numérica 3D para analisar o comportamento de GECs em solos argilosos de baixa resistência. O comportamento das colunas foi modelado usando análise de elementos finitos e os resultados foram calibrados usando dados de um projeto de recuperação de solo em Hamburgo, Alemanha. O estudo teve como objetivo estudar o efeito da variação do comprimento do encamisamento e investigar os efeitos de fatores como rigidez do geossintético, diâmetro da coluna e propriedades do material de preenchimento da coluna no desempenho das GECs. Os autores concluíram que: utilizar o encamisamento apenas nas colunas externas do grupo de colunas granulares foi considerado suficiente para um projeto ideal; o aumento da rigidez do geossintético e do diâmetro da coluna melhorou o comportamento geral do grupo de GECs; e o desempenho das GECs foi menos sensível ao ângulo de atrito interno do material da coluna e ao seu módulo de elasticidade.

Elsawy (2013) estudou o comportamento de fundações em solo mole reforçado por colunas granulares encamisadas com geogrelhas por meio de modelagem com elementos finitos utilizando o Plaxis 9. A pesquisa mostrou que o encamisamento geossintético de colunas granulares aumenta a rigidez geral das colunas, levando a um maior aumento na tensão efetiva e na concentração de tensão em comparação com as colunas convencionais. Além disso, as

GECs mostram um aumento na capacidade de carga e uma redução no abaulamento da coluna em comparação com as colunas não encamisadas.

Ghazavi et al. (2013) realizaram ensaios laboratoriais em colunas granulares comuns e encamisadas com geotêxtil com diâmetros de 60, 80 e 100 mm. Uma análise numérica baseada no método de elementos finitos (FEM) também foi conduzida para estudar os efeitos de escala em colunas granulares em escala reduzida e como expandir a eficácia do reforço colunas granulares reforçadas em escala real. Os autores concluíram que: a capacidade de carga da coluna aumenta com o uso de material de reforço vertical; o aumento do comprimento e da resistência do geossintético também contribui para o aumento da resistência da coluna, assim como da taxa de concentração de tensão das colunas; o abaulamento lateral diminui com o uso de encamisamento com geotêxtil; e a análise numérica mostrou uma comparação satisfatória com os testes do modelo de laboratório.

Chen et al. (2015) avaliaram a ruptura de colunas granulares encamisadas com geotêxteis em um aterro rodoviário por meio de ensaios de laboratório e modelagem numérica usando métodos tridimensionais e bidimensionais de elementos finitos. Os autores descobriram que a falha das GECs foi causada pela flexo/compressão das colunas em vez de cisalhamento.

Fattah et al. (2016) investigaram o comportamento de GECs em modelos de aterros construídos sobre solo mole. A utilização de colunas granulares encamisadas com geogrelha foi considerado eficaz para melhorar a capacidade de carga do solo reforçado e reduzir recalques em comparação com o solo não tratado. Ainda, a capacidade de carga das GECs aumentou com a diminuição do espaçamento entre as colunas e a razão de concentração de tensão foi influenciada pela altura do aterro e pela razão de espaçamento entre as colunas.

Gu et al. (2016) conduziram quatro séries de ensaios em modelos de laboratório utilizando um tanque de teste de grande escala para investigar o efeito da geogrelha de encamisamento nas deformações laterais e verticais das colunas granulares inseridas em argila. Foi encontrado que a capacidade de carga do solo mole foi grandemente aumentada pelas colunas granulares revestidas com geogrelha, sendo que os testes experimentais em fundações compostas com colunas parcialmente encamisadas resultaram em recalques maiores, especialmente em tensões verticais mais altas.

Hong et al. (2016) investigaram os efeitos da rigidez e resistência à tração do geotêxtil de encamisamento no comportamento de colunas granulares inseridas em solo mole utilizando modelos em escala reduzida. Os resultados experimentais mostraram que o encamisamento melhorou a capacidade de carga das colunas granulares, mesmo quando ocorreu a ruptura do

encamisamento. As colunas revestidas com geotêxteis de média a alta rigidez exibiram uma melhoria significativa na capacidade de carga. O encamisamento também restringiu a deformação radial das colunas. O estudo concluiu que as colunas de areia encamisadas com geossintéticos se comportam como apoios semirrígidos e não sofrem rupturas catastróficas.

Mohapatra et al. (2016) realizaram ensaios de cisalhamento direto em colunas granulares convencionais e encamisadas com geossintéticos. Os ensaios foram conduzidos em diferentes tensões normais e com diferentes diâmetros de colunas, tipos de geossintético e configurações planas. Os ensaios mostraram que as colunas encamisadas mobilizaram maiores tensões de cisalhamento e forneceram maior resistência ao carregamento lateral em comparação com as colunas granulares não revestidas correspondentes. O uso de encamisamento geossintético de maior rigidez ajudou a reduzir as chances de falhas da coluna granular, mesmo em solos de fundação moles.

Cengiz e Güler (2018) desenvolveram ensaios em uma mesa de agitação para simular o comportamento de GECs sob excitação sísmica. As GECs exibiram desempenho superior sob cargas estáticas e sísmicas em comparação com colunas não encamisadas. Houve uma demanda significativa de tensão no encamisamento das colunas sob cargas sísmicas. Além disso, foi observada uma relação linear entre a entrada de energia sísmica e a amplitude da deformação de reforço.

Muzammil et al. (2018) realizaram simulações numéricas usando PLAXIS 3D para investigar o comportamento de colunas granulares encamisadas com geossintéticos sob diferentes condições, com o objetivo de analisar a capacidade de carga e o comportamento das GECs em comparação com colunas granulares comuns em condições in situ. Os autores descobriram que o aumento da rigidez do geossintético reduziu significativamente o recalque e a deformação lateral das GECs.

Yoo e Abbas (2020) investigaram o comportamento de uma coluna granular encamisada com geossintético instalada na areia submetida a carregamento cíclico, com o intuito de determinar o efeito do geossintético no desempenho da coluna sob diferentes condições de carregamento. Os autores concluíram que a utilização do encamisamento geossintético é mais eficaz para melhorar o desempenho da coluna granular sob carregamento cíclico do que sob carregamento estático, uma vez que a transferência de carga para a coluna diminuiu sob carregamento cíclico, levando a uma redução de 25% na taxa de concentração de tensão.

Chen et al. (2021b) analisaram o desempenho de um aterro apoiado em solo mole reforçado por GECs por meio de modelos físicos submetidos a ensaios em centrífuga. O estudo

mostrou que o encamisamento geossintético reduziu significativamente o deslocamento vertical do solo, acelerou a dissipação da pressão excessiva dos poros e aumentou a taxa de concentração de tensão. O aumento da rigidez do geossintético levou a uma maior taxa de concentração de tensão. Os modelos que utilizaram colunas granulares encamisadas apresentaram um maior efeito de arqueamento do solo na transferência de tensões para os apoios.

Li et al. (2021) conduziram ensaios com modelos físicos em centrífuga para investigar o desempenho de aterros apoiados em colunas granulares encamisadas com geossintéticos em condições não drenadas. Os testes envolveram a variação da rigidez do geossintético, do reforço basal e da carga do aterro para avaliar sua influência no comportamento de deformação do aterro. O solo de fundação usado para simular condições não drenadas sob carregamento de aterro foi preparado misturando pó de bentonita sódica e glicerina na proporção de 1:1 em peso (conhecida como Glyben). O aterro modelo foi construído sobre uma base de argila macia e os GECs foram instalados em um padrão quadrado com um espaçamento de centro a centro de 100 mm. Sensores como transdutores lineares de deslocamento variável e minicélulas de pressão terrestre foram usados para monitorar o desempenho do aterro suportado pelo GECs durante os estágios de carregamento e repouso. Os resultados dos ensaios mostraram que o deslocamento vertical das colunas foi reduzido em 50% e 34% quando as colunas foram revestidas com geogrelhas de alta e baixa rigidez, respectivamente, em comparação com o aterro apoiado em colunas convencionais. A inclusão de reforço basal no aterro suportado por colunas encamisadas aumentou significativamente a taxa de concentração de tensão. O abaulamento na parte superior das colunas foi reduzido quando encamisada por uma camada de geogrelha, mas a curvatura interna ainda foi observada. O recalque diferencial entre as GECs e o solo circundante sob carregamento do aterro foi consideravelmente reduzido com a inclusão do reforço basal. A eficiência do aterro suportado por GECs foi aumentada com um aumento na rigidez geossintética e uma diminuição na profundidade da camada de solo mole.

1.5 Plataforma de transferência de cargas

1.5.1 Mecanismos de transferência de cargas

É comum a utilização de plataformas de transferência de cargas (PTC) em bases de aterros estaqueados com a função auxiliar a transferência de esforços do aterro para estacas, diminuindo assim os recalques diferenciais e a distorção do aterro (Figura 2.10). Reforços

geossintéticos têm sido eventualmente utilizados no interior da PTC para o aumento da resistência e rigidez da plataforma. São dois os principais tipos de plataformas de transferência de cargas reforçadas com geossintéticos: catenária e viga. A PTC catenária possui apenas uma ou duas camadas de reforço geossintético de alta resistência, cuja transferência de carga se dá pelos efeitos de arqueamento do solo granular e membrana tensionada como contribuição do reforço. Nesse primeiro caso, a deformação do aterro é demandada para mobilizar ambos os mecanismos. Na PTC viga são utilizadas três ou mais camadas de geossintéticos com resistência inferior aos utilizados na PTC catenária, alternadamente a camadas de material granular bem graduado. Neste caso, o conjunto formado pelo material granular e reforço atuam como uma viga rígida (ABDULLAH; EDIL, 2007) e as cargas do aterro são essencialmente transferidas para as colunas pelo efeito de rigidez, com pouca contribuição de mobilização pelo aterro ou solo mole de fundação.

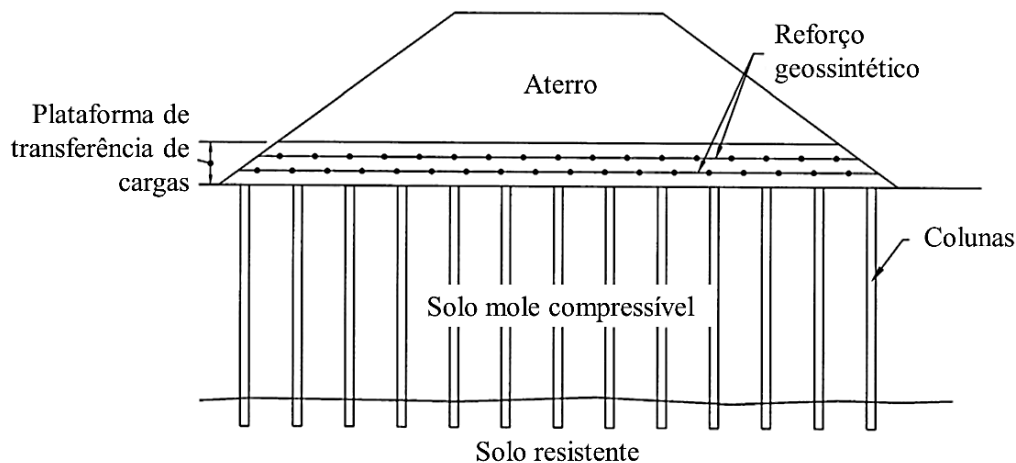


Figura 2.10. Aterro sobre colunas com plataforma de transferência de cargas reforçadas com geossintéticos

Fonte: Adaptado de Collin, Han e Huang (2005).

Quanto à transferência de cargas na PTC sobre estacas, van Eekelen (2015) propõe a divisão da carga vertical a qual a plataforma está submetida em três partes distintas: A, B e C, ilustradas na Figura 2.11. Essas parcelas são definidas da seguinte forma: a parte A, correspondente ao carregamento transmitido pelo arqueamento do solo, é transferida diretamente para as estacas; a parte B é direcionada através do reforço geossintético para as estacas; e a parte C é suportada pelo solo mole. A quantificação dos esforços transferidos inclui dois passos de cálculo. Na primeira etapa, a carga vertical total é dividida em duas partes distintas: a carga A e a carga residual (B+C). O valor de A depende da atuação do mecanismo de arqueamento do solo granular da PTC. Na segunda etapa, avalia-se a carga mobilizada pelo

reforço, determinada pela deformação do geossintético, a partir da carga residual B+C obtida no primeiro passo. Além disso, é calculada a carga transmitida para a camada de solo mole, correspondente à parcela C do carregamento. Os mecanismos de transferência de cargas atuantes no problema são expostos na Figura 2.12.

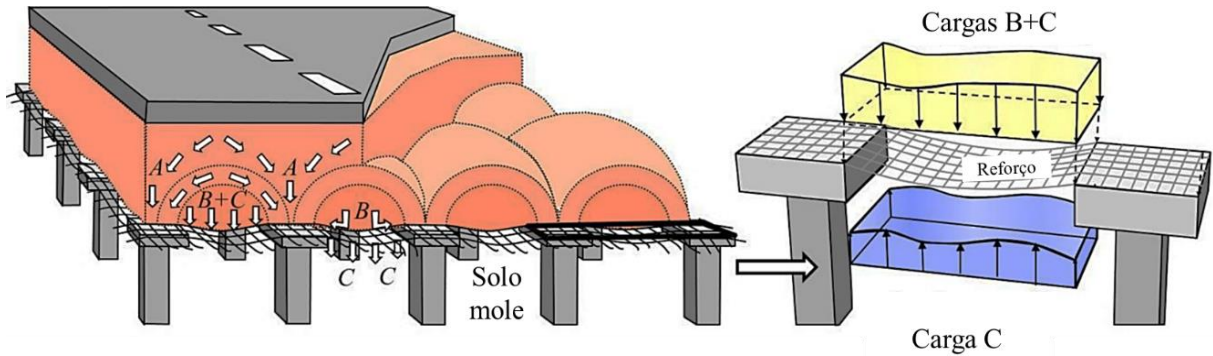


Figura 2.11. Transferência de cargas em aterros apoiados sobre estacas

Fonte: Adaptado de van Eekelen (2015).

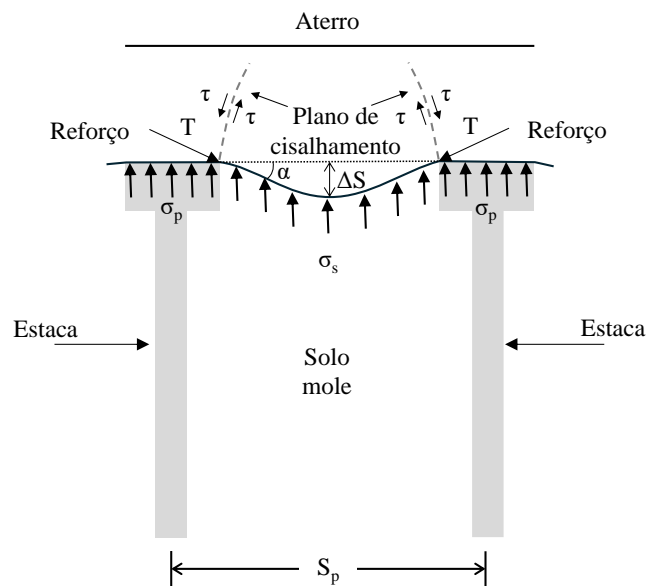


Figura 2.12. Mecanismos de transferência de cargas em aterros sobre estacas

Fonte: Adaptado de Nguyen et al. (2023).

O fenômeno do arqueamento ocorre devido à diferença de rigidez entre as colunas e o solo mole, que resulta em um maior recalque do solo do aterro localizado sobre o solo mole, no espaço entre colunas, quando comparado ao recalque do aterro acima das colunas. O recalque do aterro é restringido pela resistência ao cisalhamento do solo acima das colunas. Devido a esta resistência ao cisalhamento, as tensões transferidas para o solo mole e para o reforço geossintético são reduzidas, enquanto o carregamento que chega nos apoios aumenta (DEB,

2010). O reforço geossintético atua no mecanismo de transferência de cargas por meio do efeito membrana. Os geossintéticos de reforço possuem uma rigidez axial sob tração significativa e uma baixa rigidez transversal sob deflexão e cisalhamento, por conta disso, quando aplicado um carregamento tangencial a seu plano, o geossintético é esticado e atua como reforço pelo efeito de tração, já quando submetido à carregamentos perpendiculares, o geossintético é deformado como membranas, o que possibilita a mobilização dos esforços de tração e permite que o material atue como elemento de reforço (GOURC; VILLARD, 2000).

1.5.2 Parâmetros influenciadores na transferência de cargas

Abdullah e Edial (2007) ainda apontam diversos fatores que influenciam as interações entre o material granular da plataforma, o reforço geossintético, as colunas e o solo mole da fundação, entre eles:

- A rigidez do geossintético;
- A rigidez da coluna;
- O espaçamento entre as colunas;
- A altura do aterro;
- A altura da plataforma;
- O número de camadas de geossintéticos;
- O ângulo de atrito do material granular.

São encontrados na literatura estudos que avaliam parâmetros influenciadores na transferência de cargas na PTC em aterros sobre solos moles. Wu et al. (2022) realizaram oito ensaios em modelos físicos em centrífuga para investigar o efeito de cinco fatores de influência na deformação e transferência de cargas em aterros apoiados sobre estacas com plataforma de transferência de cargas: utilização ou não da geogrelha, número de camadas de geogrelhas, posição do reforço de geogrelha, rigidez da geogrelha, configuração da ancoragem na geogrelha na PTC. Os autores concluíram que a PTC reforçada com quatro camadas de geogrelha apresentou melhor desempenho em relação à estabilidade e transferência de carga do aterro, entretanto, a melhoria de desempenho não foi óbvia em relação ao reforço com duas camadas de geogrelha. Portanto, a PTC com duas camadas de reforço se mostrou a melhor escolha para contribuir com o desempenho do aterro, ao se considerar o desempenho e custo.

Ghosh et al. (2017) propuseram um modelo analítico para prever o comportamento de PTCs em solo mole reforçado com elementos de coluna, idealizando a modelagem física da

PTC como viga Timoshenko reforçada com membrana, que pode ser aplicado para previsão da deflexão da PTC e da tensão mobilizada no reforço geossintético. Estudos paramétricos foram realizados para avaliar o comportamento geral da plataforma com multicamadas de reforço geossintético, bem como da plataforma reforçada com uma única camada de geossintético. Foi avaliado o uso de uma camada de geossintético mais resistente ($1 \times 2000 \text{ kN/m}$) e, comparativamente, o uso de duas camadas menos resistentes ($2 \times 1000 \text{ kN/m}$). Observou-se que a inclusão das duas camadas de geossintéticos reduziu a deflexão máxima da PTC quando comparada com a camada única. No entanto, para o caso de camada dupla, a resistência dos geossintéticos foi menos utilizada do que a do caso de camada única. Também foi identificado que, à medida que o espaçamento entre colunas aumenta, a deflexão máxima do PTC e a tensão normalizada nos geossintéticos também aumentam.

Borges e Gonçalves (2016) analisaram uma fundação de solo mole reforçada com colunas de jet-grout com uma plataforma que incorpora cinco camadas de geossintéticos por meio de um código numérico baseado no método de elementos finitos. Um estudo paramétrico foi realizado para analisar a influência de quatro fatores: o número de camadas geossintéticas, o padrão de espaçamento dos pilares, o módulo de elasticidade do pilar e a rigidez à tração do pilar. Foram analisados: transferência de carga, assentamento, excesso de poropressão, tensão efetiva, nível de tensão e tensão nos geossintéticos. O estudo mostra que um maior número de camadas de reforço dentro da plataforma resulta em um melhor comportamento geotécnico da fundação de solo mole reforçado com estacas em termos de recalque e transferência de carga para as estacas.

Rowe e Liu (2015) avaliaram o desempenho de quatro seções de um aterro em escala real construído em solo mole, utilizando uma análise por elementos finitos com modelos tridimensionais. As quatro seções tinham cargas de aterro semelhantes, mas diferentes opções de reforço: aterro não reforçado; aterro apoiado sobre estacas; aterro apoiado sobre estacas com PTC reforçada com uma única camada de geotêxtil; e aterro apoiado sobre estacas com PTC reforçada com duas camadas de geogrelha. A utilização de uma camada única de reforço geotêxtil ($J = 800 \text{ kN/m}$) reduziu os recalques da superfície do subsolo para 31% dos recalques medidos na seção não reforçada e a utilização de duas camadas de geogrelha ($J=500 \text{ kN/m}$) reduziu os recalques para 28%.

Rui et al. (2020) realizaram uma série de ensaios em modelos bidimensionais que simulavam plataformas de transferência de cargas apoiadas em colunas rígidas para avaliar a influência da altura da plataforma (h), espaçamento entre colunas (s) e diâmetro da coluna (a).

Foram consideradas três alturas relativas da PTC ($h/(s-a)$) e três valores de espaçamento entre colunas $((s-a)/a)$. As alturas relativas correspondem a 1/3, 2/3 e 1 e os espaçamentos relativos correspondem a 1, 1.5 e 2. Os autores concluíram que a transferência de cargas para a coluna diminuiu significativamente com o aumento da altura relativa da PTC e reduziu gradualmente com o aumento do espaçamento relativo entre colunas.

De forma similar, Blanc et al. (2014) realizaram um estudo paramétrico utilizando modelos de pequena escala em ensaios de centrífuga para examinar a influência da espessura da plataforma e do espaçamento das estacas em aterros sobre solos moles. As diferentes configurações de ensaio são comparadas em relação à tensão transmitida ao solo mole, ao recalque diferencial e à eficiência de transferência de carga. Os autores concluíram que a utilização de plataformas mais espessas e/ou espaçamentos menores entre colunas aumenta a transferência de carga e reduz recalques superficiais.

1.5.3 PTCs em aterros apoiados sobre colunas granulares

Apesar de ser mais utilizada sobre estacas, o comportamento das plataformas de transferência de cargas quando construída sobre colunas granulares encamisadas, assim como a aplicação de reforço geossintético na base do aterro, têm sido alvo de estudos recentes. Em aterros apoiados em colunas granulares, é comum a utilização de uma camada granular sobre as colunas, de 0,3 m ou mais, com a função de distribuição de tensões no topo da coluna e drenagem do sistema (MITCHELL, 1981). A presença da camada granular proporciona a redução da concentração de tensões próximo ao topo da coluna, aumenta a capacidade de carga do solo mole e reduz recalques diferenciais (Shahu et al., 2000; Deb, 2008).

Abdullah e Edil (2007) realizaram ensaios em um aterro teste construído sobre solo mole para avaliar o desempenho de diferentes tipos de plataforma de transferência de carga apoiada em colunas granulares compactados (chamados de 'geopiers'). Três tipos de PTC foram construídos: PTC reforçada com duas camadas de geogrelha (PTC catenária), PTC reforçada com três ou mais camadas de geogrelha (PTC viga) e PTC reforçada de concreto. Os resultados indicaram recalques diferenciais entre as colunas e o solo mole de fundação relativamente baixos em todas as seções da PTC, sendo o menor registrado na plataforma com multicamadas de reforço.

Deb et al. (2011) elaboraram modelos laboratoriais de elementos únicos de coluna granular para avaliar o efeito de camadas granulares reforçadas e não reforçadas no deslocamento vertical, capacidade de carga e abaulamento da coluna. Os autores concluíram

que a presença da camada granular aumenta a capacidade de carga da coluna, reduz o recalque e reduz o abaulamento da coluna, ao mesmo tempo que aumenta a profundidade de ocorrência do abaulamento. Também foi concluído que o reforço geossintético melhora significativamente a capacidade de carga e reduz o recalque, além de reduzir ainda mais o diâmetro de abaulamento e sua profundidade.

Debnath e Dey (2017a) realizaram uma série de ensaios em modelos laboratoriais e, posteriormente, simulações numéricas por meio de uma análise tridimensional de elementos finitos para mostrar o efeito combinado de plataformas de areia reforçadas com geogrelha com colunas de pedra encamisadas. A capacidade de carga do solo de argila mole foi aumentada em 2,68 vezes com a utilização de colunas de pedra encamisadas, em 3,63 vezes com a aplicação de PTCs não reforçadas e em 8,45 vezes quando utilizado reforço geossintético basal. Além disso, as plataformas reforçadas reduziram o diâmetro de abaulamento em 79% enquanto aumenta a profundidade do abaulamento em 53%.

Mehrannia et al. (2018) conduziram ensaios laboratoriais em larga escala para examinar a capacidade de carga de colunas granulares flutuantes sob plataformas granulares não reforçadas e reforçadas com geogrelhas. Os autores concluíram que a combinação de colunas granulares e plataformas granulares melhoram a capacidade de carga de solos moles e a utilização de geogrelha como reforço geossintético aumenta significativamente a sua eficiência.

Nayak et al. (2019) avaliaram o desempenho de colunas individuais, bem como de grupos de colunas granulares em argila. Análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos foram realizadas para validar os resultados experimentais. A adição de uma camada granular com geogrelha de reforço basal melhorou a capacidade de carga da coluna granular em 198% e reduziu o diâmetro de abaulamento em 82%.

Chen et al. (2022) investigaram o desempenho de aterros flutuantes apoiados por colunas granulares encamisadas com e sem a presença de uma camada granular com reforço basal. A técnica de correlação de imagens digitais (DIC) foi aplicada para analisar o contorno de deslocamento dos aterros flutuantes e a deformação no reforço basal. Os autores observaram que a utilização do reforço reduz o recalque na base e na crista do aterro, evita a flexão das colunas granulares abaixo da ponta do aterro e aumenta a resistência da coluna contra o abaulamento.

1.5.4 Padrões de deformação

Embora os trabalhos mencionados terem trazido contribuições significativas para entendimento do comportamento de PTCs reforçadas e não reforçadas, há a necessidade de entender o motivo pelo qual as variáveis impostas têm trazido certos benefícios. A técnica de ensaios de alçapão tem sido um artifício experimental bastante usado para observação de mecanismos, uma vez que permitem a utilização de modelos bidimensionais com paredes transparentes. Esses estudos associam ensaios de alçapão com técnicas de correlação de imagem digital, o que possibilita a visualização dos padrões de deformação apresentados por camadas granulares em aterros sobre apoios rígidos.

Costa et al. (2009) identificaram um mecanismo de ruptura comum em condições rasas, caracterizado pela formação de superfícies de ruptura sucessivas, com origem nos cantos do alçapão e que se propagam em direção ao seu centro (Figura 2.13). O trajeto seguido pela superfície é determinado pela densidade do solo e pelo seu confinamento, fatores que influenciam a dilatação do solo, e sua inclinação é afetada pelo nível de tensão e densidade do aterro, sendo que à medida que a ruptura se propaga, a superfície tende a inclinar-se mais em direção à vertical. Além disso, podem ocorrer múltiplas superfícies de falha dentro da massa do solo, dependendo das condições locais.

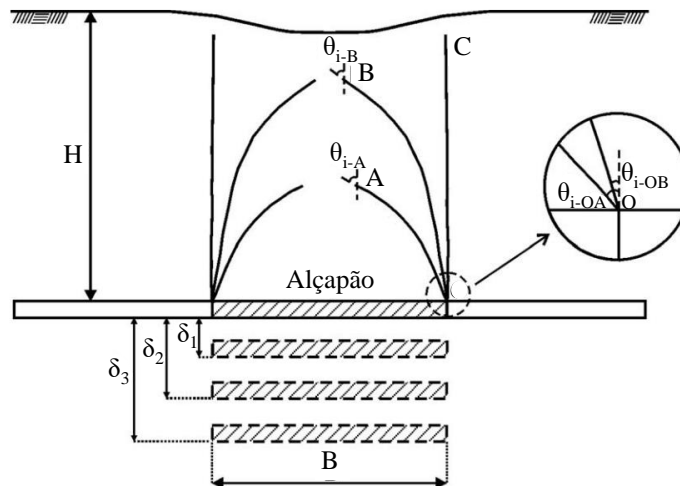


Figura 2.13. Esquema de propagação de superfícies de ruptura em ensaio de alçapão

Fonte: Adaptado de Costa et al. (2009).

Rui et al. (2016) realizaram ensaios em equipamentos de alçapão para analisar diferentes padrões de desenvolvimento do arqueamento do solo. A altura da camada de solo granular, espaçamento entre estacas, largura das estacas e granulometria da areia foram levados

em consideração. Os ensaios utilizaram areia para simulação da camada granular e os padrões de deformação foram obtidos pela técnica de velocimetria de partículas por imagem (PIV). Os padrões de arqueamento observados foram semelhantes aos encontrados em aterros estaqueados. Superfícies de deslizamento triangulares se formam após pequenos movimentos dos alçapões e três tipos de padrões de desenvolvimento de superfície de deslizamento foram observados: desenvolvimento em forma de torre (TDP); expansão triangular (TEP); e recalque uniforme (ESP) (Figura 2.14).

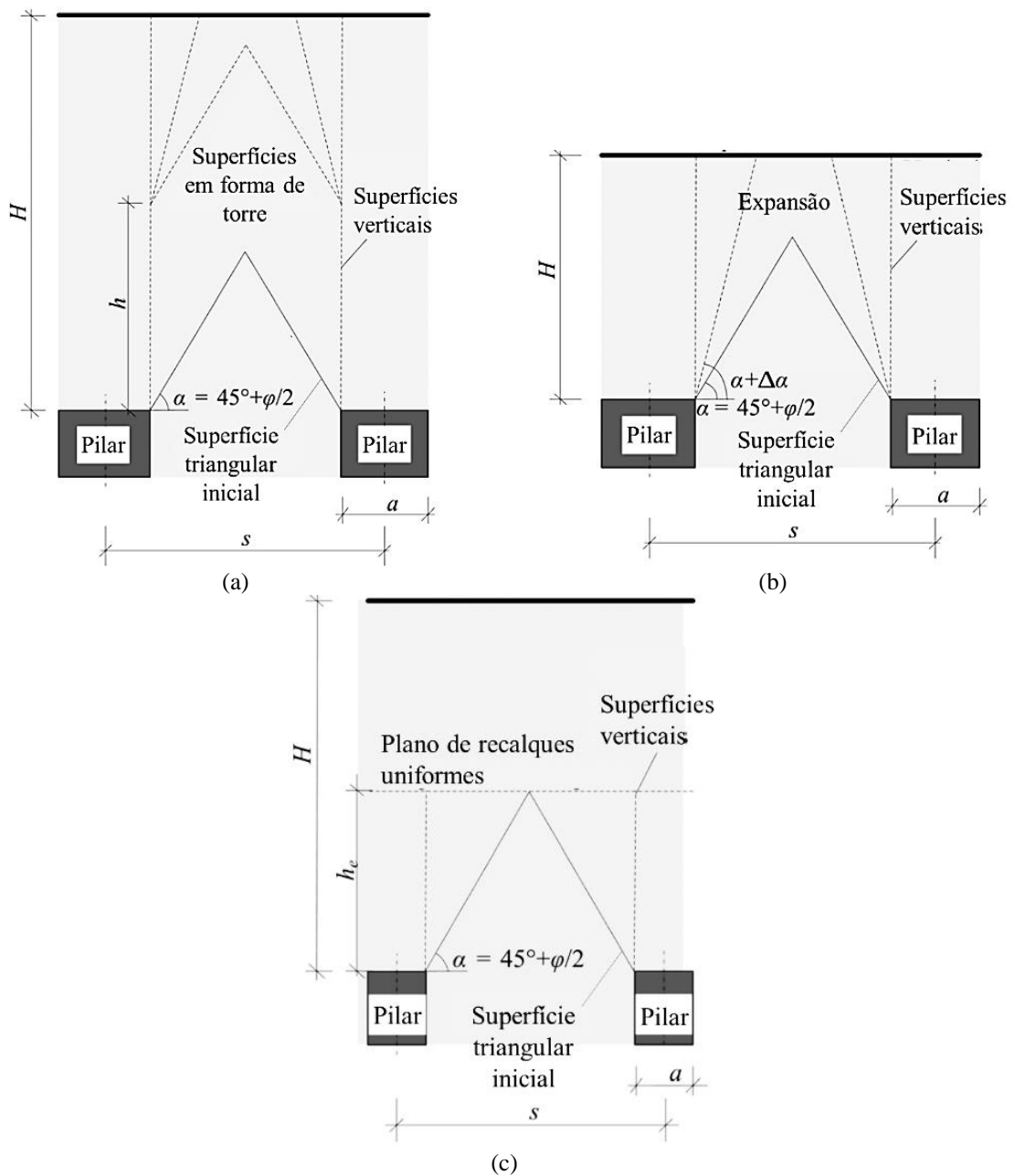


Figura 2.14. Padrões de evolução do arqueamento do solo: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP

Fonte: Adaptado de Rui et al. (2016).

Os contornos de deslocamento típicos para cara padrão são mostrados na Figura 2.15. Esses padrões de deformação fornecem informações sobre o comportamento do arqueamento do solo em camadas granulares sobre apoios rígidos e podem ajudar na compreensão da transferência de tensões no solo. Padrões de deslocamento semelhantes foram observados por Jenck et al. (2014), Pardo e Sáez (2014) e Khatami, Deng e Jaksa (2019).

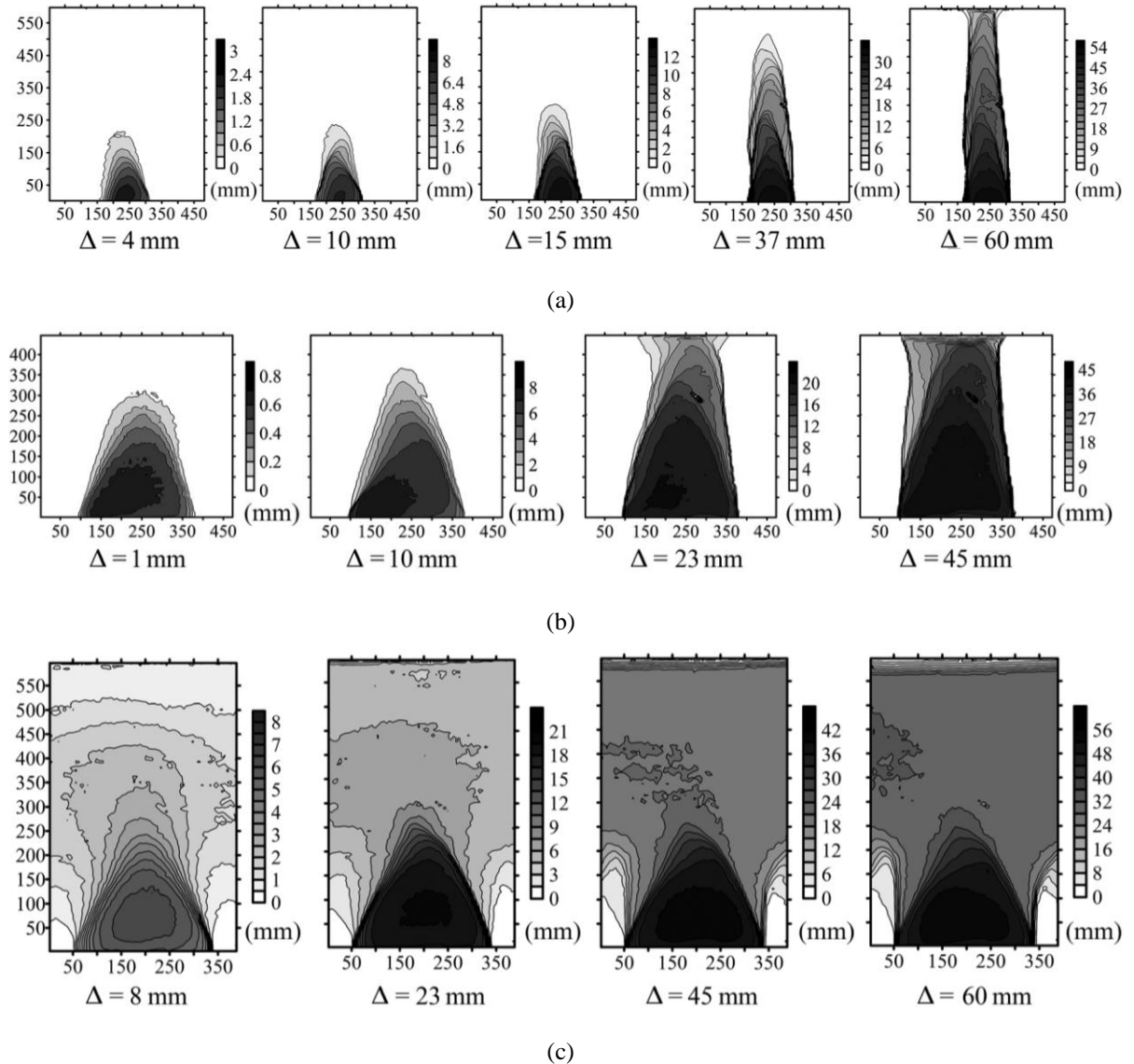


Figura 2.15. Padrões de evolução do arqueamento do solo: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP

Fonte: Adaptado de Rui et al. (2016).

Como continuidade de suas pesquisas, Rui et al. (2019) incluíram camadas de reforço geossintético nas análises do desenvolvimento do arqueamento do solo em camadas granulares utilizando o mesmo equipamento de alçapão. Neste estudo, foi utilizado o solo analógico 2D e a visualização dos padrões de deformação foi possibilitado pela utilização a técnica de PIV. Foi

observado que o aumento na rigidez a tração do geossintético é responsável por reduzir o efeito do arqueamento do solo e que a inclusão do reforço basal alterou os padrões de deformação em aterros estaqueados. Como uma versão modificada dos padrões TEP, TDP e ESP, os padrões de deformações formados a partir da inclusão do reforço passaram a apresentar arcos elípticos concêntricos (CEP) se formando sob as mesmas condições (Figura 2.16).

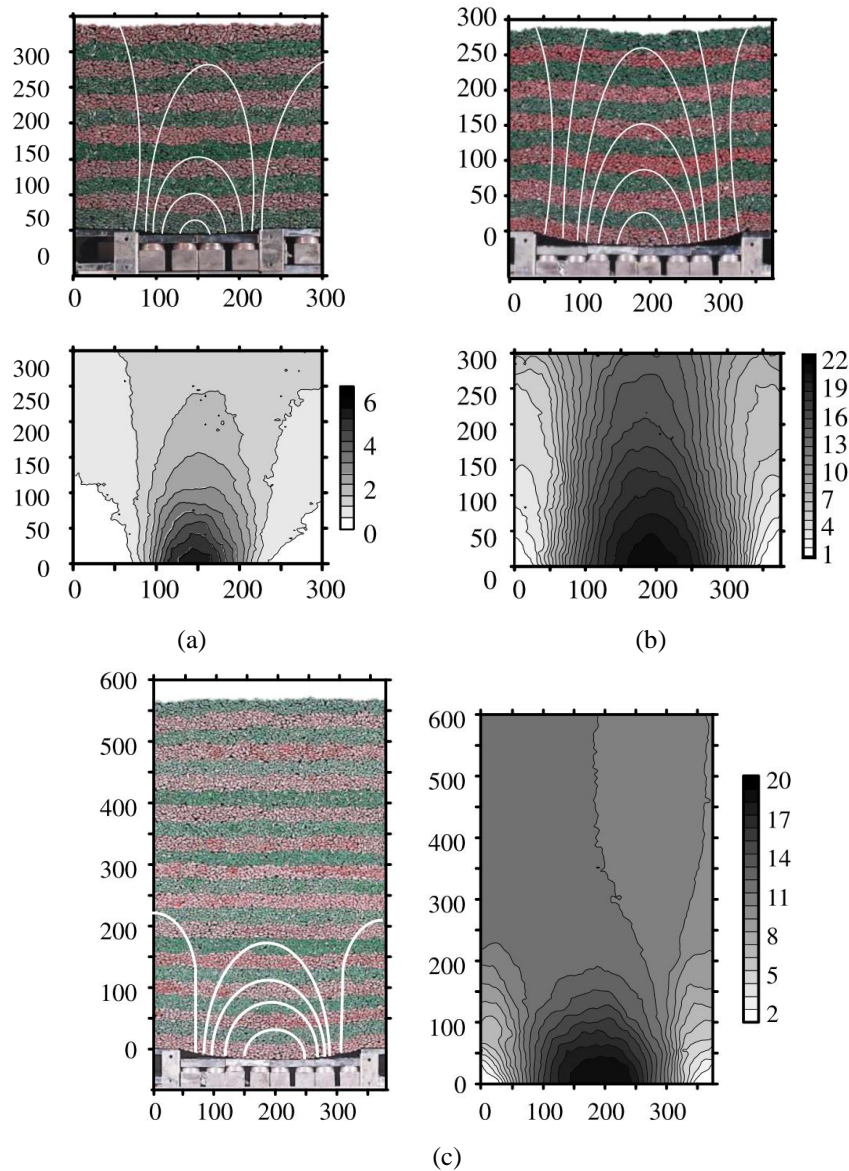


Figura 2.16. Padrões de evolução do arqueamento do solo com CEP: (a) TDP, (b) TEP, (c) ESP

Fonte: Adaptado de Rui et al. (2019).

Os ensaios utilizando alçapão têm se mostrado uma alternativa eficaz e economicamente viável para simular plataformas de transferência de cargas em aterros sobre estacas, entretanto suas análises estão restritas ao comportamento de PTCs sobre apoios rígidos, sendo, portanto,

necessário um estudo que investigue o comportamento de PTCs construídas sobre colunas granulares semirrígidas em relação aos seus mecanismos de transferência de cargas. A técnica de modelagem física com solos transparentes se apresenta como uma alternativa viável e com grande potencial para simular este tipo de problema.

1.6 Solos transparentes

Diversos métodos que possibilitam a visualização de fluxo de partículas e deformações em solos têm sido testados ao longo dos anos com o intuito de fornecer informações para resolução de problemas geotécnicos, como é o caso da utilização de raios-X, combinados com a utilização de partículas de chumbo no solo, e técnicas como a Tomografia Axial Computadorizada e a Imagem por Ressonância Magnética. No entanto, a ampla aplicação dessas técnicas é limitada pelo alto custo dos equipamentos e dificuldades na montagem experimental e na interpretação dos resultados. Com o recente desenvolvimento em técnicas de imagens digitais, houve o aparecimento de um novo método experimental que utiliza materiais transparentes para modelar propriedades específicas do solo (ISKANDER, 2010).

Solos transparentes são meios bifásicos compostos por materiais translúcidos e fluidos de saturação com índices de refração correspondentes. A análise das deformações em modelos que utilizam solos transparentes pode ser realizada por meio de rastreamento de partículas tingidas individuais; correlação de imagem digital (DIC) de padrões de manchas em tons de cinza, feitos pela refração da luz do laser e ar aprisionado e impurezas dentro do modelo de solo transparente; correlação da intensidade do pixel da imagem com o grau de saturação e temperatura; e uso de marcadores embutidos para quantificar as interações solo-reforço. Os materiais transparentes utilizados atualmente são divididos em cinco famílias (Tabela 2.1), com base nas suas propriedades específicas e no tipo de solo mais adequado para modelagem (ISKANDER; BATHURST; OMIDVAR, 2015).

1.6.1 Areia transparente

Uma areia transparente constituída de partículas de quartzo fundido (Figura 2.17) saturadas com uma mistura de óleos minerais de mesmo índice de refração foi desenvolvida por Ezzein e Bathurst (2011) para utilização em modelagem geotécnica em escala laboratorial. Este material é obtido pela fusão de cristais de quartzo a uma temperatura de aproximadamente 2000°C, seguida de resfriamento e é utilizado amplamente para fins industriais, como

semicondutores, células solares, lentes de telescópios e microscópios, equipamentos de telecomunicação e recipientes químicos de vidro. O fluido utilizado para saturação das partículas de quartzo deve ser seguro (baixa toxicidade), incolor, estável e inodoro. Também deve ter baixa volatilidade, baixa viscosidade e, preferencialmente, pH neutro.

Tabela 2.1. Resumo de propriedades das famílias de solos transparentes

	Sílica amorfa	Sílica gel	Hidrogel	Quartzo fundido	Laponite
Índice de refração	1,442	1,442	1,333	1,458	1,336
Tipo de solo adequado para modelagem	Argila	Areia	Fluxo de água no solo/ depósitos marinhos fracos	Argila saturada e não saturada	Argila mole
Peso específico saturado (kN/m ³)	9,4 - 16	11 - 14	10	13,4 - 16,4	10
Ângulo de atrito drenado	19° - 36°	29° - 42°	-	44° - 59°	-
Coesão drenada (kPa)	20 - 44	0	-	0	-
Coesão não drenada (kPa)	35 - 250	0	0,005 - 0,012	0	0,3 - 0,42
Índice de compressão	1,6 - 3	-	0,1 - 0,15	0,34 - 0,54	16,6 - 20,6
Índice de recompressão	0,15 - 0,3	-	0,002 - 0,005	0,12 - 0,17	9,4
Condutividade hidráulica (cm/s)	$2,3 \times 10^{-7}$ - $2,5 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-4}$ - 7×10^{-3}	7×10^{-2} - 6×10^{-8}	$1,3 \times 10^{-5}$ - $2,1 \times 10^{-5}$	5×10^{-9} - $1,6 \times 10^{-6}$
Permeabilidade intrínseca (Darcy)	0,0015 - 0,16	1 - 45	-	24 - 40	-
Fluido de saturação	Óleo mineral e mistura de solvente parafínico ou salmoura de brometo de cálcio		Água	Mistura de óleos minerais, ISTS ou solução de sacarose	Água
Viscosidade do fluido de saturação em temperatura ambiente (Pa.s)	0,0050 - 0,0036		0,0009	0,0022 - 0,2012	0,0009

Nota: *ISTS – Iodeto de sódio tratado com tiosulfeto de sódio

Fonte: Adaptado de Iskander, Bathurst e Omidvar (2015).



Figura 2.17. Partículas de quartzo fundido grossas e finas

Fonte: Ezzein e Bathurst (2011).

Ezzein e Bathurst (2011) realizaram uma série de ensaios utilizando graduações de areia fina e grossa buscando identificar as propriedades geotécnicas do quartzo fundido. Foram realizados ensaios a seco, saturados com água e saturados com óleo mineral para investigar a influência do fluido de saturação nas propriedades mecânicas. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Figura 2.18) e triaxiais (Figura 2.19) mostraram que os materiais se comportam de forma semelhante às areias naturais com formas de partículas angulares e possuem ângulos de atrito semelhantes. Os valores de ângulo de atrito do solo obtidos a partir dos ensaios estão listados na Tabela 2.2.

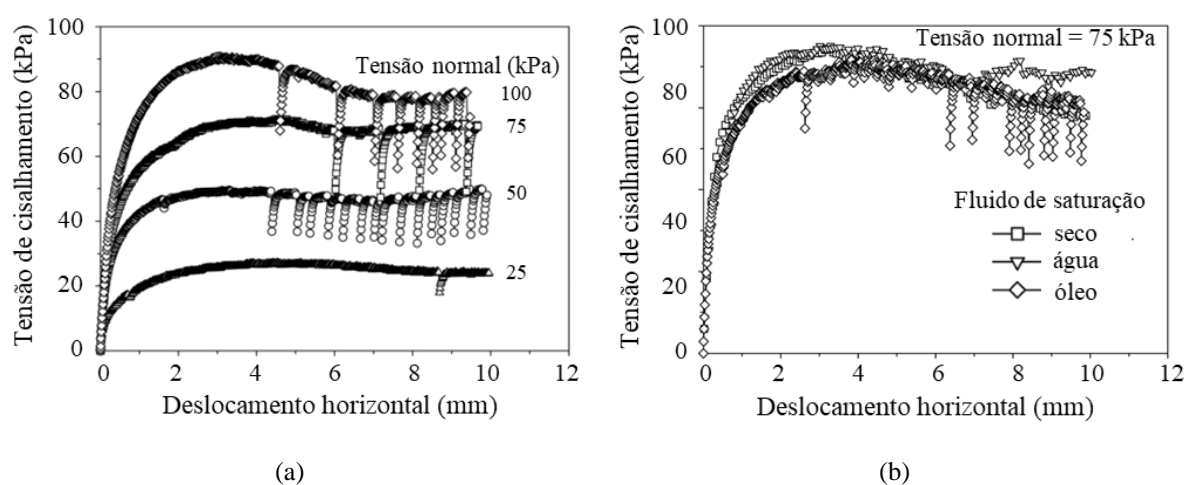


Figura 2.18. Cisalhamento direto em amostras de quartzo fundido fino saturado com óleo mineral: (a) Gráfico tensão *versus* deslocamento, (b) Influência do tipo de fluido de saturação

Fonte: Adaptado de Ezzein e Bathurst (2011).

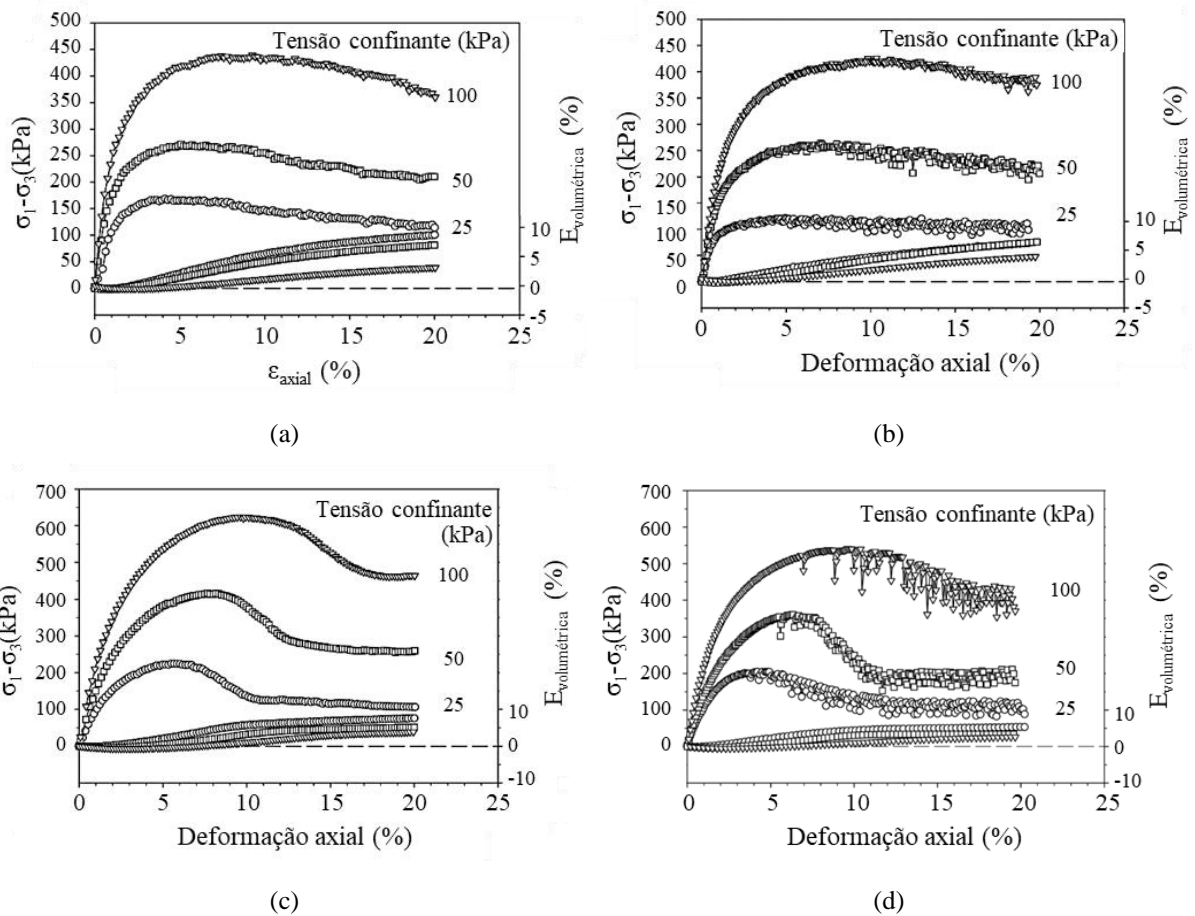


Figura 2.19. Influência do tipo de fluido de saturação e pressão de confinamento na resposta tensão-deformação de amostras de quartzo grosso durante a compressão triaxial: (a) quartzo grosso - água, (b) quartzo grosso - óleo, (c) quartzo fino - água, (d) quartzo fino - óleo

Fonte: Adaptado de Ezzein e Bathurst (2011).

Tabela 2.2. Ângulos de atrito de pico e residuais de amostras de quartzo fundido de granulometria grossa e fina

Fluido	Quartzo grosso				Quartzo fino			
	Ângulo de atrito de pico (°)		Ângulo de atrito residual (°)		Ângulo de atrito de pico (°)		Ângulo de atrito residual (°)	
	$c = 0_a$	Secante _b	$c = 0_a$	Secante _b	$c = 0_a$	Secante _b	$c = 0_a$	Secante _b
Cisalhamento direto								
Seco	43	41-45	36	35-43	42	41-46	37	35-41
Água	45	42-47	40	35-42	44	42-46	39	37-42
Óleo	42	42-45	39	37-40	43	42-47	40	38-44
Compressão triaxial								
Seco	44	43-49	42	41-45	50	54-48	45	44-49
Água	45	43-50	41	40-45	51	55-49	45	43-46
Óleo	44	43-46	42	41-43	49	54-47	43	42-43

Nota: a Envoltória de ruptura linear única forçada para a origem, b Envoltória de ruptura linear desde a origem até cada ponto de dados

Fonte: Ezzein e Bathurst (2011).

Os autores identificaram as seguintes vantagens na utilização do quartzo fundido para simulação de areias transparentes em relação a outros materiais descritos na literatura:

- a) As partículas são resistentes, com quebra desprezível no óleo e não se deformam plasticamente sob carga.
- b) As partículas não contêm vazios de ar internos que possam dificultar a remoção do ar.
- c) As partículas não reagem quimicamente nem absorvem o fluido dos poros do óleo.
- d) O índice de refração e a transparência do óleo incolor são estáveis com o tempo.
- e) Há uma profundidade visível clara de 120 mm (quartzo fundido grosso) (Figura 2.20).
- f) O material de quartzo fundido e os óleos minerais são baratos.

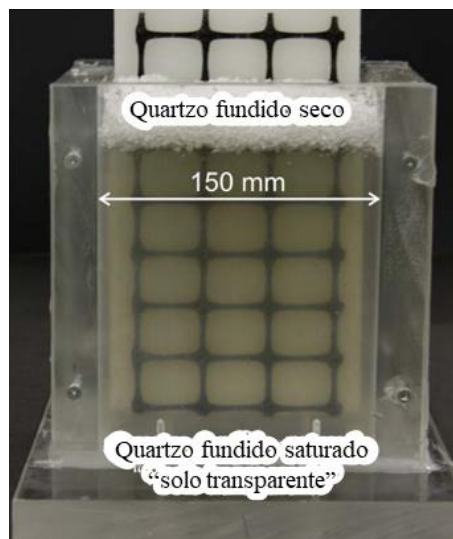


Figura 2.20. Transparência do solo de quartzo fundido em condição saturada e não saturada

Fonte: Ezzein e Bathurst (2011).

1.6.2 Argila transparente

A Laponite RD[®] consiste em um silicato sintético em camadas, com partículas de geometria relativamente uniforme, em forma de disco com altura de 0,92 nm e diâmetro de 25 nm. O material é comercializado em forma de pó com partículas transparentes, embora aparentemente ser brancas por conta do índice de refração da luz, possuindo teor de umidade inferior a 10% e índice de refração igual a 1,5 (WALLACE; RUTHERFORD, 2015). Dada suas características, a Laponite RD[®] tem sido usada como uma argila sintética transparente, a qual, a partir da sua hidratação com água, permite a simulação de argilas moles em modelos físicos geotécnicos (Figura 2.21). Para a confecção da argila transparente, o pó é disperso em água destilada, com o auxílio de um misturador mecânico, resultando na hidratação e inchamento do

material. Após isso, o solo transparente deve ser despejado em um recipiente para consolidação. É importante que os recipientes estejam cobertos ou selados para evitar a evaporação do fluido de saturação.

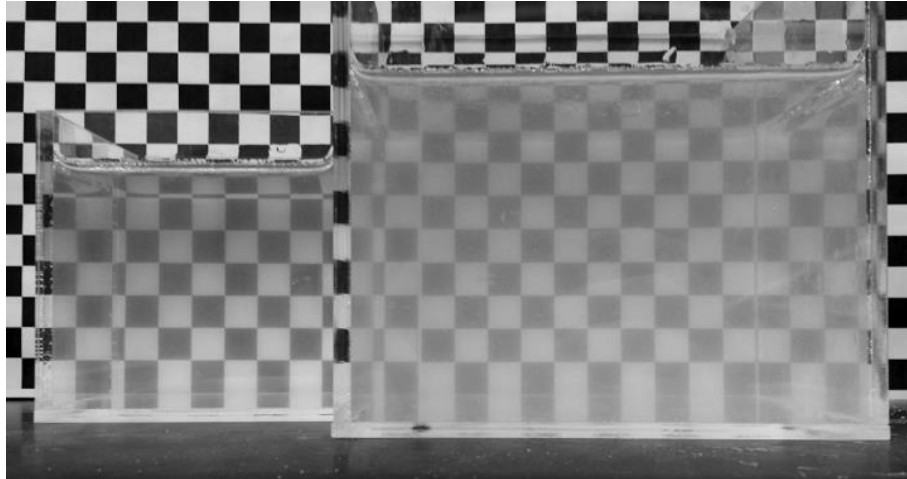
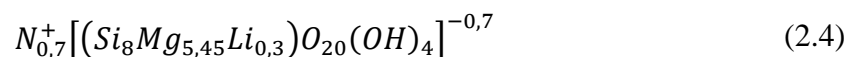


Figura 2.21. Solo transparente de Laponite RD®

Fonte: Wallace e Rutherford (2015).

A fórmula molecular da Laponite RD®, composta por sódio, silício, magnésio, lítio, flúor, oxigênio e hidrogênio (RUZICKA; ZACCARELLI, 2011), é mostrada a seguir:



A argila transparente de Laponite RD® é uma argila esmectita sintética com estrutura e composição muito semelhantes às da argila mineral natural hectorita. Ela é um silicato de magnésio hidratado em camadas, pertencente à família dos filossilicatos, composto por folhas de óxido de magnésio com configuração octaédrica posicionadas entre duas folhas paralelas de sílica com configuração tetraédrica, como mostrado na Figura 2.22 (RUZICKA; ZACCARELLI, 2011).

Quando dispersa em água, a Laponite RD® passa por um processo de hidratação e inchaço. A liberação de íons Na⁺ resulta em uma carga negativa nas faces da Laponite RD®, formando camadas duplas ao redor das partículas, enquanto a protonação dos grupos OH, localizados nas bordas da estrutura cristalina, forma uma carga positiva. Isso leva à formação de uma dispersão coloidal de partículas em forma de disco, como ilustrado na Figura 2.23, com um diâmetro de 25 nm e uma espessura de 1 nm. Essas partículas apresentam cargas negativas nas faces e cargas positivas nas bordas, o que cria um gel transparente devido à dispersão

uniforme das partículas carregadas na solução (PIEROZAN et al., 2022; RUZICKA; ZACCARELLI, 2011).

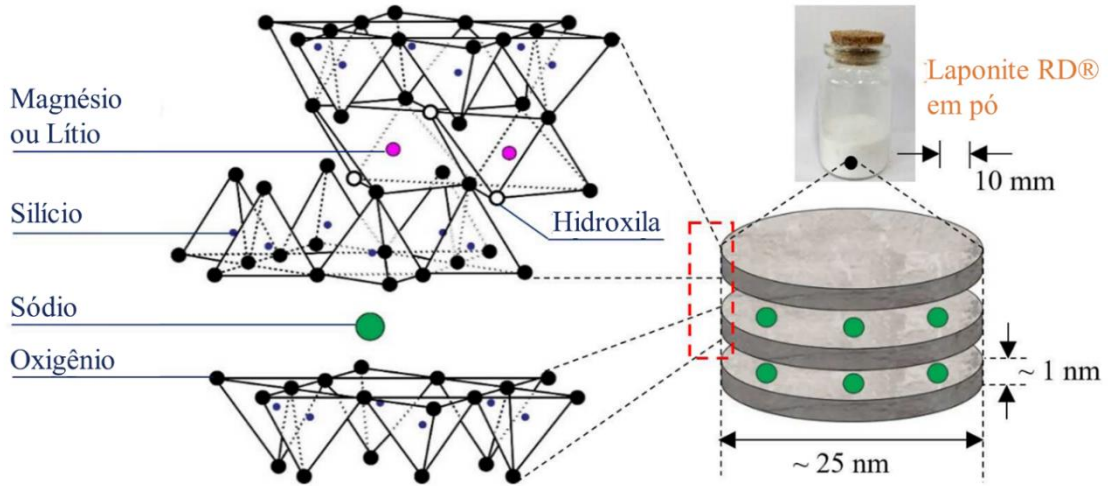


Figura 2.22. Diagrama da estrutura atômica da Laponite RD®

Fonte: Adaptado de Pierozan et al. (2022).

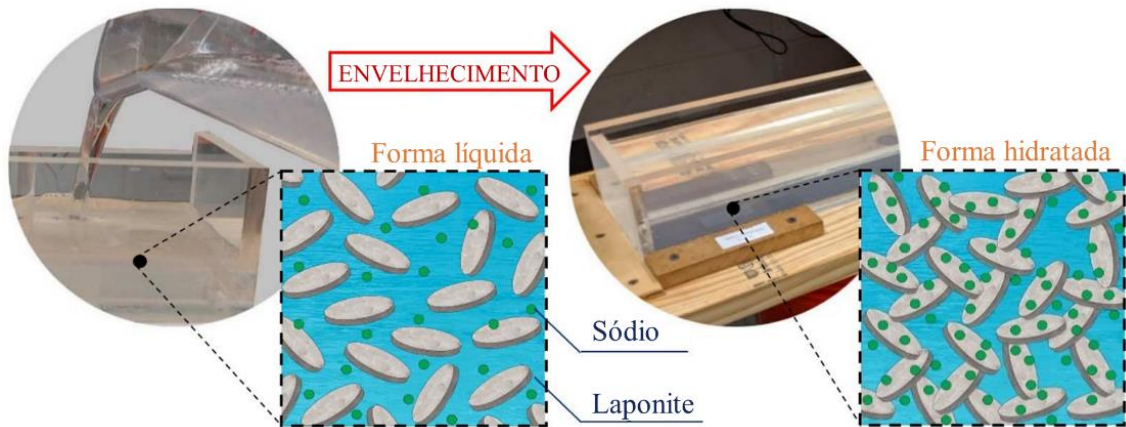


Figura 2.23. Configuração das partículas de Laponite RD® quando hidratadas com água

Fonte: Adaptado de Pierozan et al. (2022).

Wallace e Rutherford (2015) analisaram as propriedades geotécnicas da argila transparente preparada com a Laponite RD®. Para o estudo foram utilizadas amostras com concentração de Laponite RD® entre 4% e 4,5%, uma vez que o aumento da concentração do pó resultou no aumento da viscosidade do material, dificultando a utilização do misturador em sua preparação, assim como o aumento do índice de vazios da amostra. Os valores dos limites de Atterberg encontrado pelos autores estão listados na Tabela 2.3, juntamente com os resultados dos estudos de Al-Mukhtar et al. (2000) e El Howayek (2011). Os autores também

verificaram a resistência não drenada da argila sintética, por meio de *vane shear test*, resultando em resistências de pico iguais a 0,30 kPa, 0,34 kPa, e 0,40 kPa para misturas com 4%, 4,25% e 4,5 % de concentração de Laponite RD®.

Tabela 2.3. Limites de Atterberg: Laponite RD®

	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade
Wallace e Rutherford (2015)	1150	240	910
Al-Mukhtar et al. (2000)	1050	250	800
El Howayek (2011)	1280	180	1100

Fonte: Adaptado de Wallace e Rutherford (2015).

Beemer et al. (2016) indicam que a preparação de argilas sintéticas com maiores concentrações de Laponite RD gera amostras com maior densidade e resistência e com isso, uma menor compressibilidade, aumentando a aplicabilidade do material. Para isso, os autores sugerem a adição Pirofosfato de Sódio Decahidratado (PSD), o que resulta em misturas de menor viscosidade, permitindo a saída de bolhas de ar após sua confecção e, conseqüentemente, contribuindo para a transparência do material, como é mostrado na Figura 2.24, com amostras preparadas com 12% de silicato, contendo diferentes concentrações de PSD.



Figura 2.24. Transparência da argila sintética com concentrações de PSD de: (a) 0,70%, (b) 0,96%, (c) 1,5%

Fonte: Beemer et al. (2016).

Pierozan et al, (2022) realizaram ensaios para avaliação de transparência da argila sintética transparente e identificaram que o tempo de envelhecimento da amostra, o teor de Laponite RD® e a dosagem de PSD são fatores relevantes que afetam a transparência do material. Neste caso, uma diminuição acentuada na transparência do material foi observada para amostras com concentração de Laponite RD® acima de 5%. A ausência do PSD na solução resultou no aumento da rigidez durante a mistura e, conseqüentemente, em uma baixa

trabalhabilidade, permitindo a formação de bolsões de ar que contribuíram para a diminuição da transparência do material. Percebeu-se que o uso de PSD facilitou consideravelmente a mistura, melhorando a transparência das amostras.

A concentração de Laponite RD[®] na preparação da argila sintética e a influência da adição de PSD em suas propriedades geotécnicas tem sido alvo de pesquisas recentes. Ads, Iskander e Bless (2020) realizaram a medição da resistência não drenada da argila sintética pelo ensaio de Ball Penetromer Test (BPT), utilizando concentrações de Laponite RD[®] iguais a 4,5%, 9,0% e 13,5%, em misturas preparadas com água de torneira ou água deionizada, com e sem a presença do PSD, cujos resultados são indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Resistência não drenada: Laponite RD[®]

	C_{LAP}	C_{PSD}	7 dias	14 dias	28 dias
Água de torneira	4,5%	-	0,43 kPa	0,60 kPa	0,62 kPa
	9,0%	0,405%	0,80 kPa	0,95 kPa	1,00 kPa
	13,5%	1,992%	1,05 kPa	1,35 kPa	1,35 kPa
Água deionizada	4,5%	-	0,56 kPa	0,60 kPa	-
	9,0%	0,405%	1,00 kPa	1,04 kPa	-
	13,5%	1,992%	1,23 kPa	1,28 kPa	-

Fonte: Ads, Iskander e Bless (2020).

Almikati et al. (2023) realizaram a caracterização da argila sintética por meio de ensaios de determinação de limite de liquidez, limite de plasticidade, consolidação e ensaios de palheta. O limite de liquidez encontrado foi de 1,2, enquanto o limite de plasticidade foi de 200. Os resultados dos ensaios de adensamento indicam que, para amostras com diferentes concentrações, à medida que o teor de Laponite RD[®] aumenta, os índices de compressão e expansão diminuem (Tabela 2.5). A resistência não drenada da argila sintética foi medida para 30 amostras com diferentes concentrações de Laponite RD[®] e PSD, por meio de ensaios de palheta. Os valores obtidos estão listados na Tabela 2.6.

Tabela 2.5. Índices de compressão e expansão obtidos no ensaio de adensamento

C_{LAP}	4%	5%	6%	8%	11%
C_{PSD}	0,00%	0,06%	0,06%	0,10%	0,41%
C_C	16,63	13,95	9,10	9,65	9,34
C_S	6,05	5,27	4,49	4,61	3,91

Fonte: Ads, Iskander e Bless (2020).

Tabela 2.6. Resistência não drenada na argila sintética medida no ensaio de palheta

CLAP (%)	C _{PSD} (%)	Su (kPa)			
		1 dia	7 dias	14 dias	28 dias
2	0,00	0,001	0,001	0,001	0,080
3	0,00	0,027	0,053	0,080	0,166
3	0,03	0,001	0,047	0,040	0,107
3	0,06	0,001	0,040	0,040	0,093
3	1,77	0,001	0,001	0,001	0,033
4	0,00	0,117	0,120	0,150	0,185
4	0,03	0,060	0,080	0,100	0,110
4	0,06	0,040	0,047	0,080	0,120
4	0,44	0,001	0,067	0,073	0,087
4	0,88	0,001	0,040	0,027	0,087
5	0,00	0,260	0,313	0,346	0,405
5	0,06	0,053	0,200	0,233	0,295
5	0,43	0,001	0,087	0,186	0,226
5	1,71	0,001	0,047	0,093	0,147
5	3,32	0,001	0,060	0,053	0,040
6	0,00	0,400	0,426	0,573	0,715
6	0,06	0,280	0,346	0,475	0,599
6	0,43	0,020	0,180	0,229	0,326
6	1,69	0,007	0,093	0,120	0,186
6	3,28	0,001	0,107	0,132	0,172
8	0,00	1,059	1,212	1,542	1,851
8	0,10	0,566	0,666	0,773	1,026
8	0,43	0,226	0,499	0,553	0,592
8	1,65	0,033	0,293	0,355	0,425
8	3,21	0,053	0,213	0,240	0,288
9	0,42	0,599	0,932	1,012	1,172
11	0,10	1,658	2,031	2,056	2,084
11	0,41	0,939	1,192	1,319	1,456
11	1,58	0,466	0,979	1,232	1,272
11	3,07	0,353	0,886	1,239	1,300

Fonte: Ads, Iskander e Bless (2020).

1.6.3 Modelos físicos com uso de solos transparentes

Os solos transparentes têm sido utilizados para modelagem física de problemas geotécnicos em diversos estudos. Ademais, pesquisas recentes apresentam a possibilidade da

utilização da técnica para simulação de solos reforçados com geossintéticos. De Guzman e Alfaro (2016, 2018) elaboraram um modelo físico em escala laboratorial para compreender o comportamento de aterros rodoviários construídos sobre fundações de turfa com tecido geotêxtil em toda sua base, utilizando um solo transparente composto de sílica e líquido de saturação compatível Figura 2.25. A determinação das deformações espaciais foi realizada com o auxílio da técnica de velocimetria por imagem de partículas (PIV). Foi identificado que o recalque do solo foi razoavelmente simulado no modelo físico em escala de laboratório. Os autores também realizaram ensaios em seções de teste construídas apenas com geotêxtil na base e com geotêxtil e veludo cotelê. A utilização do modelo físico contribuiu para melhorar a compreensão dos mecanismos operacionais envolvidos no desempenho das duas seções de teste. Os padrões de deslocamento do PIV indicam que o aterro com camada geotêxtil e veludo cotelê tem menos recalques e movimentos laterais na fundação em comparação com o aterro apenas com camada geotêxtil.

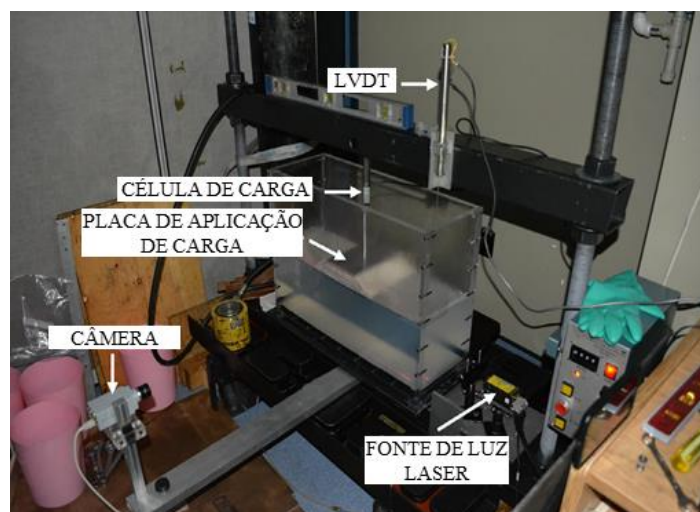


Figura 2.25. Configuração de ensaio com modelo físico de aterro rodoviário com reforço basal utilizando solos transparentes

Fonte: De Guzman e Alfaro (2018).

Ding et al. (2020) elaboraram um novo modelo de equipamento e seu método de ensaio para visualização do efeito de arqueamento do solo, desenvolvidos com base na técnica de solos transparentes de quartzo fundido e velocimetria por imagem de partículas (Figura 2.26). Foi explorado o desenvolvimento do arqueamento de solo com o recalque do solo de fundação. Foram analisadas as variações no recalque do aterro em diferentes cotas e distâncias do centro da estaca e posteriormente discutido o efeito do espaçamento entre estacas no recalque do

aterro. Este estudo forneceu uma nova solução para a compreensão do efeito espacial do arqueamento do solo em aterros apoiados em estacas.

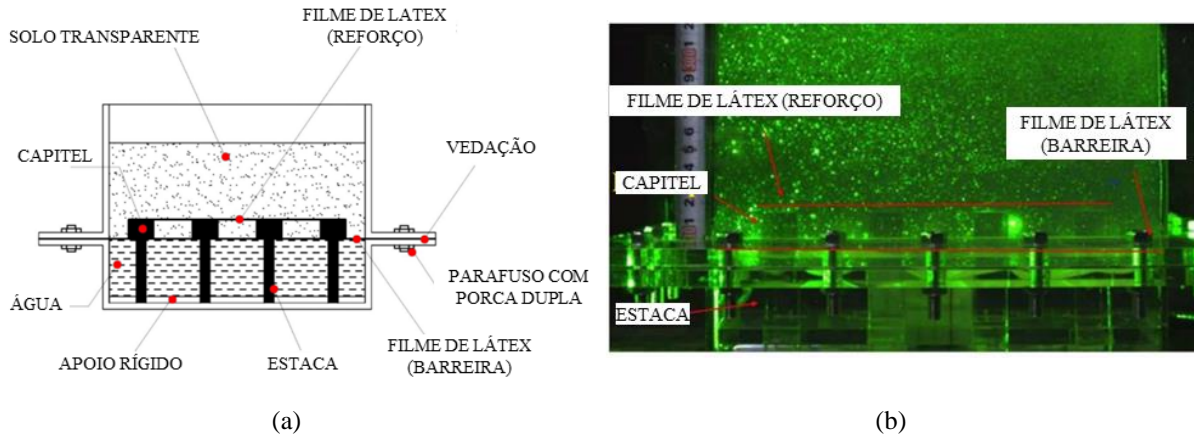


Figura 2.26. Modelo físico de aterro sobre estacas utilizando solos transparentes: (a) esquema, (b) fotografia

Fonte: Ding et al. (2020).

Zhang et al. (2018), conduziram uma série de testes bidimensionais de alçapões com solo transparente de quartzo fundido (Figura 2.27), com o intuito de investigar os fenômenos de arqueamento do solo sob carregamento cíclico da sapata. A técnica de PIV foi adotada para investigar o campo de deformação no solo transparente. Foram explorados três fatores de influência (altura de aterro, frequência de carga e reforço geossintético) nos fenômenos de arqueamento do solo sob carga cíclica de sapata. A inclusão de reforço geossintético melhorou a estabilidade do arqueamento do solo sob uma carga cíclica da base.



Figura 2.27. Ensaio de alçapão com solo transparente

Fonte: Zhang et al. (2018).

Zhou et al. (2019) realizaram um estudo experimental com modelos físicos em escala reduzida para visualização do efeito de abaulamento em colunas granulares encamisadas, utilizando solo transparente de quartzo fundido. Foram medidos o desenvolvimento do abaulamento das colunas e o campo de deslocamento do solo circundante. Quando comparado com resultados experimentais e teóricos existentes, o sistema de teste do modelo desenvolvido se mostrou adequado para simular o comportamento de colunas granulares encamisadas.

Chen et al. (2019) realizaram ensaios em sapatas apoiadas em solos transparentes não reforçados e reforçados com geotêxteis (Figura 2.28). Foi utilizada a areia transparente de sílica fundida saturada em óleo. Camadas de reforço com diferentes comprimentos foram colocadas em espaçamentos verticais de $0,25B$ e $0,5B$, com profundidades de reforço variando de $0,5B$ a $2B$, e larguras de reforço variando de $1B$ a $7B$, sendo B a largura da sapata. A deformação das camadas de reforço e do solo foi monitorada por meio de câmeras digitais com auxílio de um transmissor laser para evidenciar a deformação das camadas de reforço. Concluiu-se que a utilização de solo reforçado com geotêxteis pode melhorar a capacidade de suporte de fundações rasas.

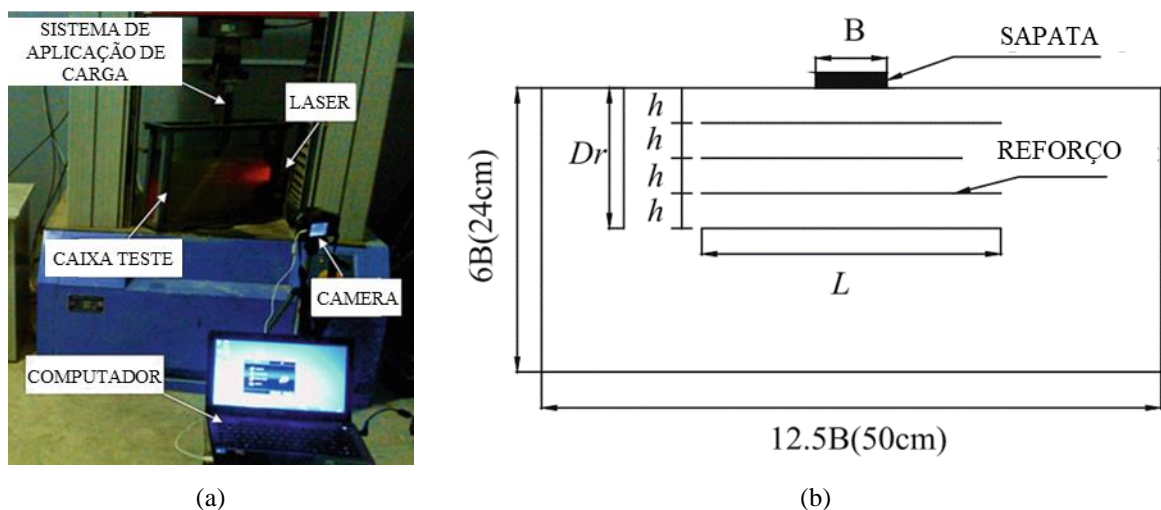


Figura 2.28. Modelo físico de sapatas apoiadas em solos transparentes reforçados e não reforçados: (a) configuração de ensaio, (b) esquema do modelo físico

Fonte: Chen et al. (2019).

Chen et al (2021a) realizaram ensaios de placas em escala laboratorial em solos transparentes reforçados com geogrelhas biaxiais de polipropileno (Figura 2.29). O modelo foi elaborado com areia transparente confeccionada com sílica fundida e uma mistura de óleos como fluido de saturação. A influência do comprimento da armadura e do número de camadas

de armadura na resposta carga-recalque da fundação em solo armado foi avaliada variando o comprimento da armadura e o número de camadas da geogrelha, cada uma espaçada em 25% da largura da sapata. As deformações das camadas de reforço e do solo sob carregamento em faixa foram examinadas com auxílio de transmissores laser (para iluminar o reforço da geogrelha) e câmera digital. Uma análise numérica foi utilizada para estudar a fratura da geogrelha considerando a geometria dos testes do modelo. Os resultados da modelagem física e numérica da fundação em solo reforçado revelam que a fratura da geogrelha poderia iniciar na camada inferior de reforço e progredir para as camadas superiores subsequentes.

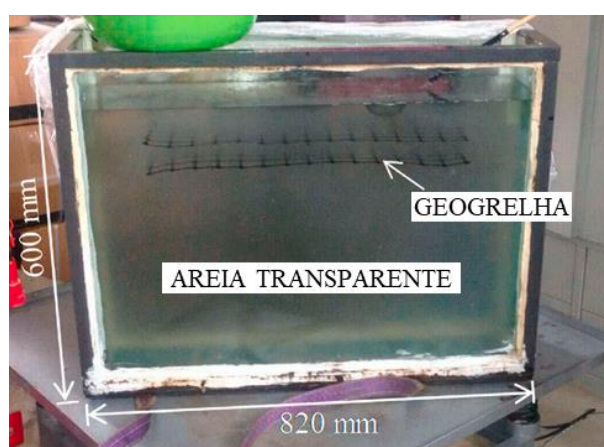


Figura 2.29. Modelo físico de solo reforçado com geogrelhas para ensaio de placa utilizando solos transparentes
Fonte: Chen et al (2021a).

Gao et al. (2022a, 2022b) compararam a capacidade de carga e as características de deformação de fundações reforçadas com geogrelhas com diferentes tipos de geogrelhas (uniaxiais, biaxiais, triaxiais) e diferentes camadas de reforço ($N = 1, 2, 3$) em testes de modelos de solo transparentes em escala reduzida Figura 2.30. As imagens do modelo de fundação foram captadas pelo transmissor laser e câmera digital. Estas imagens foram posteriormente analisadas para estudar a deformação da fundação de diferentes casos pela técnica de processamento digital de imagens. Os autores ainda realizaram ensaios laboratoriais de carregamento estático em fundações de solo transparente reforçadas com geogrelha biaxial de ácido polilático e estudaram o mecanismo de reforço e o modo de ruptura da fundação reforçada. O diferente comportamento de recalque entre fundações reforçadas com diferentes números de camadas de reforço foi estudado variando o número de camadas da geogrelha. Os deslocamentos do modelo foram registrados com câmera industrial e a deformação dos reforços foi monitorada por sensores Fiber Bragg Grating (FBG). Os resultados indicaram que a

geogrelha pode efetivamente melhorar a capacidade de suporte da fundação. À medida que o número de camadas de reforço aumenta, o efeito de melhoria é mais significativo.

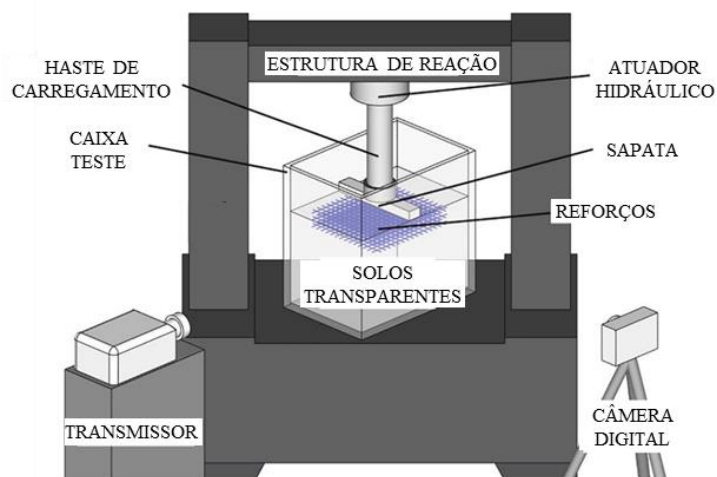
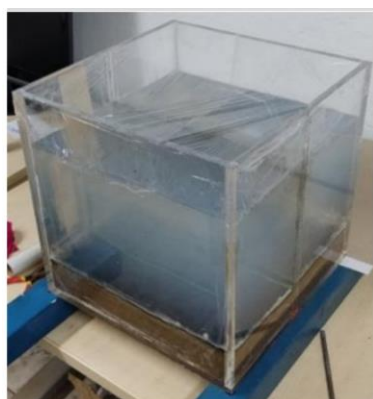


Figura 2.30. Esquema de modelo físico de fundação reforçada com geogrelhas utilizando solos transparentes

Fonte: Gao et al. (2022a).

Souza, Araújo e Zornberg (2023) elaboraram modelos físicos em escala reduzida para avaliar o efeito do carregamento em colunas granulares convencionais e encamisadas em argila mole (Figura 2.31). No modelo foi utilizado o solo transparente confeccionado com Laponite RD® para simulação da argila mole e os deslocamentos no interior do material foram observados com o auxílio da técnica PIV. Ressalta-se que a argila transparente apresentou propriedades semelhantes a argilas naturais, quando considerado o efeito de escala e sua utilização no modelo físico permitiu analisar de forma satisfatória o problema em questão.



(a)



(b)

Figura 2.31. Modelo físico de coluna granular encamisada utilizando solos transparentes: (a) Caixa teste, (b) vista frontal

Fonte: Souza, Araújo e Zornberg (2023).

Tendo em vista o potencial dos solos transparentes quanto a modelagem física de problemas geotécnicos, em especial de solos reforçados com geossintéticos, o presente estudo propõe a elaboração de um modelo físico em escala reduzida utilizando um sistema estratificado de solos transparentes para estudo do comportamento de aterros sobre colunas granulares encamisadas com PTC reforçada.

Em resumo, s solos transparentes têm sido usados para modelagem física em estudos geotécnicos, especialmente na simulação de solos reforçados com geossintéticos. Pesquisas como as de De Guzman e Alfaro (2016, 2018) e Ding et al. (2020) utilizaram solos transparentes e técnicas de PIV para estudar comportamentos de recalque e arqueamento do solo, revelando resultados realistas. Zhang et al. (2018) e Zhou et al. (2019) investigaram o efeito do reforço geossintético e a deformação de colunas granulares. Estudos de Chen et al. (2019, 2021a) e Gao et al. (2022a, 2022b) mostraram que o uso de solos transparentes e geogrelhas melhora a capacidade de suporte das fundações. Souza, Araújo e Zornberg (2023) usaram argila transparente para modelar colunas granulares, destacando sua eficácia

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo será apresentada a caracterização da pesquisa e delimitação de suas etapas, com definição de métodos e materiais utilizados em sua execução. O presente estudo consiste em uma pesquisa experimental que visa a análise do comportamento mecânico de um modelo físico em escala reduzida para avaliação de parâmetros influenciadores no comportamento de plataformas de transferência de cargas (PTC) reforçadas com geossintéticos construídas sobre colunas granulares encamisadas em fundação em solo mole. O material granular da PTC e o solo mole foram simulados por meio de um sistema estratificado de solos transparentes, que possibilita a visualização do campo de deslocamentos do modelo, com o auxílio de um plano vertical de partículas marcadoras opacas, o que possibilita a avaliação do comportamento da PTC por meio de correlação digital de imagem (DIC). Os materiais geossintéticos foram simulados utilizando materiais alternativos com propriedades equivalentes aos do protótipo, considerando o fator de escala do modelo.

3.1 Modelo físico em solos transparentes

Foi desenvolvido um modelo físico 1g, em escala reduzida 1:10 (laboratório:campo), visando simular uma base granular reforçada com geossintéticos, atuando como uma plataforma de transferência de cargas, construída sobre uma fundação em solo mole melhorada por colunas granulares encamisadas com geotêxteis (Figura 3.1).

O modelo foi abrigado em uma caixa de acrílico cujas dimensões internas são de 400 mm de comprimento, 200 mm de largura e 400 mm de altura. O solo mole foi simulado usando uma camada de 150 mm de argila sintética transparente, confeccionada com uso de Laponite RD® e Pirofosfato de sódio decahidratado (PSD), reforçado por meio da utilização de duas colunas granulares encamisadas de 50 mm de diâmetro. Para minimizar o atrito entre o solo mole e a caixa de acrílico, a superfície interna das paredes da caixa foram revestidas com uma fina camada de vaselina líquida e depois cobertas com uma folha de filme de poliéster.

Como material de preenchimento da coluna granular foi adotada uma camada de grãos de quartzo fundido de granulometria fina, resultantes da moagem do material granular da camada de base, e o encamisamento da coluna foi simulado utilizando TNT. Uma camada de espuma D28 de 6cm de altura foi posicionada na base do modelo com o intuito de simular o efeito de adensamento do solo mole quando submetido à aplicação de um carregamento. A camada de base granular utilizada como plataforma de transferência de cargas (PTC) foi

composta por camadas alternadas de areia sintética transparente e reforço geossintético, quando avaliado.

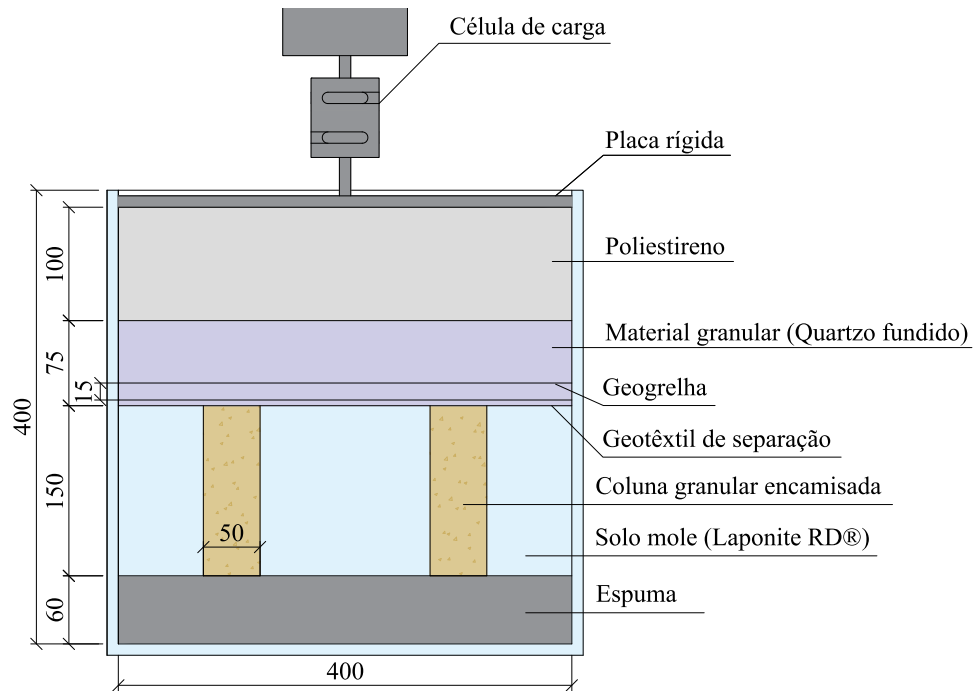


Figura 3.1. Layout detalhado do modelo físico

Fonte: Autora.

Entre a PTC e a camada de solo mole foi posicionado geotêxtil de separação de baixa rigidez para impedir a mistura entre os materiais da PTC e da argila mole. Sobre a PTC foi colocada uma placa de poliestireno de 100mm de altura, usada para proporcionar uma interface flexível entre a placa de carregamento e a PTC, visando reproduzir o comportamento flexível do corpo do aterro. O modelo apresenta um plano vertical constituído de partículas opacas na camada de solo mole e nas camadas granulares da PTC, que foi utilizado para análise dos deslocamentos por meio de correlação de imagem digital (DIC), utilizando o software Ncorr. As dimensões adotadas no modelo físico e as dimensões correspondentes do protótipo, considerando a escala empregada, são listadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Dimensões do modelo físico e protótipo

Propriedade	Modelo físico	Protótipo
Espessura da camada de solo mole	150 mm	1,50 m
Espessura da PTC	75 mm	0,75 m
Diâmetro da coluna	50 mm	0,50 m
Espaçamento entre colunas	125 mm a 200 mm	1,25 m a 2,00 m

Fonte: Autora.

Para a concepção dos modelos físicos apresentados no programa experimental, foram ensaiados 10 modelos físicos, cujas propriedades estão mostradas na Tabela 3.2, que buscaram ao longo de todo o processo sanar problemas associados à qualidade das imagens, rigidez de encamisamento a ser considerado e espaçamento entre colunas.

Tabela 3.2. Programa de ensaios

Nº	Número de colunas	Espaçamento entre colunas (mm)	Material do encamisamento	PTC transparente	Quantidade de camadas de reforço
1	2	200	Oxford	Sem PTC	0
2	2	200	Oxford	Não	0
3	1	-	Oxford	Não	0
4	1	-	TNT 40	Não	0
5	2	200	TNT 20	Sim	0
6	2	200	TNT 80	Sim	0
7	2	125	TNT 80	Sim	0
8	2	125	TNT 80	Sim	1
9	2	200	TNT 80	Sim	1
10	2	200	TNT 80	Sim	2

Fonte: Autora.

Os ensaios 1, 2 e 3 foram conduzidos para estabelecer a metodologia de execução da coluna granular encamisada. Nestes ensaios, não se utilizou a PTC transparente, concentrando-se na avaliação da capacidade de carga e deformação das colunas durante o ensaio de compressão. Observou-se que o tecido empregado no encamisamento das colunas granulares se mostrou excessivamente rígido para as tensões aplicadas, levando à decisão de testar diferentes materiais nos ensaios subsequentes (modelos 4, 5 e 6). Nestes novos modelos, foram testados TNTs de diferentes rigidezes, começando a incorporar a PTC transparente para analisar o impacto da rigidez do encamisamento no arqueamento do material granular da plataforma. A escolha do TNT 80 para os modelos subsequentes se deu pela sua conformidade com os geossintéticos de encamisamento utilizados comercialmente, além de permitir uma observação adequada da deformação dos solos transparentes. A partir dessa definição, foram concebidos os modelos 7, 8, 9 e 10, com variação no espaçamento entre colunas e quantidade de camadas de reforço na PTC.

Abdelhamid et al. (2023) conduziram uma revisão da literatura acerca dos fatores que influenciam o comportamento de colunas granulares encamisadas. Os autores observaram que

o espaçamento entre colunas geralmente varia de duas a três vezes o diâmetro da coluna e melhorias significativas raramente são observadas além desse intervalo. Dessa forma, foi estabelecida inicialmente uma distância de 125 mm entre as colunas nos modelos 7 e 8, o que corresponde a 2,5 vezes o diâmetro da coluna (D), para examinar o desempenho tanto da plataforma reforçada quanto da não reforçada. Em seguida, foram conduzidos testes com espaçamentos maiores do que os habitualmente utilizados, por meio dos modelos 9 e 10, a fim de avaliar o impacto do reforço geossintético quando o espaçamento entre as colunas é aumentado para 5 vezes o diâmetro da coluna.

Para o presente estudo, foram selecionados os cinco modelos físicos destacados na Tabela 3.3 com o objetivo de investigar a influência do espaçamento entre as colunas granulares encamisadas na capacidade de carga do sistema, assim como o efeito do reforço geossintético na PTC em cada caso específico. As configurações dos modelos físicos antes do ensaio de compressão são apresentadas nas Figuras 3.2 e 3.3.

Tabela 3.3. Modelos físicos selecionados para análise

Ensaio	Número de camadas de reforço	Espaçamento entre colunas (mm)
S125R00	0	125
S125R01	1	125
S200R00	0	200
S200R01	1	200
S200R02	2	200

Fonte: Autora.

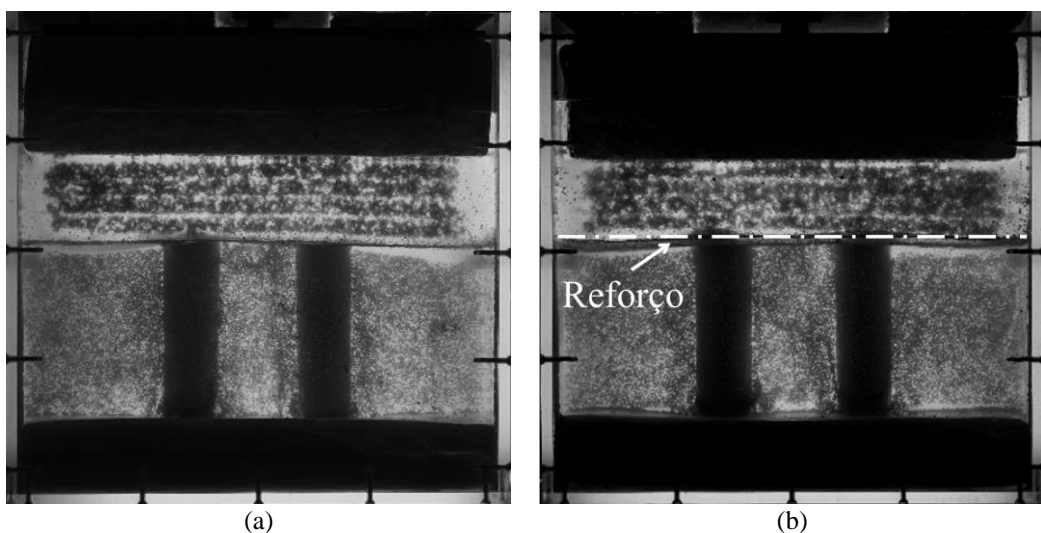


Figura 3.2. Modelos físicos: (a) S125R00, (b) S125R01

Fonte: Autora.

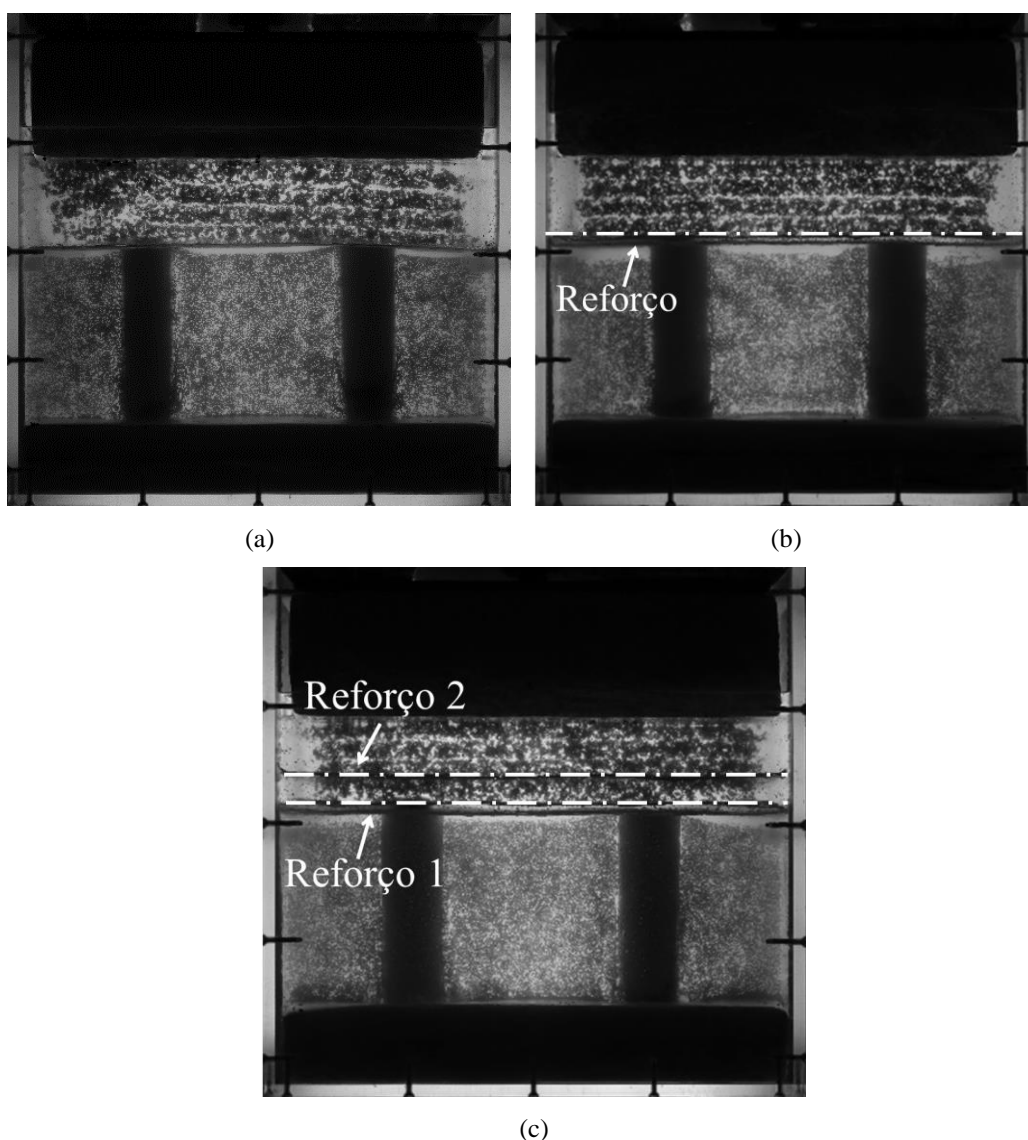


Figura 3.3. Modelos físicos: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02

Fonte: Autora.

3.2 Argila mole transparente

Para simulação da argila mole será utilizada uma argila sintética transparente produzida pela mistura de Laponite RD[®] (Figura 3.4a), pirofosfato de sódio decahidratado (PSD) (Figura 3.4b) e água destilada, feita com auxílio de misturador mecânico. A adição de PSD resulta em uma mistura menos viscosa sem que haja a redução da resistência do material, o que permite a saída de bolhas de ar durante a preparação da argila sintética e contribui para a transparência do material. A argila transparente foi preparada com concentrações de Laponite RD[®] e PSD de 7% e 0,075% respectivamente, calculadas a partir das Equações 3.1 e 3.2. As

quantidades de cada material empregados na preparação da argila transparente são apresentadas na Tabela 3.4.

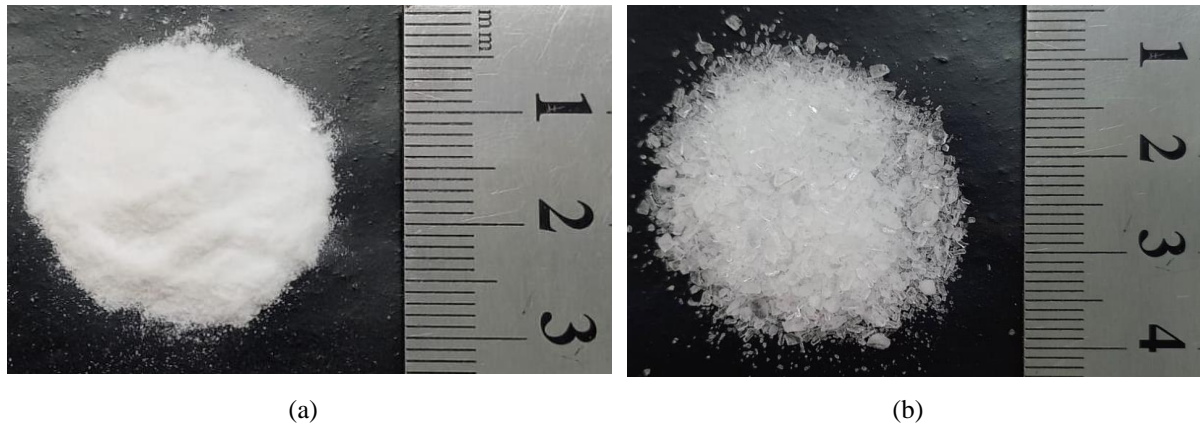


Figura 3.4. Materiais utilizados na confecção da argila transparente: (a) Laponite RD®, (b) PSD

Fonte: Autora.

$$C_{Laponite} (\%) = \frac{W_{Laponite}}{W_{Laponite} + W_{\text{Água}} + W_{PSD}} \quad (3.1)$$

$$C_{PSD} (\%) = \frac{W_{PSD}}{W_{Laponite} + W_{\text{Água}} + W_{PSD}} \quad (3.2)$$

Em que $C_{Laponite}$ é a concentração de Laponite RD (%); C_{PSD} , a concentração de PSD (%); $W_{Laponite}$, a massa de Laponite RD® (g); W_{PSD} , a massa de PSD (g); e $W_{\text{Água}}$, a massa de água (g).

Tabela 3.4. Materiais utilizados na preparação da argila transparente

Material	Quantidade
Laponite RD®	327,44 g
Pirofosfato de sódio decahidratado	10,20 g
Água	4000,00 g
W_{Total}	4337,64 g

Fonte: Autora.

Para a confecção da argila transparente, inicialmente é feita a mistura da água destilada com o PSD, utilizando agitador mecânico, por cinco minutos a uma frequência de rotação de 3000 rpm. Então é feita a adição da Laponite RD®, de forma gradual e uniforme, por um intervalo de tempo de um minuto e a mistura segue em agitação por dez minutos. Após esta etapa a argila transparente passa por um período de consolidação de 10 dias para que alcance

os parâmetros de resistência necessários para a utilização no modelo. Na Figura 3.5 é mostrado o nível de transparência obtido após 10 dias de consolidação da argila sintética em uma amostra com 10 cm de espessura.



Figura 3.5. Argila sintética transparente após 10 dias de consolidação

Fonte: Autora.

Para caracterização da resistência ao cisalhamento da argila transparente foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo UU conforme a ASTM D2850 (2015). Para os ensaios triaxiais, foram utilizados corpos de prova de argila transparente com dimensões de 5 cm de diâmetro e 8 cm de altura, que foram colocados nos moldes cilíndricos, com a presença da membrana de látex, antes da consolidação do material. A redução da altura do corpo de prova, em relação as dimensões indicadas em norma, se deu pela necessidade de redução do efeito de flambagem do corpo de prova durante a realização do ensaio. Na Figura 3.6a é apresentado o molde cilíndrico utilizado para a confecção dos corpos de prova, na Figura 3.6b tem-se o molde preenchido com a argila transparente e na Figura 3.6c mostra-se o corpo de prova desmoldado. Nas Figura 3.7a e 3.7b são mostradas a câmara e a prensa utilizadas no ensaio de compressão triaxial. Foram aplicadas tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa e os ensaios foram realizados a uma velocidade de 0,05mm/min.



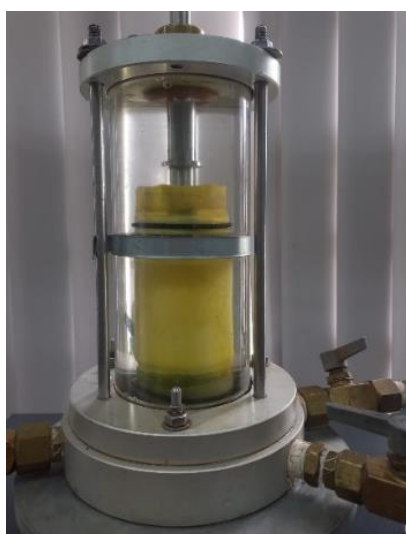
(a)

(b)

(c)

Figura 3.6. Confeção dos corpos de prova de argila transparente: (a) Molde cilíndrico, (b) Molde preenchido com a argila transparente, (c) Corpo de prova desmoldado

Fonte: Autora.



(a)



(b)

Figura 3.7. Equipamento utilizado no ensaio triaxial: (a) câmara, (b) prensa

Fonte: Autora.

3.3 Material granular da PTC

A areia artificial transparente empregada na plataforma de transferência de cargas foi constituída de partículas de quartzo fundido (Figura 3.8) saturadas com uma mistura de petrolato líquido e óleo de terebentina, com índices de refração compatíveis, de modo a garantir a transparência do material. O quartzo fundido utilizado no modelo foi obtido a partir de rejeitos

de fabricação de produtos de vidro de quartzo que passaram por um processo de moagem e peneiramento com o intuito de alcançar a granulometria ideal para utilização no modelo.

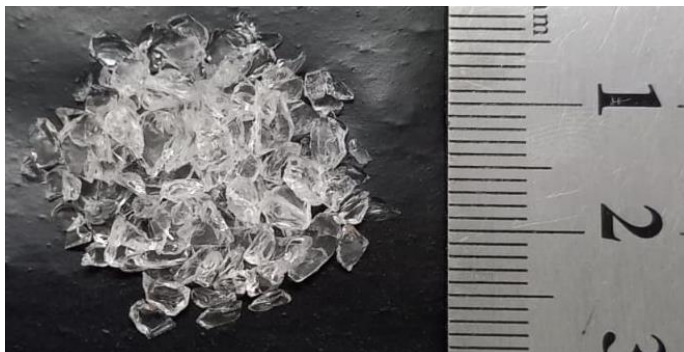


Figura 3.8. Partículas de quartzo fundido

Fonte: Autora.

Para garantir a transparência do material granular, este deve estar saturado com líquido que apresente índice de refração compatível com o quartzo fundido. Tendo em vista a difícil obtenção de um único líquido que atenda a este requisito, Santos (2023) utilizou um fluido de saturação composto pela mistura de petrolato líquido e óleo de terebentina com índices de refração de 1,4400 e 1,4779, respectivamente, a uma proporção de 1:1, em massa. A Figura 3.9 apresenta o nível de transparência obtido na mistura. A confecção da PTC, incluindo as proporções dos líquidos utilizados para saturação, seguiu os procedimentos metodológicos propostos por Santos (2023).

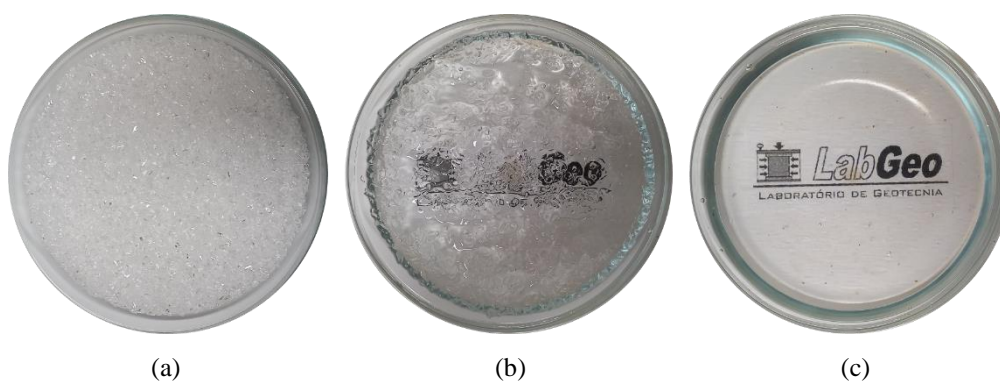


Figura 3.9. Nível de transparência do quartzo fundido: (a) Seco, (b) Parcialmente saturado, (c) Saturado

Fonte: Autora.

A caracterização geotécnica do material foi realizada por meio de ensaio de granulometria (ABNT NBR 7181, 2016), determinação de índice de vazios máximo (ABNT NBR 16840, 2021), determinação de índice de vazios mínimo (ABNT NBR 16843, 2020) e

ensaio de compressão triaxial (ASTM D4767, 2020) O ensaio de compressão triaxial foi realizado com tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa.

Para simulação da geogrelha de reforço da PTC, foi empregada uma tela comercial de polietileno com aberturas de 2 mm (transversal) por 5 mm (longitudinal), como mostra a Figura 3.10. A caracterização da tela foi realizada por meio de ensaio de tração faixa larga (ABNT NBR 10319, 2013a) com corpos de prova de 200 mm x 200 mm, a uma velocidade de 20 mm/min empregando uma distância de 100 mm entre garras.

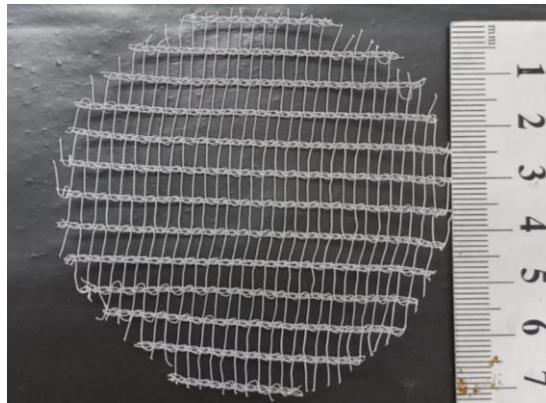


Figura 3.10. Tela comercial utilizada para simulação da geogrelha

Fonte: Autora.

3.4 Coluna granular encamisada

Como material de preenchimento das colunas granulares encamisadas foi utilizado quartzo fundido de granulometria fina (Figura 3.11), cuja caracterização foi realizada por meio de ensaio de granulometria (ABNT, 2016), determinação de índice de vazios máximo (ABNT, 2021), determinação de índice de vazios mínimo (ABNT, 2020) e ensaio de compressão triaxial (ASTM, 2015).



Figura 3.11. Partículas de quartzo fundido fino

Fonte: Autora.

Em relação ao geossintético de encamisamento da coluna granular, foram consideradas as especificações técnicas do geossintético Ringtrac®, da empresa Huesker, como parâmetros para definição do material utilizado no modelo (Tabela 3.5). Foram testados um tecido oxford, de composição 100% poliéster (Figura 3.12a) e amostras de TNT (Figura 3.12b) com diferentes rigidezes através de ensaios de tração faixa larga (ABNT, 2013a). Os ensaios foram realizados com corpos de prova de 200 mm x 200 mm, com uma distância de 100 mm entre garras, a uma velocidade de 20 mm/min, na máquina de ensaios universais do LabGeo/UFSscar. Visto a necessidade da realização de emendas no material por conta do formato tubular da camisa, foi também realizada resistência a tração da emenda por colagem por meio do ensaio de tração de emendas pelo método da faixa larga (ABNT, 2013b).

Tabela 3.5. Especificações técnicas do Ringtrac®

Propriedade	2000 PM	3500 PM	4900 PM	6500 PM
Resistência à tração na direção longitudinal	100 kN/m	100 kN/m	100 kN/m	100 kN/m
Resistência à tração na direção transversal (perimetral)	150 kN/m	200 kN/m	300 kN/m	400 kN/m
Modulo de rigidez mínimo a 5% de deformação na direção transversal (perimetral)	≥ 2000 kN/m	≥ 3500 kN/m	≥ 4900 kN/m	≥ 6500 kN/m
Deformação máxima na resistência nominal na direção transversal (perimetral)	6%	6%	6%	6%
Diâmetro da bobina	Máx. 0,8m	Máx. 0,8m	Máx. 0,8m	Máx. 0,8m

Fonte: HUESKER, 2020.

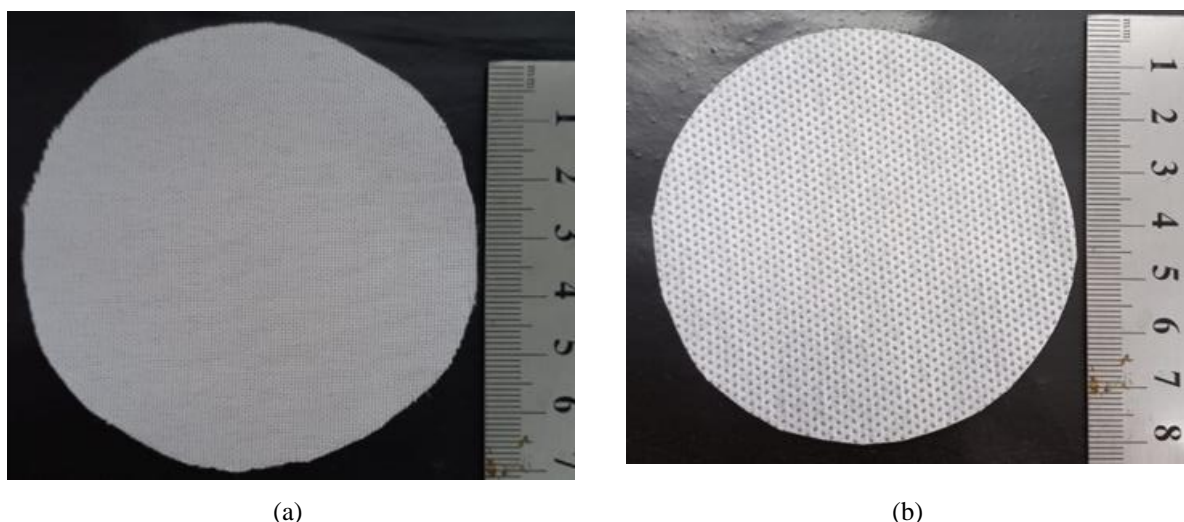


Figura 3.12. Materiais de encamisamento da coluna granular: (a) Tecido Oxford, (b) TNT.

Fonte: Autora.

A camisa da coluna granular (Figura 3.13) foi confeccionada com formato tubular, com uma emenda lateral com sobreposição de 2 cm do material e fechamento inferior por colagem. Para determinação da rigidez da coluna granular encamisada, foram realizados ensaios de compressão simples com corpos de prova de colunas granulares encamisadas com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. O ensaio foi realizado a uma velocidade de 0,5 mm/min, para simular o comportamento da coluna em uma condição semelhante ao ensaio de compressão do modelo físico, de mesma velocidade.

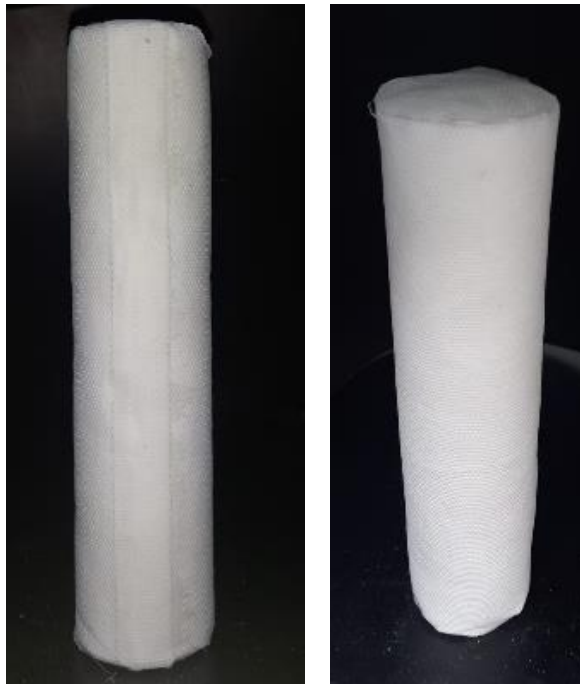


Figura 3.13. Coluna granular encamisada

Fonte: Autora.

3.5 Instrumentação

3.5.1 Análise de imagem digital (DIC)

No que se refere a visualização e análise das deformações que ocorrem no interior do solo sem que haja a influência de dispositivos externos, a correlação digital de imagem (DIC) tem se mostrado uma ferramenta extremamente útil e eficaz quando combinada à técnica dos solos transparentes, já que as análises são realizadas de forma não intrusivas, evitando que ocorram erros de conformidade durante a interpretação dos campos de deslocamento (LOPES, 2019). A correlação de imagem digital consiste em uma técnica de processamento de imagem que calcula campos de deslocamento incremental comparando duas imagens digitais e

localizando várias pequenas regiões em ambas as imagens com alta precisão de pixel, podendo produzir campos de deslocamento de alta resolução espacial (TAKE, 2015). Quando submetidas ao algoritmo de processamento de imagens, estas são transformadas em uma matriz de pixels, na qual cada pixel é localizado na imagem por coordenadas no plano, ou seja, as regiões rastreadas são subconjuntos selecionados de dentro de uma matriz de valores, como é mostrado na Figura 3.14.

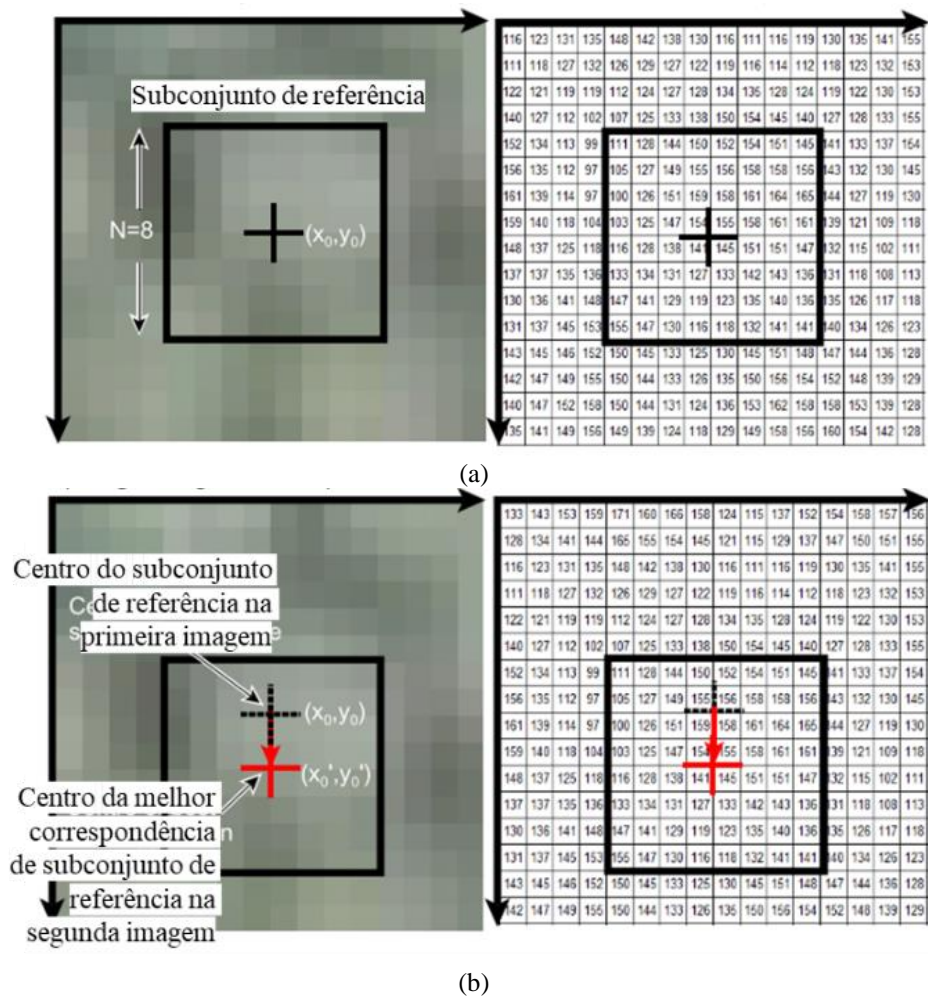


Figura 3.14. Princípio da correlação digital de imagem: (a) Referência expressa como imagem e como matriz, (b) Referência após deslocamento correspondente a dois pixels

Fonte: Adaptado de Take, 2015.

Para a definição do campo de deformações da imagem o programa realiza o cálculo da deformação Green-Lagrangiana, a partir dos gradientes de deslocamentos mostrados nas Equações (3.3), (3.4) e (3.5).

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} + \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right) \quad (3.5)$$

Neste estudo foi utilizado o software *Ncorr* para análise dos deslocamentos e deformações tanto da plataforma de transferência de cargas, quanto no interior do solo mole de fundação, por meio da visualização e interpretação das deformações internas do solo transparente. O Programa é escrito em MATLAB, baseado em algoritmos computacionais otimizados através da linguagem C++/MEX. Por meio de correlação digital de imagem, o *Ncorr* é capaz de fornecer imagens de campos de deslocamento e deformação, como mostrado na Figura 3.15.

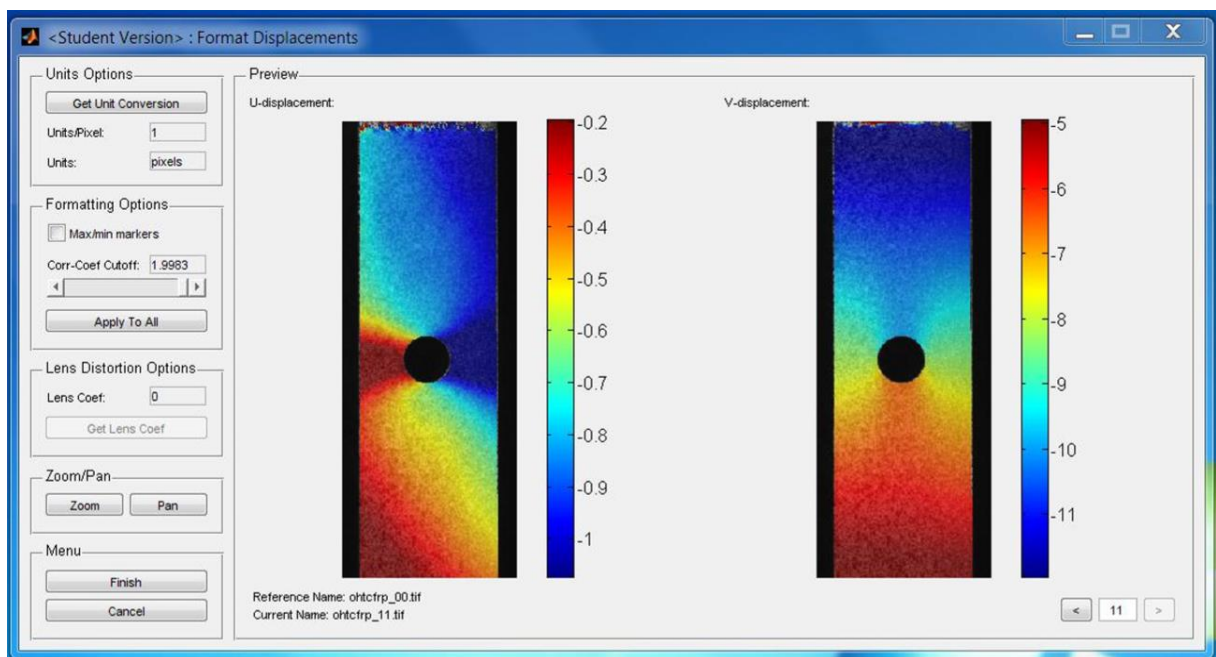


Figura 3.15. Campo de deslocamento gerado pelo software *Ncorr*

Fonte: Blaber e Antoniou, 2017.

3.5.2 Medidas de tensões na coluna

A medida da tensão no topo da coluna granular é importante para entendimento da eficiência das técnicas de transferência de carga usando geossintéticos. Para a medição da tensão atuante nas colunas granulares encamisadas foi instalada uma célula de tensão total em uma das colunas de cada modelo, cuja leitura foi realizada durante a aplicação do carregamento no ensaio de compressão (Figura 3.16). Para a aquisição de dados foi utilizado um aquisitor

modelo D4 da Micro Measurements (Figura 3.17). A medição realizada pela célula de tensão é dada em mV/V com resolução de três casas decimais, na qual foi aplicado um coeficiente de calibração de 500 kPa/mV/V.

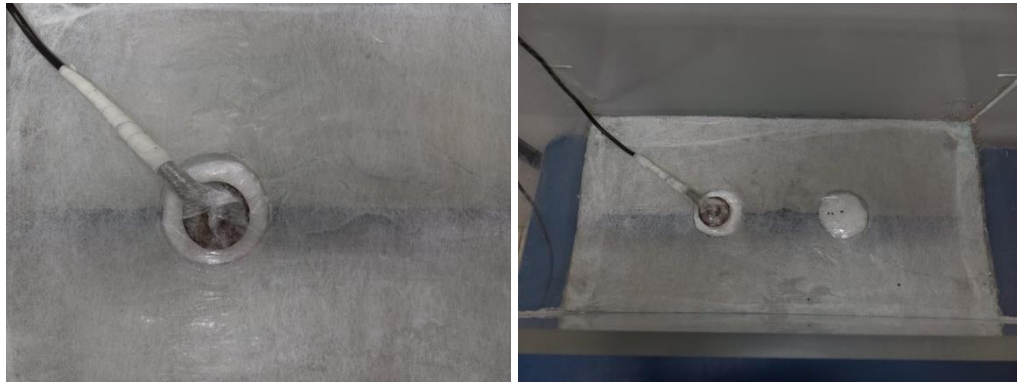


Figura 3.16. Posicionamento da célula de tensão no topo da coluna

Fonte: Autora.

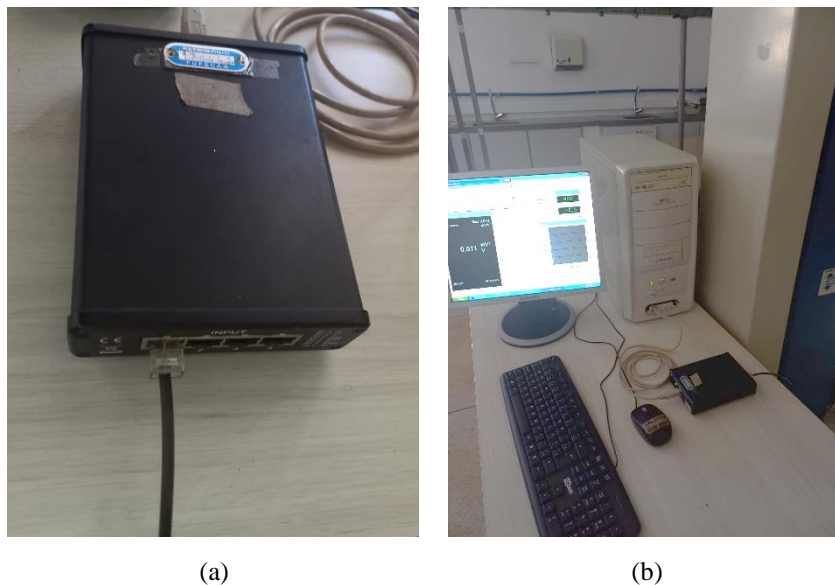
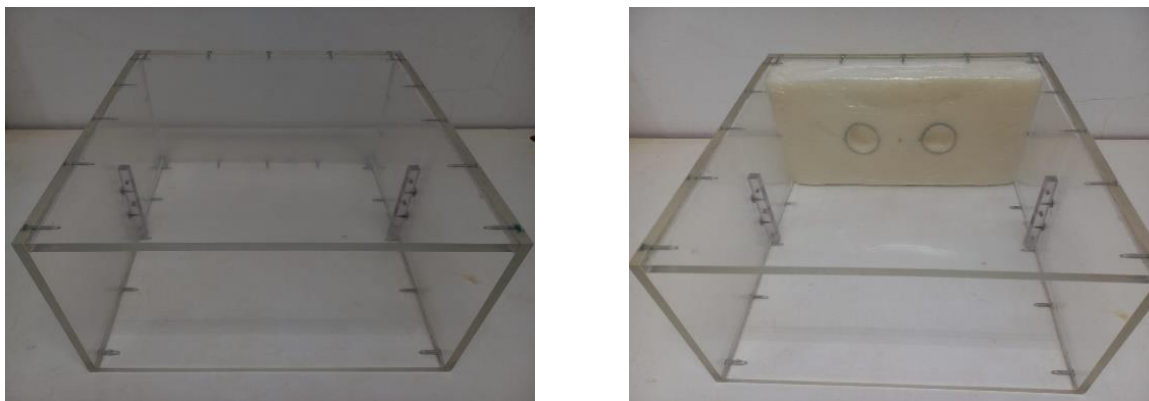


Figura 3.17. Sistema de aquisição de dados: (a) Aquisitor, (b) Sistema completo

Fonte: Autora.

3.6 Montagem do modelo físico

A primeira etapa da montagem do modelo físico consiste na limpeza da caixa de acrílico (Figura 3.18a), revestimento de suas paredes internas laterais com vaselina líquida combinada com uma folha de filme de poliéster e posicionamento da espuma em sua base (Figura 3.18b).



(a)

(b)

Figura 3.18. Montagem do modelo físico: (a) Caixa de acrílico, (b) Posicionamento da espuma.

Fonte: Autora.

O intuito da utilização da camada de espuma é permitir recalques na camada de solo mole, uma vez que a argila sintética de Laponite RD® apresenta um processo de adensamento lento, que dificultaria a análise da deformação do solo mole durante o ensaio de compressão do modelo físico (SANTOS, 2023). O material utilizado consiste em uma espuma D28, cujo comportamento tensão versus deformação é mostrado na Figura 3.19.

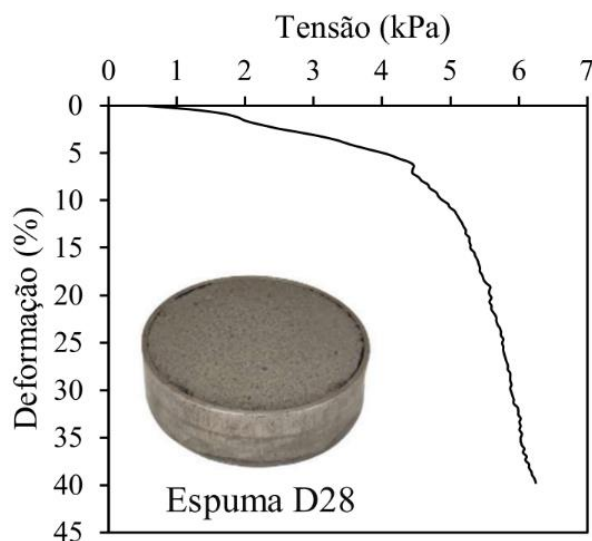


Figura 3.19. Compressão confinada da espuma D28.

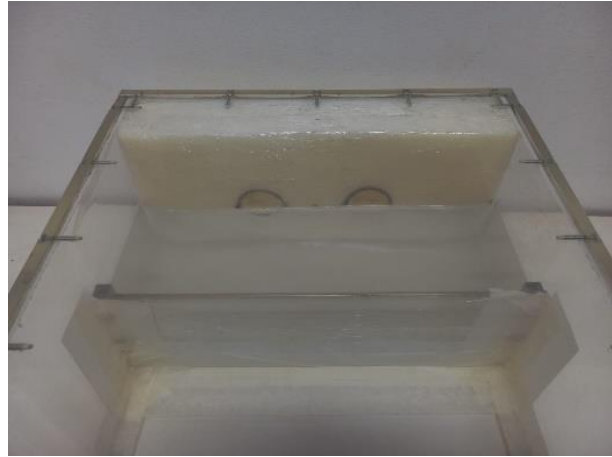
Fonte: Santos (2023).

Em seguida é feita a mistura para preparo da argila transparente com as concentrações citadas anteriormente, em quantidade suficiente a preencher metade do volume necessário (Figura 3.20a). Após ser colocada na caixa de acrílico, a argila transparente é deixada para

consolidação por 24 horas, até que atinja consistência que permita a disposição do plano de partículas, sem que elas afundem na mistura (Figura 3.20b).



(a)



(b)

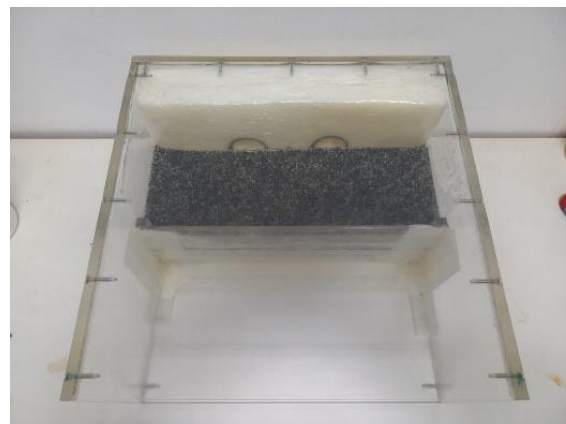
Figura 3.20. Montagem do modelo físico: (a) Confeção da argila transparente, (b) Consolidação da primeira camada de argila transparente.

Fonte: Autora.

Para o plano de partículas foi utilizado um substrato natural para aquário composto de rocha basáltica cujas partículas apresentavam granulometria inferior a 1 mm (Figura 3.22a). As partículas são dispostas sobre a camada de argila transparente para que formassem um plano aleatório que permita a visualização dos deslocamentos e deformações no modelo pela análise de imagem digital (Figura 3.22b).



(a)



(b)

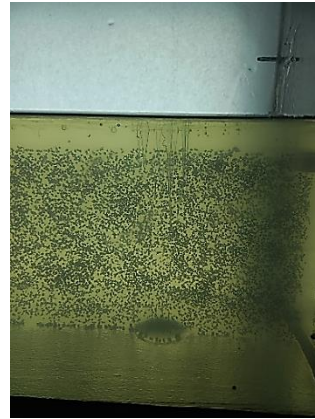
Figura 3.21. Montagem do modelo físico: (a) Partículas marcadoras, (b) Plano de partículas.

Fonte: Autora.

Após a disposição do plano, é feito novamente o preparo da argila transparente para preencher a segunda metade da camada do solo mole do modelo, e, então, a argila transparente passa por um período de consolidação de 7 dias, para que atinja a resistência necessária (Figura 3.22c). A próxima etapa consiste na execução das colunas granulares. Para garantir o alinhamento vertical das colunas são feitas marcações na argila transparente (Figura 3.22d).



(a)



(b)

Figura 3.22. Montagem do modelo físico: (a) Camada de argila transparente finalizada, (b) Marcação para posicionamento da coluna granular encamisada.

Fonte: Autora.

Foram testados dois métodos de execução da coluna granular. No primeiro método é colocado um tubo de acrílico no interior da camisa para facilitar sua introdução no solo mole. São realizadas marcações na argila transparente para garantir o prumo da coluna granular e então a camisa é inserida (Figura 3.23). O preenchimento com material granular fino e sua compactação são feitos concomitantemente à retirada do tubo de acrílico. Neste método foram utilizados 300g de quartzo fino para a execução de cada coluna.

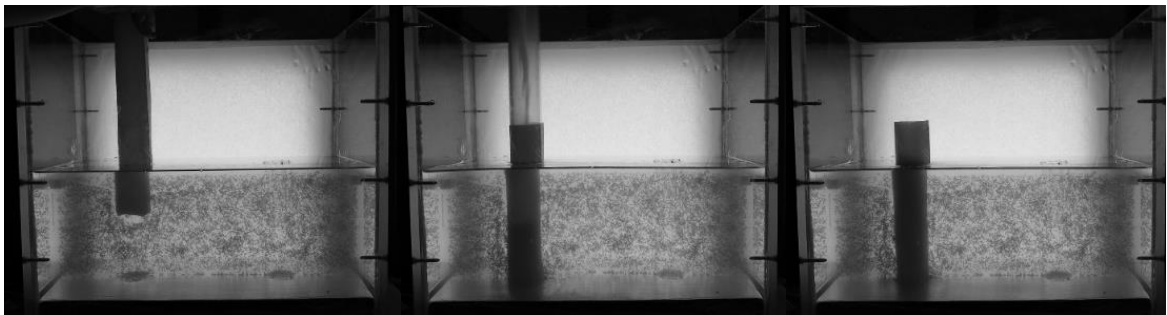


Figura 3.23. Execução da coluna granular pelo método do deslocamento

Fonte: Autora.

Já no segundo método, a coluna foi confeccionada previamente à cravação, com o auxílio de um tubo de PVC com diâmetro de 5cm. A camisa foi posicionada no interior do tubo de PVC e preenchida com 460g de quartzo fino, compactado com o auxílio de uma haste metálica. Após o fechamento da camisa, a coluna foi inserida na argila transparente (Figura 3.24). Percebe-se que a execução da coluna granular no interior do solo mole não permitiu a correta compactação do material granular, uma vez que foi utilizado apenas 65% da quantidade de quartzo fino empregado no segundo método. Por conta disso, optou-se por definir a cravação da coluna granular como o método padrão para a execução das demais caixas.

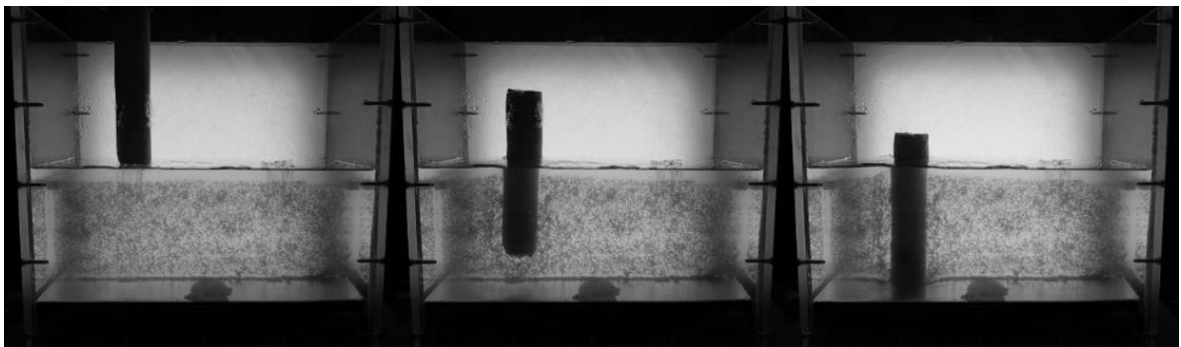
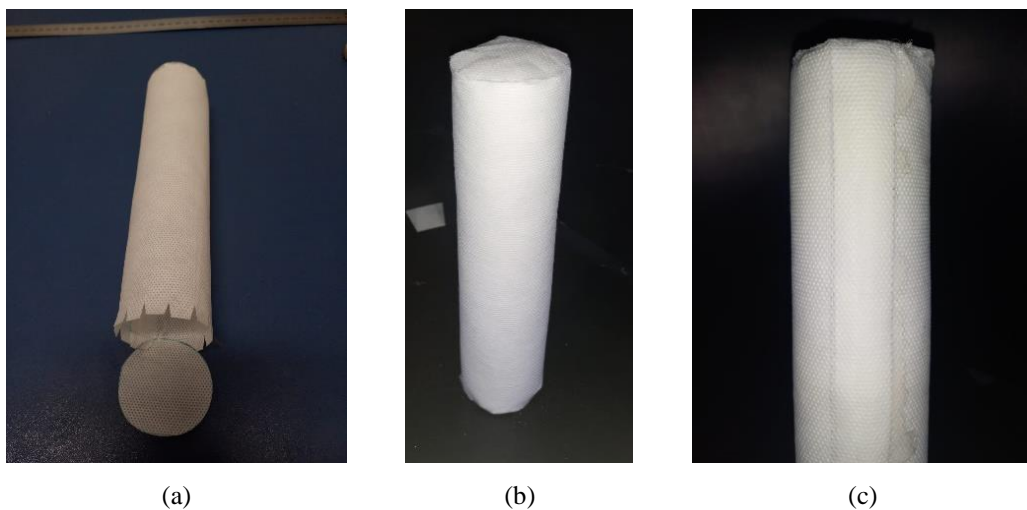


Figura 3.24. Cravação da coluna granular

Fonte: Autora.

Para a execução da coluna granular encamisada pelo método de cravação, é necessária sua confecção prévia. A Figura 3.25 mostra a camisa da coluna antes e após o preenchimento com quartzo fundido fino, assim como um detalhe do tipo de emenda utilizado no material.



(a)

(b)

(c)

Figura 3.25. Confeção da coluna granular encamisada: (a) Camisa da coluna, (b) Coluna após preenchimento, (c) Detalhe da emenda por colagem

Fonte: Autora.

Após a cravação das colunas, é posicionado um tecido não tecido que atua como geossintético de separação entre a camada de argila e o material granular da PTC para evitar que estes se misturem durante o ensaio. O tecido de separação apresenta dois cortes circulares que coincidem com a posição do topo das colunas para evitar que atuem como reforço por meio do efeito membrana (Figura 3.26a). Em seguida é instalada a célula de tensão sobre uma das colunas (Figura 3.26b), e, por fim, a PTC é montada utilizando areia transparente e a tela de polietileno como material de reforço.

Para a confecção do plano vertical, as partículas de basalto são primeiramente colocadas horizontalmente em uma caixa metálica e esta é fechada e posicionada lateralmente dentro da caixa, de modo que o plano permaneça na posição vertical quando retirada (Figura 3.26c). Após o posicionamento da camada de EPS sobre a PTC, o modelo se encontra na sua configuração final, como mostra a Figura 3.27.

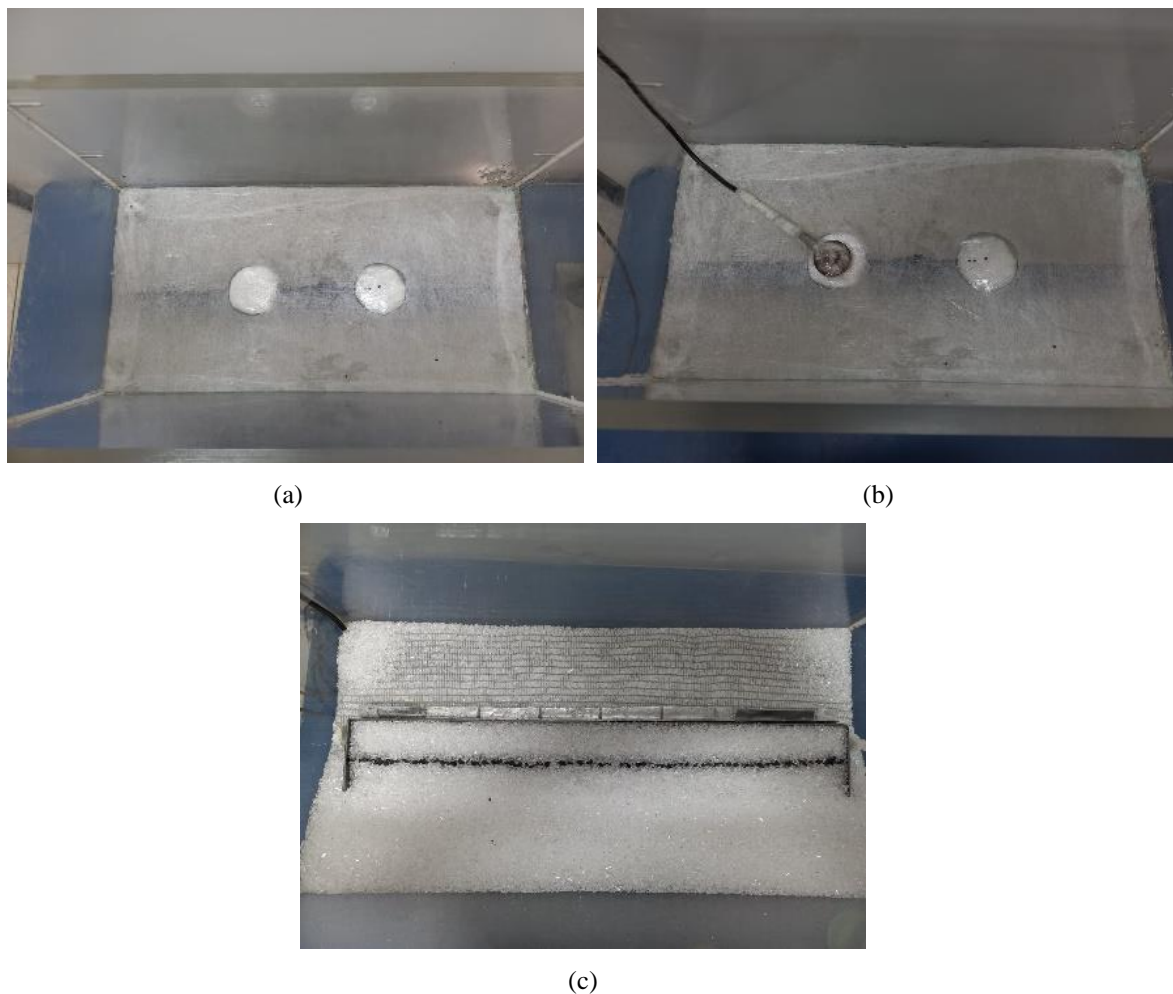


Figura 3.26. Montagem do modelo físico: (a) Posicionamento do tecido de separação, (b) Instalação da célula de tensão, (c) Confecção da PTC.

Fonte: Autora.

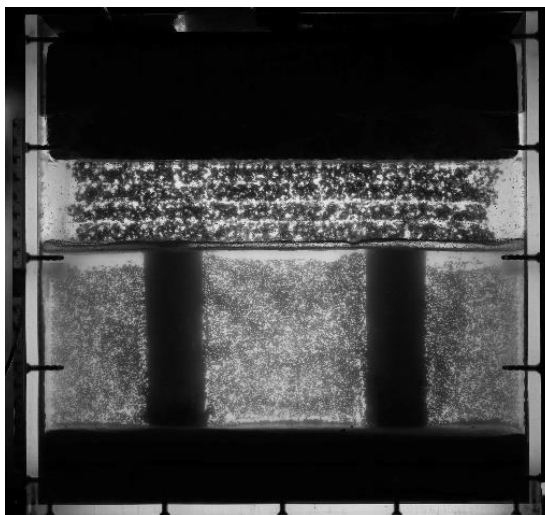


Figura 3.27. Modelo físico finalizado

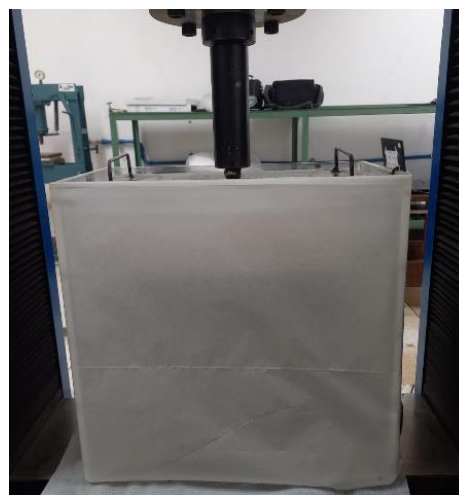
Fonte: Autora.

3.7 Configuração do ensaio

De modo a facilitar a captação da movimentação das partículas opacas marcadoras, um painel de LED de 36W (Figura 3.28a) foi posicionado na parte posterior do modelo e, como um elemento difusor da luz, uma folha de papel vegetal foi colocada na face traseira da caixa de acrílico (Figura 3.28b). Para a captura de imagens durante os ensaios foi utilizada uma câmera Canon T6i, com resolução de 24,2 megapixels e a aplicação do carregamento foi realizada por meio de uma máquina de ensaios universais. A configuração do ensaio é mostrada na Figura 3.29.



(a)



(b)

Figura 3.28. Sistema de iluminação: (a) Painel de LED, (b) Papel vegetal

Fonte: Autora.

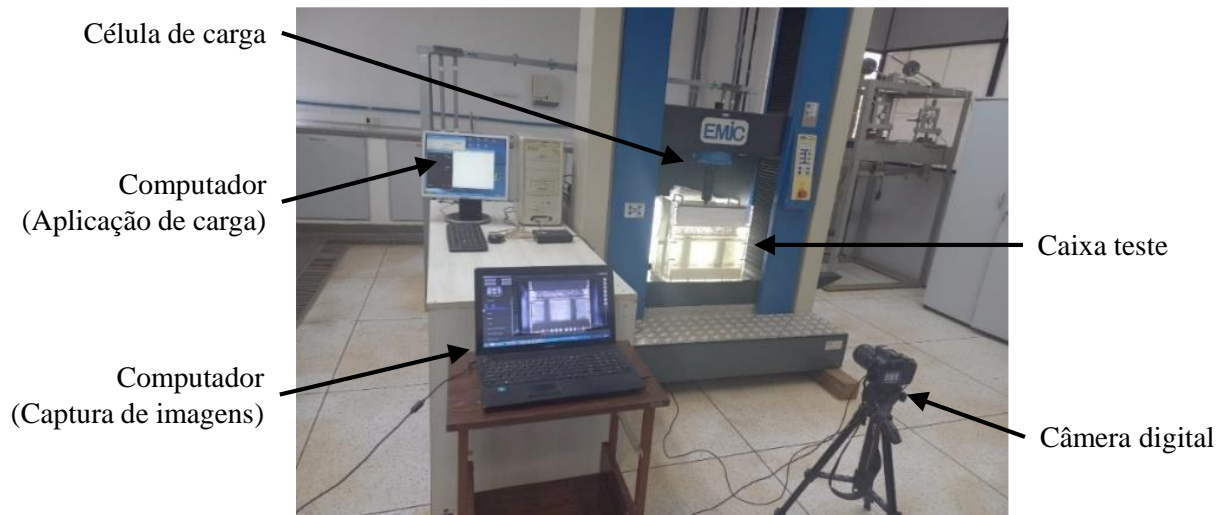


Figura 3.29. Configuração do ensaio

Fonte: Autora.

Para a simulação do carregamento do aterro, o modelo foi submetido a um ensaio de compressão a uma velocidade de 0,5 mm/min, no qual os esforços são transmitidos através de uma placa rígida e medidos por uma célula de carga. Foram feitos registros fotográficos a cada três segundos durante todo o período de aplicação da carga.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização dos materiais

4.1.1 Solo mole

Para a caracterização do comportamento de resistência ao cisalhamento da argila transparente foram executados ensaios de compressão triaxial para tensões confinantes de 20 kPa, 30 kPa, 40 kPa e 50 kPa. Na Figura 4.1a apresentam-se as curvas de tensão desviatória *versus* deformação axial obtidas nos ensaios e na Figura 4.1b mostra-se o corpo de prova de argila transparente após ser submetido ao ensaio triaxial. As envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb obtidas pelos ensaios de compressão triaxial são mostradas na Figura 4.2.

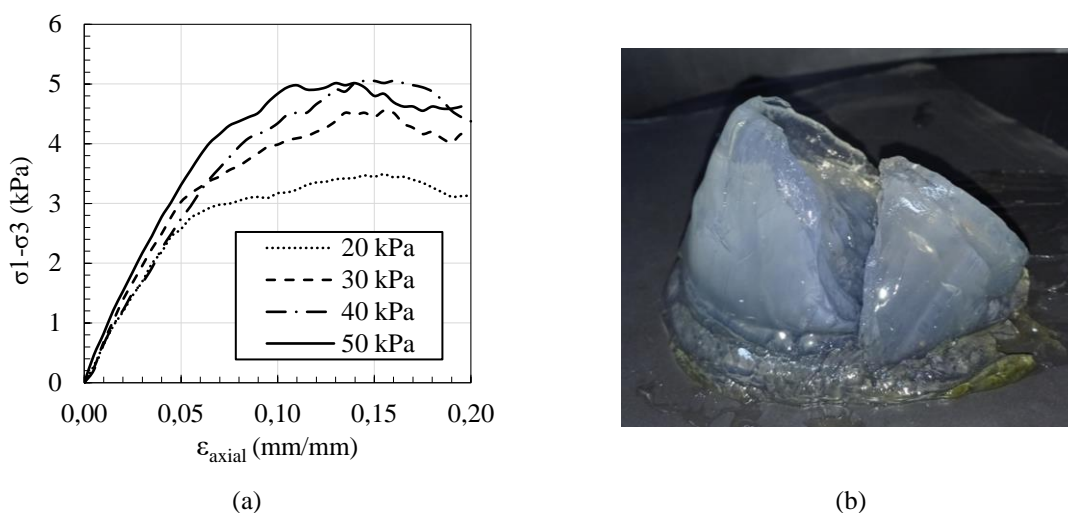


Figura 4.1. Compressão triaxial: (a) curvas tensão *versus* deformação; (b) Corpo de prova de argila transparente após ensaio

Fonte: Autora.

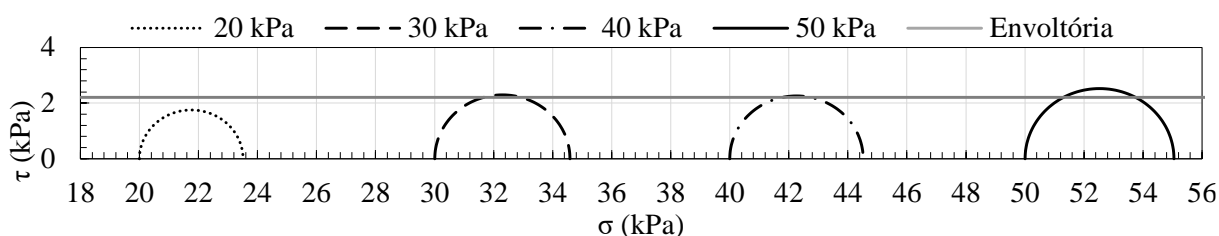


Figura 4.2. Envoltória de resistência da argila transparente

Fonte: Autora.

Percebe-se que a argila transparente apresenta envoltória de resistência típica de solos moles quando submetidos a ensaios de compressão triaxial do tipo UU ($\phi=0$). O ensaio resultou

em um valor de resistência não drenada da argila sintética igual a 2,21 kPa para a amostra preparada com 7% de concentração de Laponite RD® e 0,075% de PSD, o que representa uma resistência de 22,1 kPa em escala real. Não foram encontrados outros resultados de ensaio triaxial para medição da resistência não drenada da argila transparente de Laponite RD® na literatura. Por isso, o resultado obtido foi comparado com os ensaios de palheta em escala reduzida realizados por Almikati et al. (2023), em função do tempo de consolidação do material (Figura 4.3).

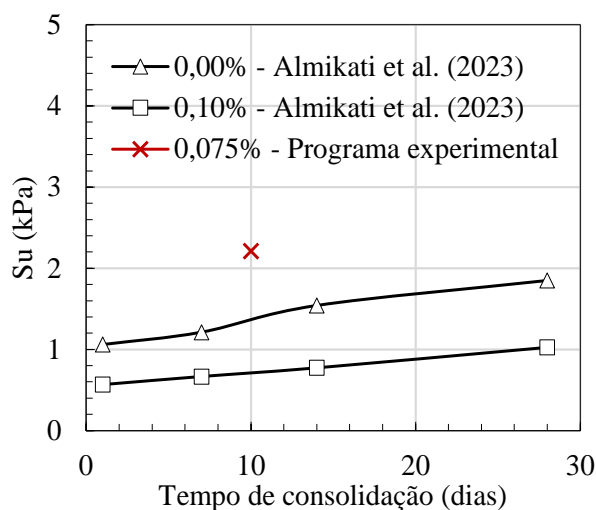


Figura 4.3. Comparação dos valores de resistência não drenada da argila transparente

Fonte: Autora.

Visto que os autores não utilizaram a mesma concentração de Laponite RD® e PDS no preparo da argila transparente, optou-se por utilizar os valores de resistência não drenada da argila confeccionada com 8% de Laponite RD® e concentrações de PSD de 0,00% e 0,10%, sendo estes os valores mais próximos da proporção empregada no presente estudo. Observa-se que o valor medido da resistência não drenada da argila transparente por meio do ensaio de compressão triaxial se encontra próximo ao relatado na literatura, porém mais elevado, o que pode ser explicado pelas condições de contorno dos ensaios realizados.

4.1.2 Plataforma de transferência de cargas

Para a caracterização do quartzo fundido utilizado na plataforma de transferência de cargas foram realizados os ensaios de granulometria (ABNT, 2016), determinação de índice de

vazios máximo (ABNT, 2021), determinação de índice de vazios mínimo (ABNT, 2020) e ensaio de compressão triaxial (ASTM, 2015).

As propriedades do quartzo fundido obtidas nos ensaios estão listadas na Tabela 4.1, a curva granulométrica está apresentada na Figura 4.4 e os resultados referentes ao ensaio de compressão triaxial são apresentadas na Figura 4.5. A partir dos parâmetros obtidos, o quartzo fundido é classificado como SP (areia mal graduada) pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4.1. Propriedades do quartzo fundido

Propriedade		Valor
Diâmetro da partícula (mm)	D ₆₀	1,90
	D ₅₀	1,75
	D ₃₀	1,55
	D ₁₀	1,30
Coefficiente de curvatura	C _c	0,97
Coefficiente de uniformidade	C _u	1,46
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	ρ _{d,máx}	1,3
Índice de vazios mínimo	e _{min}	0,71
Massa específica aparente seca mínima (g/cm ³)	ρ _{d,min}	1,12
Índice de vazios máximo	e _{máx}	0,99
Ângulo de atrito (°)	φ	47,23°

Fonte: Autora.

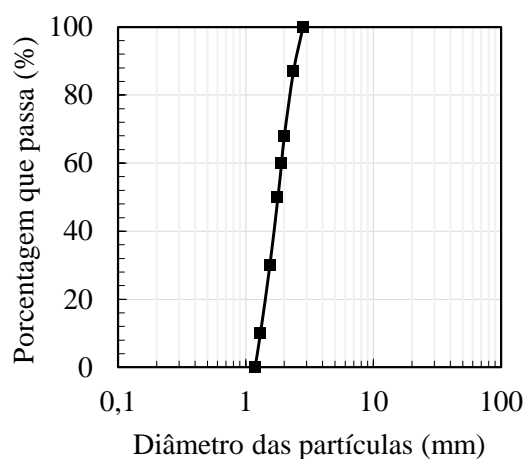


Figura 4.4. Curva granulométrica do quartzo fundido

Fonte: Autora.

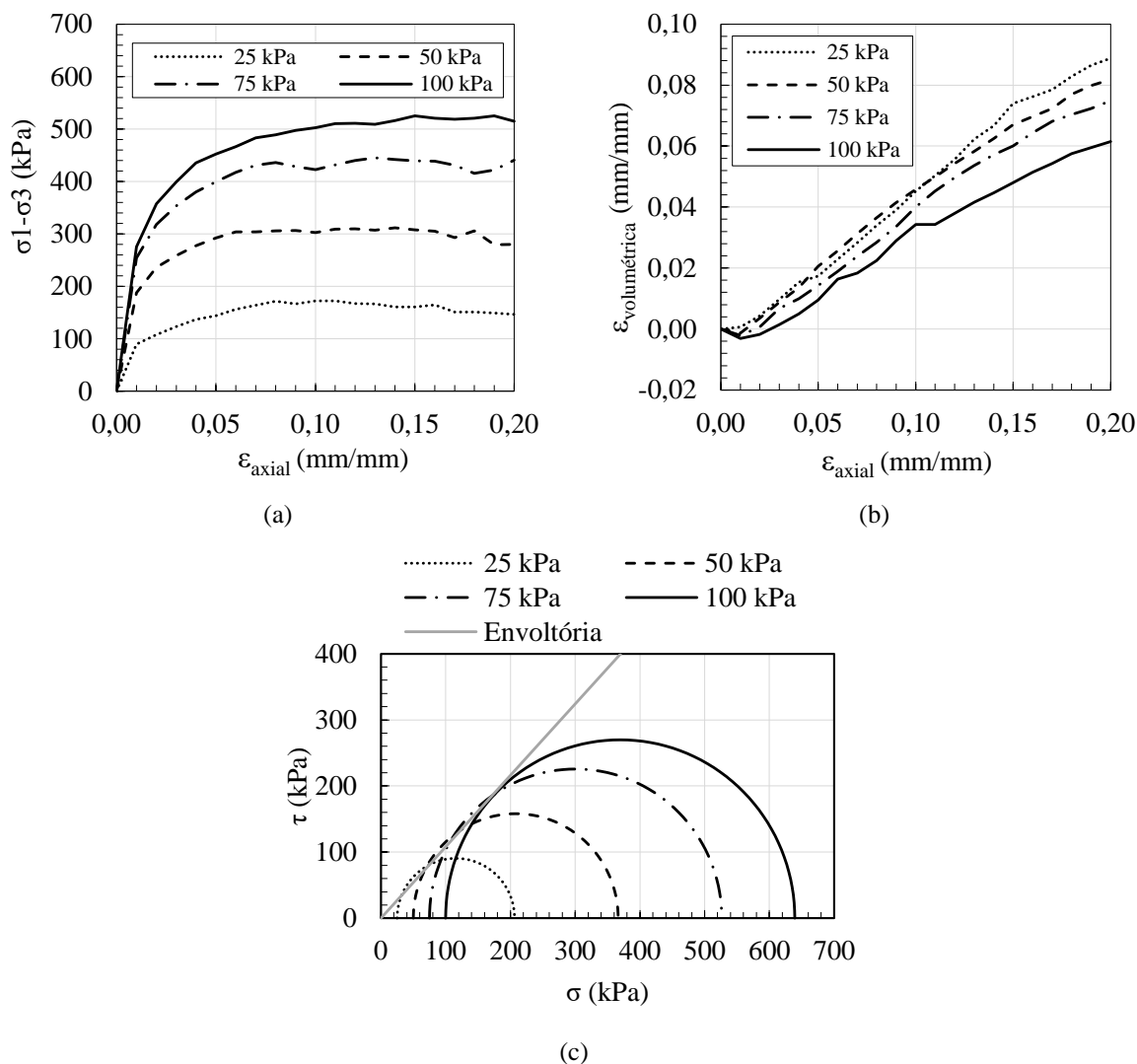


Figura 4.5 . Resultados do ensaio de compressão triaxial: (a) Tensão *versus* deslocamento horizontal, (b) Variação volumétrica, (c) Envoltória de resistência.

Fonte: Autora.

A caracterização da tela utilizada como simulação da geogrelha de reforço na base da plataforma de transferência de carga foi realizada por meio de ensaios de tração faixa larga (ABNT, 2013a) nas direções transversal e longitudinal, utilizando seis corpos de prova para o ensaio em cada direção. As propriedades médias obtidas para o material, tal como resistência máxima à tração, módulo de rigidez e deformação na ruptura são mostradas na Tabela 4.2. Na Figura 4.6a é apresentado o gráfico de carga de tração *versus* deformação obtido para a direção transversal e na Figura 4.6b para a direção longitudinal. Percebe-se que, quando considerado o fator de escala 1:10 (laboratório:campo), a tela de polietileno apresenta resistência a tração em conformidade com geogrelhas comerciais com função de reforço.

Tabela 4.2. Propriedades da tela de polietileno

Propriedade	Transversal		Longitudinal	
	Modelo	Protótipo	Modelo	Protótipo
Resistência à tração (kN/m)	2,94	294	4,00	400
Módulo de rigidez (kN/m)				
a 2% de deformação	3,26	326	10,16	1016
a 5% de deformação	4,65	465	10,19	1019
Deformação na ruptura (%)	53,56	53,56	39,80	39,80
Gramatura g/m ²	58,362	583,62	-	-
Espessura (mm)	0,813	8,13	-	-

Fonte: Autora.

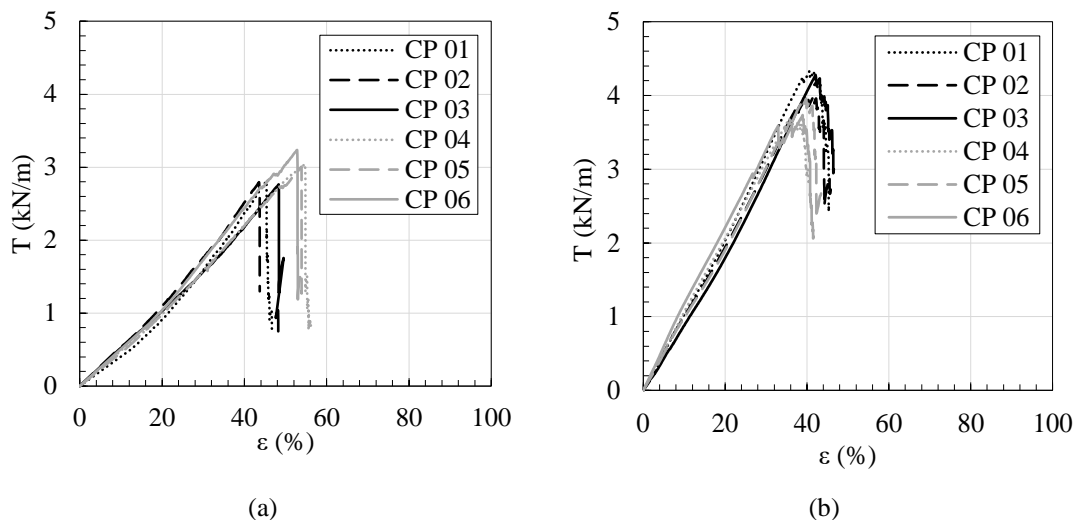


Figura 4.6. Curvas médias obtidas no ensaio de tração faixa larga da tela de polietileno nas direções: (a) Transversal, (b) Longitudinal

Fonte: Autora.

4.1.3 Coluna granular encamisada

A caracterização do quartzo fundido fino, utilizado como preenchimento da coluna granular, foi realizada por meio de ensaio de granulometria (ABNT, 2016), determinação de índice de vazios máximo (ABNT, 2021), determinação de índice de vazios mínimo (ABNT, 2020) e ensaio de compressão triaxial (ASTM, 2015). O resumo das propriedades do quartzo fundido fino está apresentado na Tabela 4.3. A curva granulométrica do material é apresentada na Figura 4.7. A partir dos parâmetros obtidos, o quartzo fundido fino é classificado como SP (areia mal graduada) pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Os resultados referentes ao ensaio de compressão triaxial são apresentadas nas Figuras 4.8 e 4.9.

Tabela 4.3. Resumo das propriedades do quartzo fundido fino

Propriedade	Valor	
Diâmetro da partícula (mm)	D_{60}	0,70
	D_{50}	0,65
	D_{30}	0,42
	D_{10}	0,20
Coeficiente de curvatura	C_c	1,26
Coeficiente de uniformidade	C_u	3,5
Massa específica aparente seca máxima (g/cm^3)	$\rho_{d,máx}$	1,11
Índice de vazios mínimo	e_{min}	0,98
Massa específica aparente seca mínima (g/cm^3)	$\rho_{d,min}$	0,92
Índice de vazios máximo	$e_{máx}$	1,38
Ângulo de atrito ($^\circ$)	ϕ	49,64 $^\circ$

Fonte: Autora.

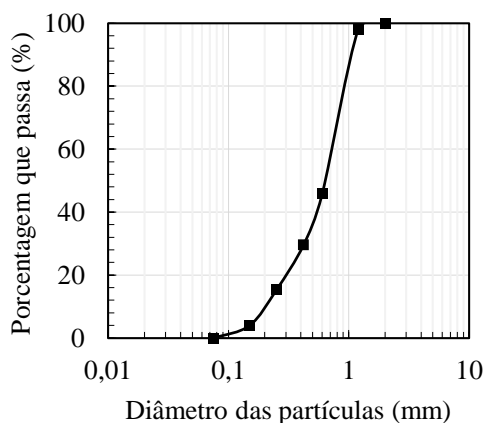


Figura 4.7. Curva granulométrica: preenchimento da coluna granular

Fonte: Autora.

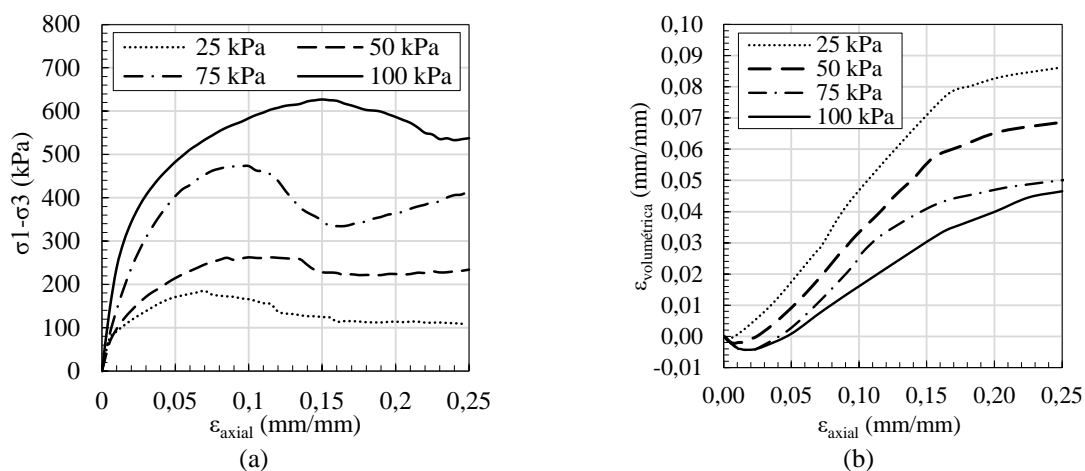


Figura 4.8. Resultados do ensaio de compressão triaxial do quartzo fundido fino: (a) Tensão versus deslocamento horizontal, (b) Variação volumétrica.

Fonte: Autora.

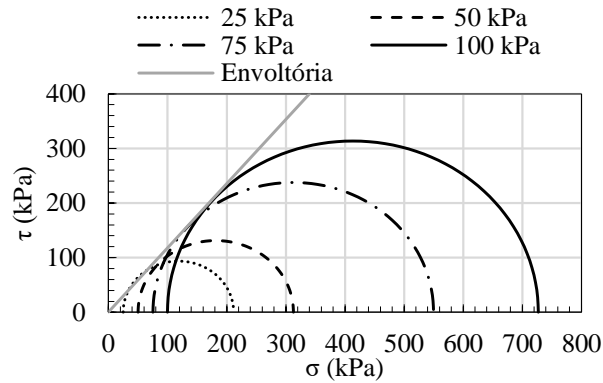


Figura 4.9. Resultados do ensaio de compressão triaxial do quartzo fundido fino: Envoltória de resistência.

Fonte: Autora.

Para a caracterização dos materiais elencados para utilização como geotêxtil da camisa da coluna granular foram realizados ensaios de tração faixa larga (ABNT, 2013a). Inicialmente foi ensaiado o tecido oxford, utilizado na confecção das colunas granulares encamisadas dos primeiros modelos físicos ensaiados. A amostra do material antes e depois do ensaio de tração é mostrada na Figura 4.10, as curvas de tração *versus* deformação para as direções transversal e longitudinal são mostradas na Figura 4.11 e o resumo das propriedades do material na direção transversal é listado na Tabela 4.4. Mesmo que o material apresente propriedades em conformidade com geossintéticos empregados comercialmente, o valor de rigidez do material é muito elevado para o nível de tensões aplicadas no ensaio de compressão, o que enrijeceu as colunas granulares encamisadas de modo que não foi possível observar o efeito de abaulamento, dificultando a análise do seu comportamento. Dessa forma, buscou-se outros materiais para substituir o tecido de encamisamento.

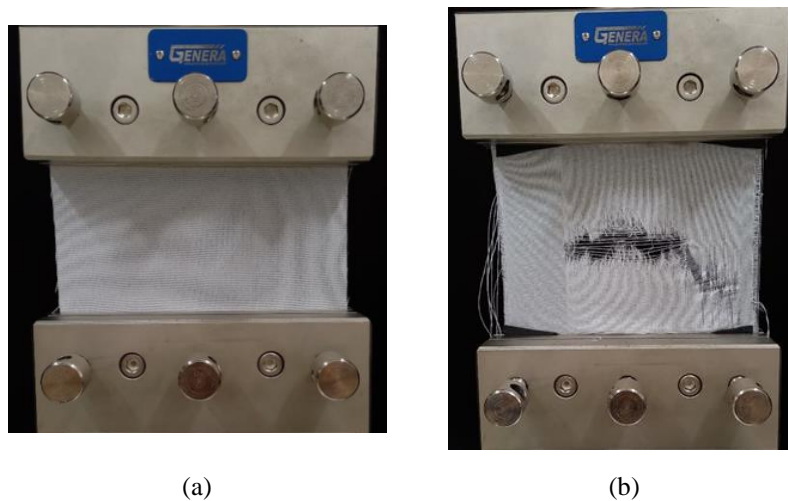


Figura 4.10. Amostras do tecido Oxford: (a) Antes do ensaio, (b) Após ensaio de tração

Fonte: Autora.

Propriedades	Ringtrac®	Oxford	
	2000 PM	Modelo	Protótipo
Resistência à tração (kN/m)	150	20,46	2046,25
Módulo de rigidez (kN/m)			
a 2% de deformação	-	25,98	2598,01
a 5% de deformação	≥ 2000	42,24	4223,95
a 10% de deformação	-	51,62	5162,56
Deformação na ruptura (%)	6%	52,94	52,94
Gramatura g/m ²	-	0,014	0,14
Espessura (mm)	Máx. 0,8m	0,33	3,3

Fonte: Autora.

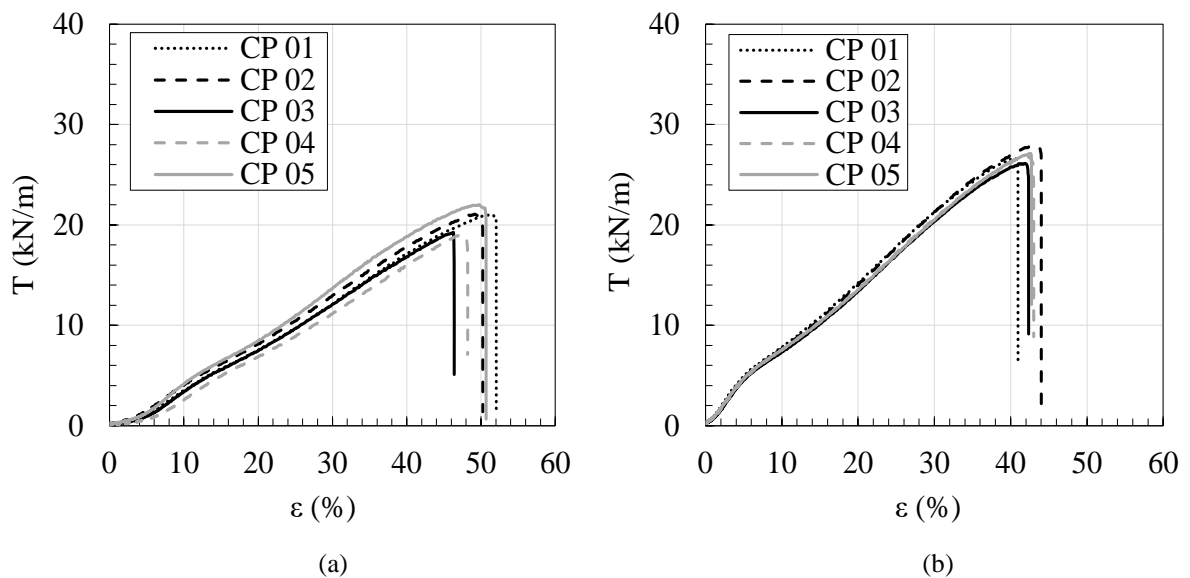


Figura 4.11. Curva média do ensaio de tração - oxford: (a) Transversal, (b) Longitudinal

Foram elencados três tipos de TNT, de diferentes rigidezes de modo a encontrar o material mais adequado para utilização no encamisamento da coluna granular encamisada. As Figuras 4.12a, 4.12b e 4.12c apresentam as amostras dos materiais antes de serem submetidas ao ensaio e as Figuras 4.13a, 4.13b e 4.13c mostram os materiais após a ruptura. As Figuras 4.14, 4.15 e 4.16 apresentam as curvas médias de carga de tração *versus* deformação obtidas. Para a escolha do material, foi levado em consideração a resistência máxima à tração na direção transversal e o módulo de rigidez a 2%, 5% e 10% de deformação. A Tabela 4.5 lista o resumo das propriedades dos materiais.

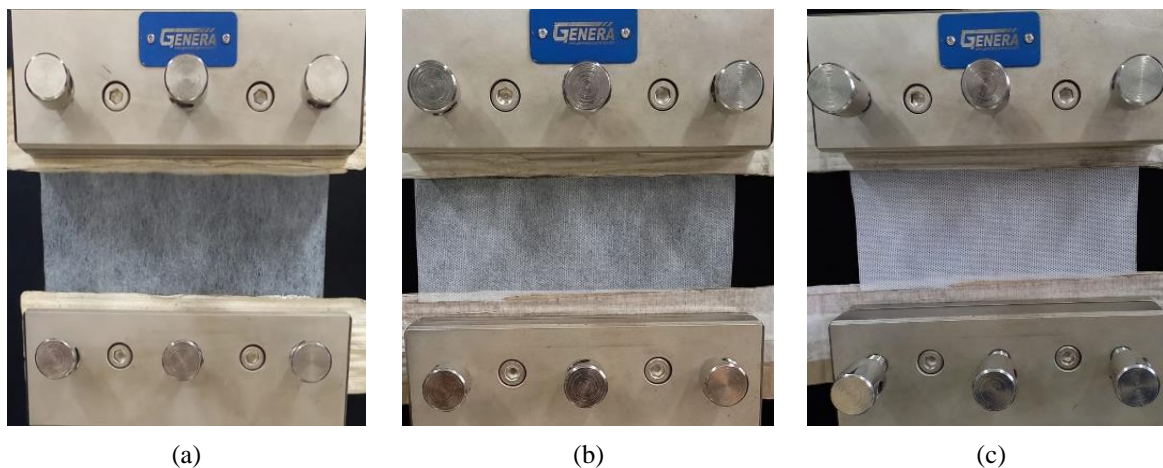


Figura 4.12. Amostras antes da realização do ensaio de tração: (a) TNT 20, (b) TNT 40, (c) TNT 80

Fonte: Autora.

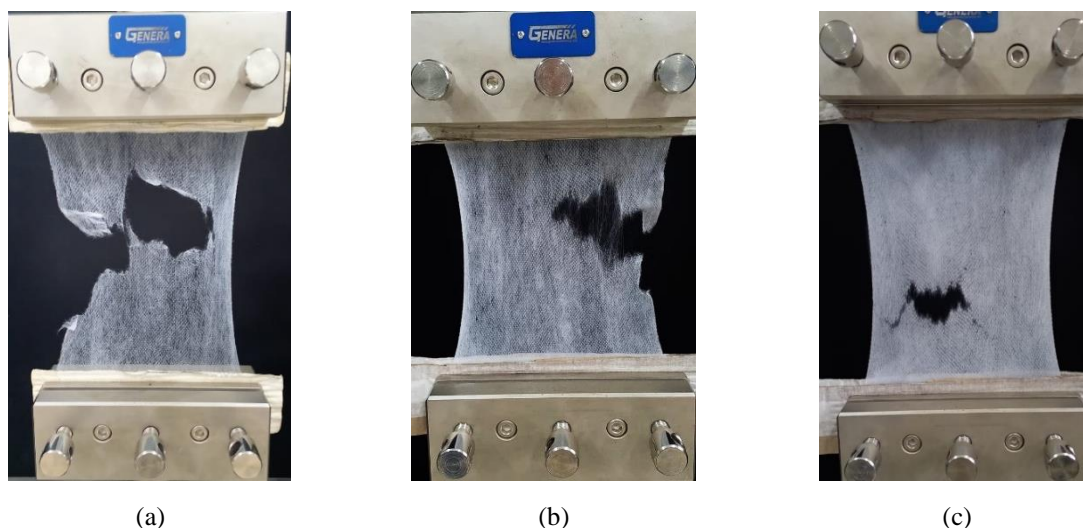


Figura 4.13. Amostras após a realização do ensaio de tração: (a) TNT 20, (b) TNT 40, (c) TNT 80

Fonte: Autora.

Tabela 4.5. Resumo dos ensaios de tração faixa larga: TNT

Propriedades	Ringtrac®	TNT 20		TNT 40		TNT 80	
	2000 PM	Modelo	Protótipo	Modelo	Protótipo	Modelo	Protótipo
Resistência à tração (kN/m)	150	0,56	56,33	1,61	160,91	3,00	300,37
Módulo de rigidez (kN/m)							
a 2% de deformação	-	6,21	621,06	14,75	1475,02	36,20	3620,45
a 5% de deformação	≥ 2000	3,87	386,89	11,00	1099,53	23,33	2333,24
a 10% de deformação	-	2,42	241,63	8,05	804,55	16,09	1609,11
Deformação na ruptura (%)	6	155,03	155,03	107,25	107,25	126,05	126,05
Gramatura g/m ²	-	22,617	226,17	41,329	413,29	74,850	748,50
Espessura (mm)	Máx. 80	0,152	1,52	0,257	2,57	0,421	4,21

Fonte: Autora.

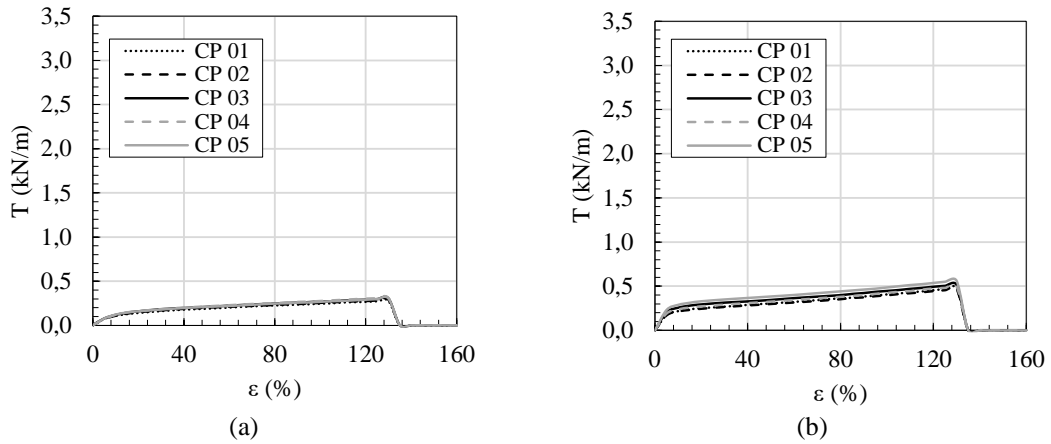


Figura 4.14. Curva média do ensaio de tração – TNT 20: (a)Transversal, (b) Longitudinal,

Fonte: Autora.

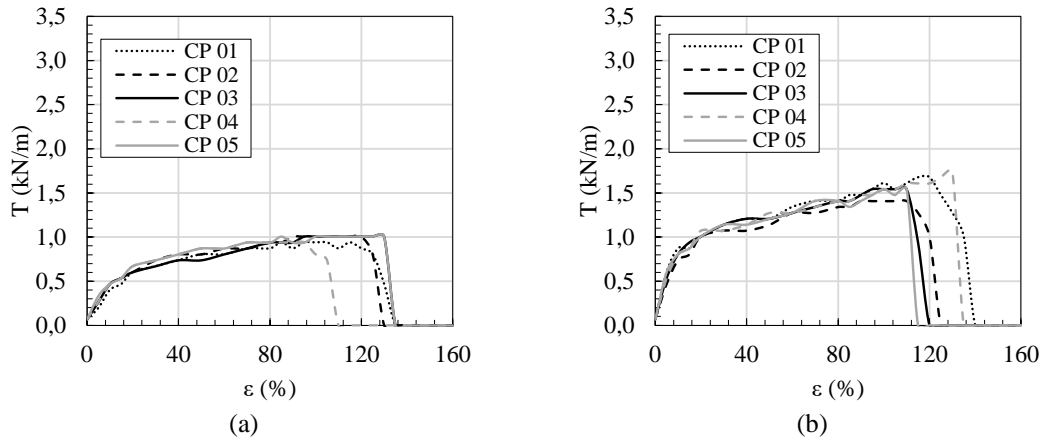


Figura 4.15. Curva média do ensaio de tração – TNT 40: (a)Transversal, (b) Longitudinal

Fonte: Autora.

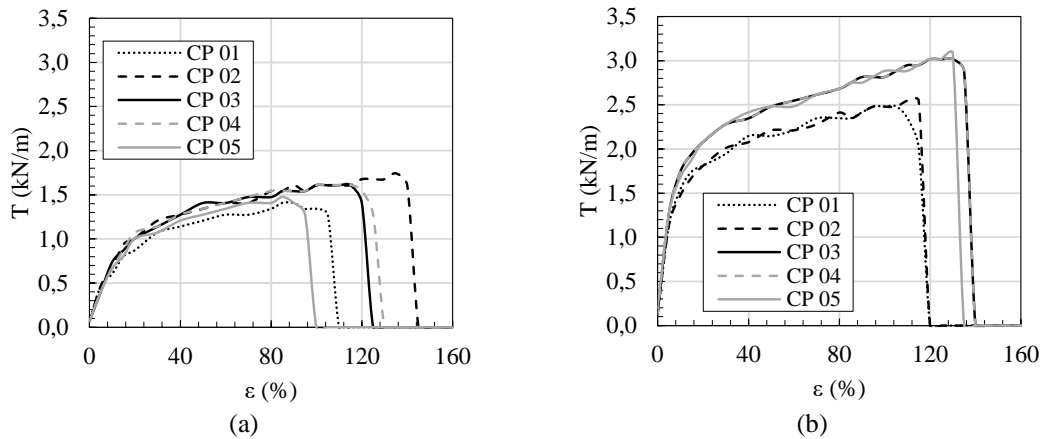


Figura 4.16. Curva média do ensaio de tração: (a) TNT 80 - Transversal, (b) TNT 80 – Longitudinal

Fonte: Autora.

Quando comparada ao geossintético Ringtrac[®], o TNT 20 apresenta valores de resistência à tração e módulo de rigidez inferiores às propriedades parâmetro, portanto, a aplicação deste material no modelo foi inicialmente descartada. Em relação ao TNT 40, mesmo

que a resistência à tração esteja entre os valores buscados, o módulo de rigidez a 5% de deformação não alcançou um valor mínimo de 2000 kN/m, indicando que o material não é ideal para a simulação do geossintético de encamisamento. Visto que o TNT 80 foi o material que melhor atendeu aos requisitos, com resistência à tração módulo de rigidez acima dos valores de base, correspondente ao Ringtrac® 2000 PM, foi definida a sua utilização para a confecção das camisas das colunas granulares.

Devido ao formato tubular da camisa e conseqüente necessidade de realização de emendas no tecido, foram realizados ensaios de tração em emendas (ABNT, 2013b) por colagem com adesivo termoplástico. A Figura 4.17 mostra o material antes de ser submetido ao ensaio e após a ruptura. A Tabela 4.6 lista o resumo das propriedades obtidas e a Figura 4.18 apresenta o gráfico do ensaio de tração faixa larga. Percebe-se que a resistência à tração máxima do TNT 80 com emenda por colagem se apresentou em conformidade com o Ringtrac® 2000 PM, já o módulo de rigidez a 5% se encontra abaixo, porém, devido à baixa diferença entre o valor obtido e o valor de base, definiu-se esse material como simulação do geotêxtil de encamisamento da coluna granular.

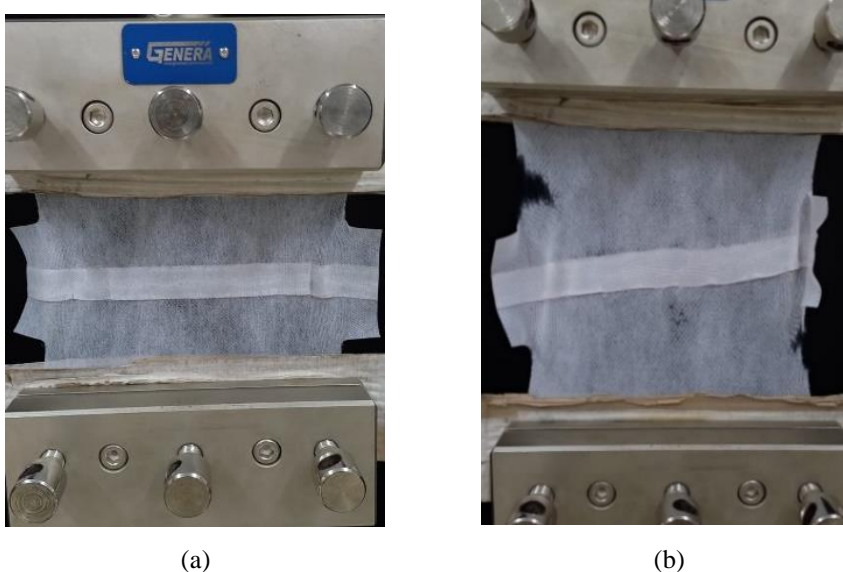


Figura 4.17. Ensaio de tração em emendas: (a) Amostra antes do ensaio, (b) Amostra após o ensaio

Fonte: Autora.

Após a definição do material de preenchimento e encamisamento, foram realizados ensaios de compressão simples com amostras de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura de colunas granulares encamisadas para verificação da rigidez do elemento. A Figura 4.19a apresenta a

configuração do ensaio e exemplo do corpo de prova utilizado e a Figura 4.19b mostra o gráfico tensão versus deformação obtido.

Tabela 4.6. Resumo dos ensaios de tração faixa larga: Geotêxtil de encamisamento com emenda

Propriedade	Ringtrac® 2000 PM	Emenda	
		Modelo	Protótipo
Resistência à tração (kN/m)	150	2,55	254,78
Módulo de rigidez (kN/m)			
a 2% de deformação	-	20,78	2078,42
a 5% de deformação	≥ 2000	19,85	1984,58
a 10% de deformação	-	14,21	1421,38
Deformação na ruptura (%)	6	86,04	86,04

Fonte: Autora.

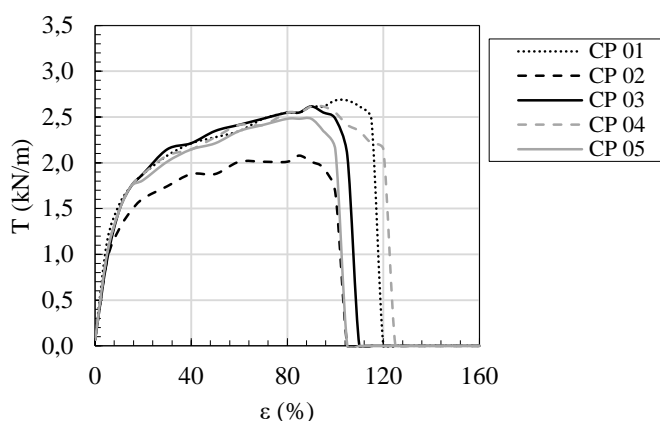
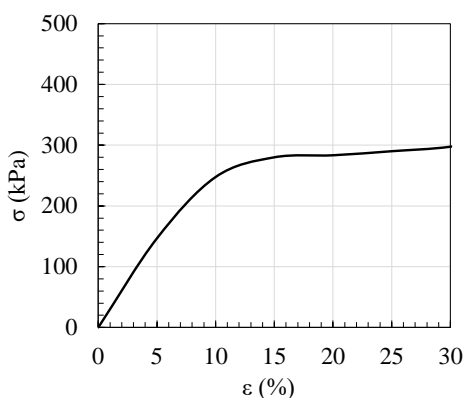


Figura 4.18. Ensaio de tração faixa larga com emenda – TNT 80

Fonte: Autora.



(a)



(b)

Figura 4.19. Ensaio de compressão simples da coluna granular encamisada: (a) Amostra submetida ao ensaio, (b) Curva tensão versus deformação

Fonte: Autora.

4.2 Resultados dos ensaios nos modelos físicos

Neste tópico, será realizada uma análise do comportamento dos modelos físicos durante o ensaio de compressão. Os deslocamentos e deformações no modelo foram investigados com auxílio da técnica de correlação de imagem digital, a partir de registros fotográficos sequenciais obtidos durante a execução do ensaio. Quando submetidas ao algoritmo de processamento de imagens, estas são transformadas em uma matriz de pixels, na qual cada pixel é localizado na imagem por coordenadas no plano, ou seja, as regiões rastreadas são subconjuntos selecionados de dentro de uma matriz de valores. Dessa forma, a técnica DIC atua sem que haja a influência de dispositivos externos, evitando possíveis falhas na interpretação das imagens.

O estudo abordou diversos aspectos, incluindo o padrão de deformação das colunas granulares, a mobilização do reforço geossintético, a distribuição de tensões no modelo e os mecanismos de transferência de cargas associados ao problema em questão. Para a análise do comportamento do modelo, foram selecionadas as capturas realizadas no momento de aplicação de tensões de 15 kPa, 20 kPa, 25 kPa, 30 kPa e 35 kPa.

Os resultados dessa análise serão detalhadamente apresentados de forma separada para os modelos do tipo S125 e S200, que se diferenciam pelo espaçamento entre colunas (125 e 200 mm), permitindo uma compreensão mais profunda das características específicas de cada um desses modelos. As imagens dos campos de deslocamentos e deformações para todos os estágios de aplicação de tensões são mostradas no Apêndice A.

4.2.1 Modelos S125

4.2.1.1 Distribuição de deslocamentos

Uma comparação entre os campos de deslocamentos verticais dos modelos analisados, no último estágio de tensão aplicada, é mostrada na Figura 4.20. O modelo S125R00 consiste no modelo físico com espaçamento entre colunas de 125 mm e sem reforço de geogrelha na base da PTC, enquanto o modelo S125R01 usou do mesmo espaçamento, porém com uma camada de reforço basal. Conforme a escala de cores utilizada, as regiões em azul representam as áreas com baixos deslocamentos verticais e os maiores deslocamentos são representados na cor vermelha. Nota-se que os maiores deslocamentos verticais estão localizados na PTC, primeira camada a receber sobrecarga, sobre a camada de solo mole entre as colunas granulares encamisadas, na região central do modelo.

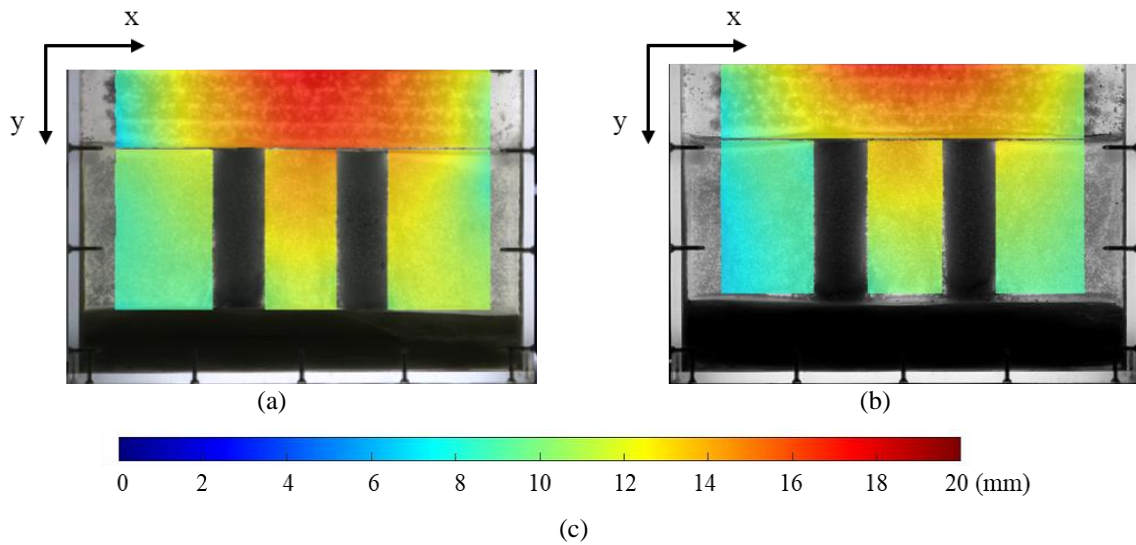


Figura 4.20. Campo de deslocamentos verticais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.

Fonte: Autora.

Diferentemente do que se observa em aterros apoiados sobre estacas, nos quais há a presença de uma região estacionária sobre os apoios rígidos e uma região ativa, sobre a camada de solo mole, a região acima das colunas granulares exibe pequenos deslocamentos devido à deformação dos apoios semirrígidos. Entretanto esses deslocamentos ainda são inferiores àqueles medidos na zona ativa, uma vez que a rigidez das colunas granulares é superior à do solo mole. Os deslocamentos verticais na região sobre as colunas e na região central do modelo sobre a camada de solo mole, para cada nível de tensão aplicada são mostrados na Figura 4.21.

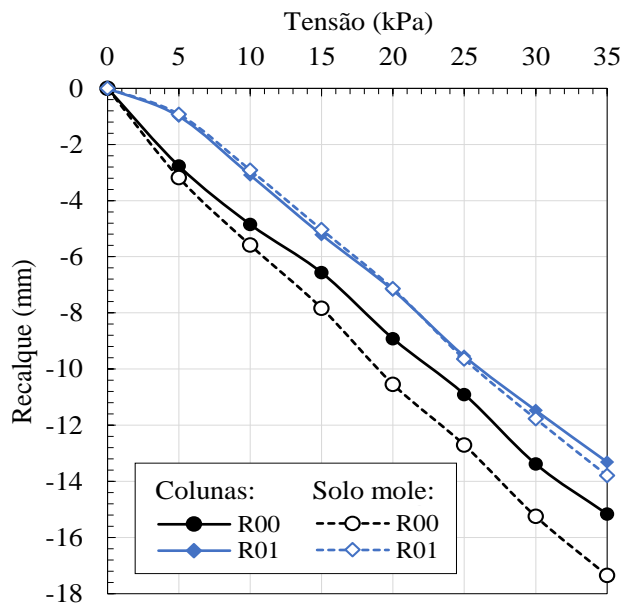


Figura 4.21. Curva tensão aplicada *versus* recalque: (a) No topo da PTC, (b) Na base da PTC

Fonte: Autora.

De maneira geral, observa-se que os deslocamentos verticais foram menores no modelo que empregou geogrelha, com a redução mais significativa ocorrendo na região ativa. Na região sobre as colunas, os recalques medidos foram de 15,17mm no modelo S125R00, reduzindo para 13,31mm com a inclusão da geogrelha de reforço. Já na região entre colunas, os recalques foram de 17,35 mm no modelo sem reforço e 13,79 mm no modelo reforçado. Nota-se que, em ambos os modelos, o deslocamento da região ativa é superior ao deslocamento na região sobre as colunas, devido a diferença de rigidezes dos materiais, o que é responsável por mobilizar o efeito de arqueamento do solo.

A redução dos recalques diferenciais com o uso do reforço é claramente observada na Figura 4.20, o que é evidenciado na Figura 4.21, na qual o gráfico mostra uma mínima diferença entre os recalques na região sobre as colunas e na região ativa do modelo reforçado, durante todos os estágios de aplicação de carga. O estágio de ruptura do sistema não foi alcançado devido à limitação do carregamento máximo aplicado durante o ensaio, restrito à resistência máxima da caixa de acrílico que abrigava o modelo.

O campo de deslocamento horizontais dos modelos são mostrados na Figura 4.22. A presença do reforço também foi responsável por reduzir os deslocamentos horizontais tanto na PTC, quanto na camada de solo mole. Em ambos os modelos a PTC apresentou comportamento de flexão, uma vez que as partículas se aproximam no topo da plataforma, enquanto se afastam na parte inferior. É importante citar que o modelo S125R00 apresentou uma falha na simetria, uma vez que os deslocamentos da porção da direita do modelo foram superiores aos da esquerda, porém a análise dos resultados não foi comprometida.

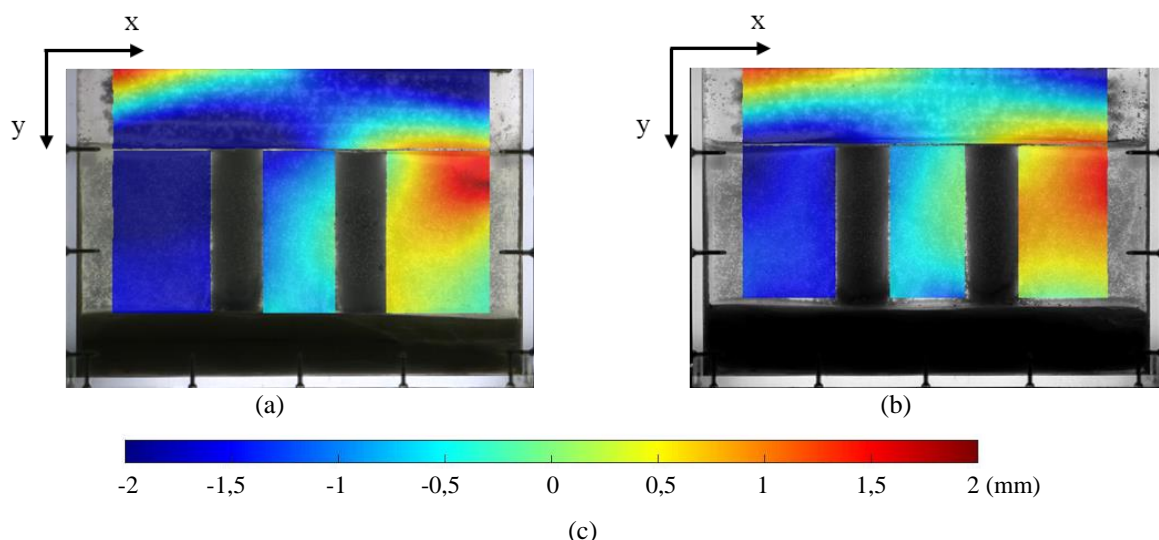


Figura 4.22. Campo de deslocamentos horizontais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.

Fonte: Autora.

É possível observar um maior afastamento das colunas no modelo não reforçado, especialmente no topo das colunas no modelo S125R00. Por outro lado, no modelo S125R01, esse deslocamento lateral é reduzido e mais uniformemente distribuído ao longo da profundidade da coluna. De acordo com Chen et al. (2022), o reforço basal é responsável por impedir a flexão para fora na parte superior das colunas granulares encamisadas, resultando na redução dos deslocamentos laterais na parte superior da coluna. O comportamento das colunas será discutido com mais detalhes no próximo tópico.

4.2.1.2 Padrão de deformação da coluna granular

A partir das informações obtidas nos campos de deslocamentos e deformações horizontais, foram gerados gráficos que representam a deformação radial ao longo da profundidade dos elementos de coluna dos modelos S125R00 (Figura 4.23a) e S125R01 (Figura 4.23b), para cada estágio de tensão aplicada, sendo que a coluna 1 (C01) corresponde à coluna da esquerda e coluna 2 (C02) à coluna da direita no modelo físico.

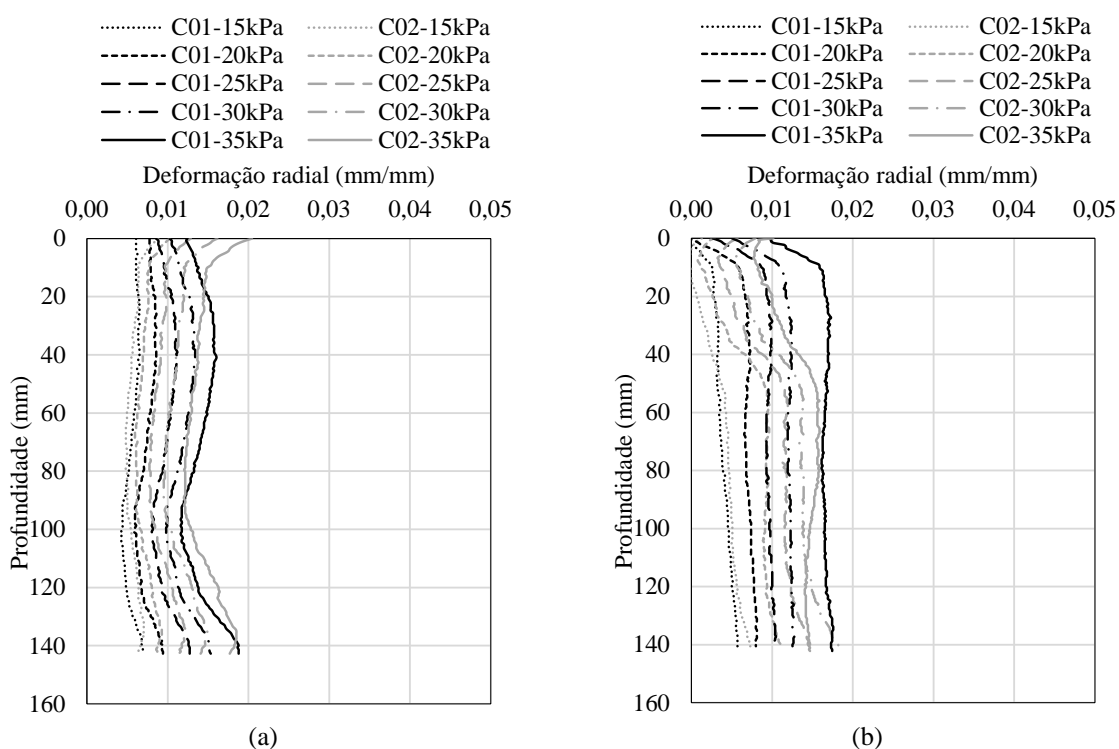


Figura 4.23. Deformação radial das colunas ao longo da profundidade: (a) S125R00, (b) S125R01.

Fonte: Autora.

Observou-se que as colunas apresentaram um aumento em seu diâmetro ao longo da aplicação do carregamento, caracterizando o fenômeno de abaulamento. No modelo S125R00,

o abaulamento foi mais pronunciado na porção superior e inferior das colunas. Por outro lado, no modelo S125R01, houve uma redução da deformação radial no topo das colunas e uma uniformização do abaulamento a partir de 15 mm de profundidade para a coluna C01 e 50 mm para a coluna C02. Isso acontece devido à introdução do reforço basal, responsável por reduzir a tensão aplicada na parte superior da coluna e uniformizar a distribuição de tensões ao longo de sua profundidade (CHEN et al., 2022; DEB; SAMADHIYA; NAMDEO, 2011; DEBNATH; DEY, 2017b, 2017a; MEHRANNIA et al., 2018; NAYAK et al., 2019; NAZARIAFSHAR et al., 2019).

A Figura 4.24 mostra o deslocamento horizontal das colunas em relação à profundidade. A introdução do reforço teve o efeito de reduzir significativamente o aumento no espaçamento entre as colunas gerados pela mobilização do solo mole. Em ambos os modelos, observou-se que o afastamento entre as colunas aumentou conforme a aplicação de carga no topo do modelo. No caso do modelo S125R00, o maior valor de deslocamento lateral ocorreu a uma profundidade aproximada de 80 mm. Já no modelo com a presença do reforço, o deslocamento lateral das colunas foi significativamente reduzido e uniformizado ao longo da profundidade, com o maior valor encontrado a uma profundidade aproximada de 40 mm.

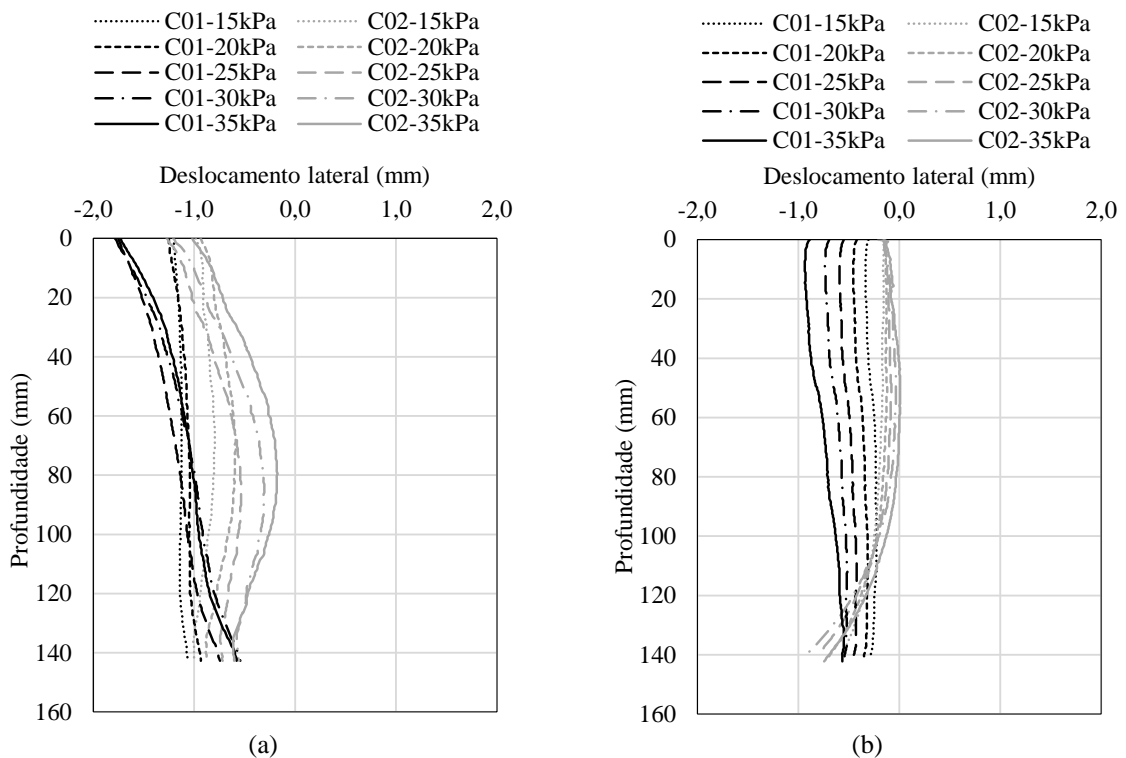


Figura 4.24. Deslocamento lateral das colunas: (a) S125R00, (b) S125R01.

Fonte: Autora.

Pode-se observar que a coluna C01 do modelo S125R00 apresentou maiores deslocamentos laterais na sua região superior, enquanto a coluna C02 apresentou um comportamento de flexão, isso deve ter ocorrido por conta da falha na simetria do modelo, porém a coluna C01 representa bem o comportamento esperado no modelo não reforçado. O efeito de redução do deslocamento lateral no topo das colunas com a inclusão do reforço basal é bem notável na Figura 4.24b. A redução do afastamento entre colunas está diretamente ligada com a redução de deslocamentos verticais, e conseqüentemente de tensões na camada de solo mole, que resultam na diminuição do deslocamento lateral na região central da camada de solo mole responsável por deslocar as colunas em direção às paredes da caixa.

4.2.1.3 Distribuição de deformações

O comportamento do modelo também foi analisado quanto a distribuição de deformações verticais e horizontais. A Figura 4.25 apresenta o campo de deformações verticais para os modelos S125 no último estágio de tensão aplicada. De forma geral, as deformações apresentam valores negativos, indicando a compressão do sistema, representada em cor azul, uma vez que o modelo foi submetido a um ensaio de compressão confinada. Por conta disso, as regiões nas quais a deformação vertical é positiva apresentam valores próximos de zero e são representadas por tons de verde e amarelo.

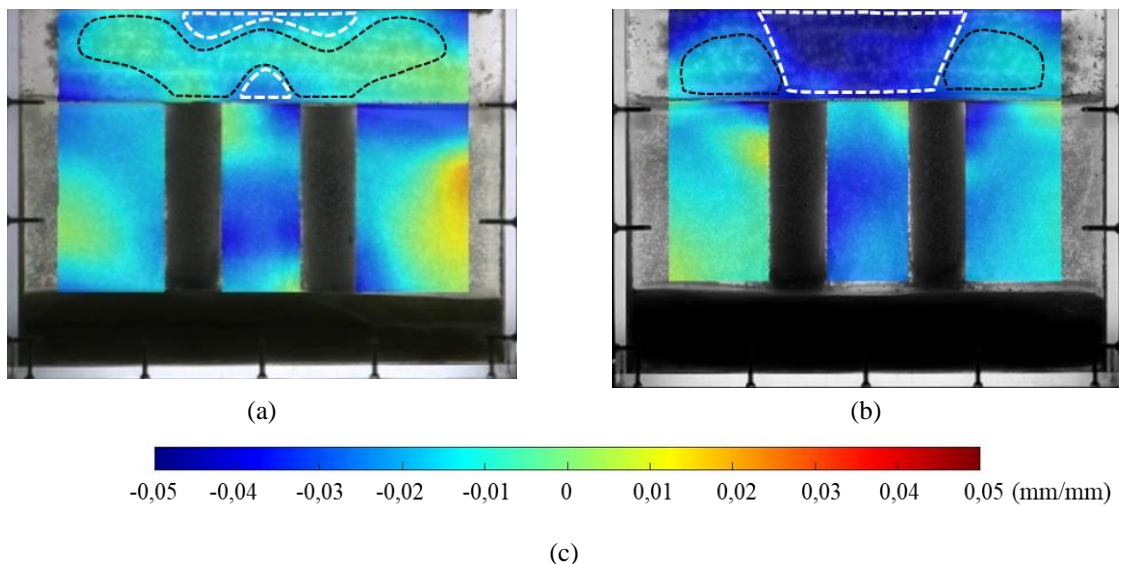


Figura 4.25. Campo de deformações verticais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.

Fonte: Autora.

De acordo com Khatami, Deng e Jaksa (2019), é comum que ocorra uma região de tração em forma triangular na massa de solo localizada sobre o espaço entre colunas e a zona de compressão seja restrita ao topo da camada granular (Figura 4.26), indicando a atuação do fenômeno de arqueamento do solo. Segundo os autores, essa zona de tração é formada devido à separação gradual do solo da região ativa em relação à massa estacionária.

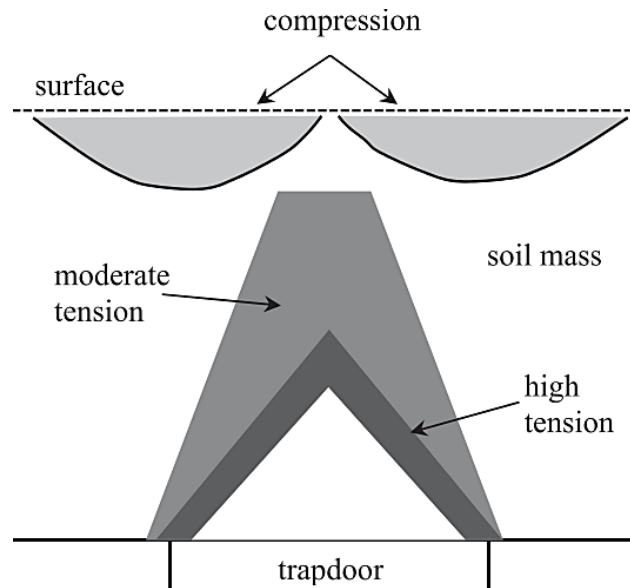


Figura 4.26. Esquema de representação de deformações verticais no solo em um equipamento de alçapão

Fonte: Adaptado de Khatami, Deng e Jaksa (2019).

Estas regiões são bem definidas no Modelo S125R00, como pode ser observado na Figura 4.25a. Já no modelo S125R01, essa zona de tração é substituída por uma grande região de compressão sobre as colunas. Isso acontece devido ao enrijecimento da plataforma por conta da inclusão do reforço geossintético nesse modelo, que reduz os deslocamentos verticais na região entre as colunas, impedindo o surgimento de recalques diferenciais que mobilizem o arqueamento do material granular da PTC.

De modo a complementar a análise da distribuição de deformações no modelo, foram estabelecidas duas seções para análise: uma horizontal, localizada na base da PTC (A-A), e outra vertical, no centro da camada de solo mole (B-B), indicadas na Figura 4.27. A partir dessas seções, foram traçadas curvas representando os valores das deformações verticais atuantes em cada estágio de carregamento.

A Figura 4.28 exhibe as deformações verticais na seção A-A dos modelos S125R00 e S125R01 para tensões aplicadas de 15 kPa, 20 kPa, 25 kPa, 30 kPa e 35 kPa. Observa-se que o aumento progressivo do carregamento não resultou em variações substanciais nas deformações

verticais na base da PTC no modelo sem reforço. No entanto, no modelo com reforço, o incremento na tensão aplicada gerou um leve aumento na compressão do solo na referida seção. Além disso, nota-se que as deformações verticais permanecem negativas em toda a seção ao longo de todo o processo de aplicação do carregamento para ambos os modelos.

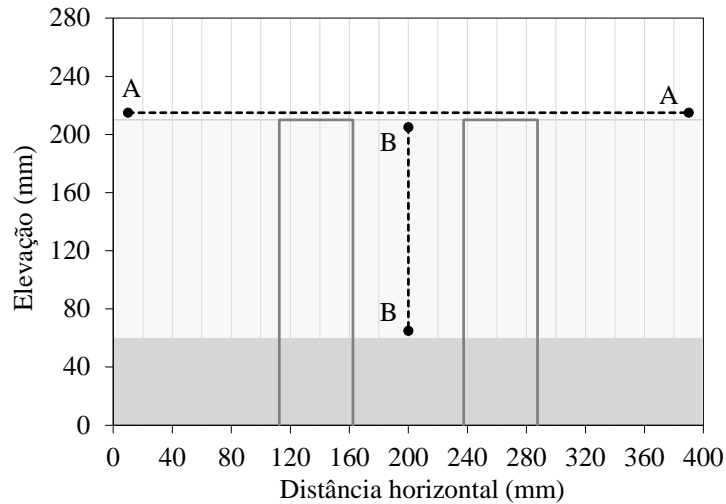


Figura 4.27. Esquema das seções definidas para análise de deformações e tensões verticais.

Fonte: Autora.

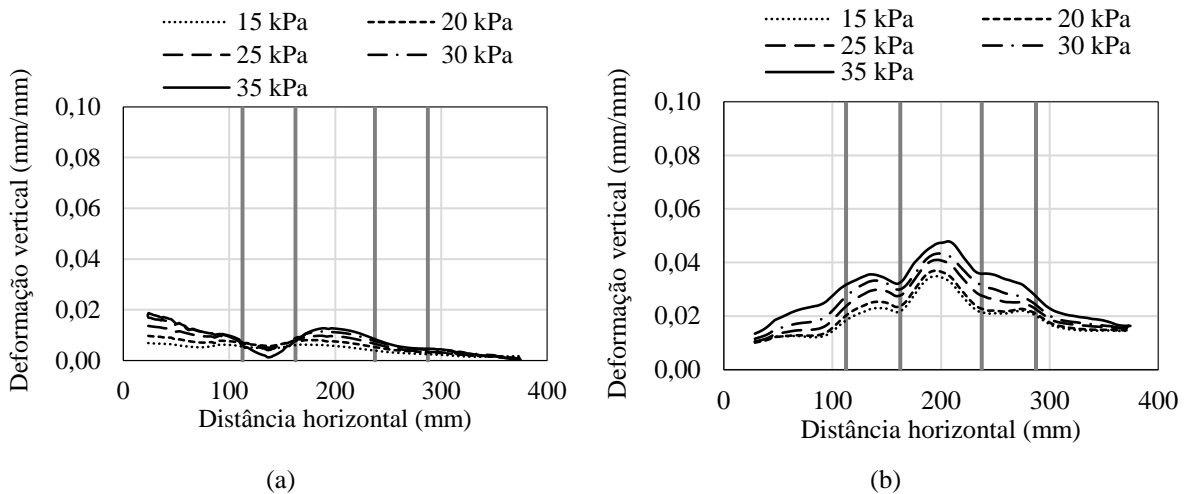


Figura 4.28. Deformações verticais na base da PTC– Seção A-A: (a) S125R00, (b) S125R01.

Fonte: Autora.

Em concordância com a Figura 4.25, Figura 4.28b mostra claramente o aumento das deformações, e conseqüentemente das tensões, na região central da PTC, sobre a camada de solo mole entre as colunas. Tendo em vista que o material granular da plataforma é consideravelmente mais rígido que o solo mole, o deslocamento vertical da plataforma na região

entre as colunas é maior para o modelo não reforçado. No entanto, no caso da PTC com reforço basal, o deslocamento da plataforma é restringido pela geogrelha de reforço (conforme observado na Figura 4.21), o que resulta no aumento da compressão da PTC nessa situação.

As deformações verticais da seção vertical B-B indicada na Figura 4.27, posicionada no centro da camada de solo mole, são exibidas na Figura 4.29. Observa-se, nos dois casos, uma concentração das deformações na região central do modelo. É importante citar que o modelo S125R01, mesmo com a presença do geossintético, apresentou maiores deformações que o modelo não reforçado.

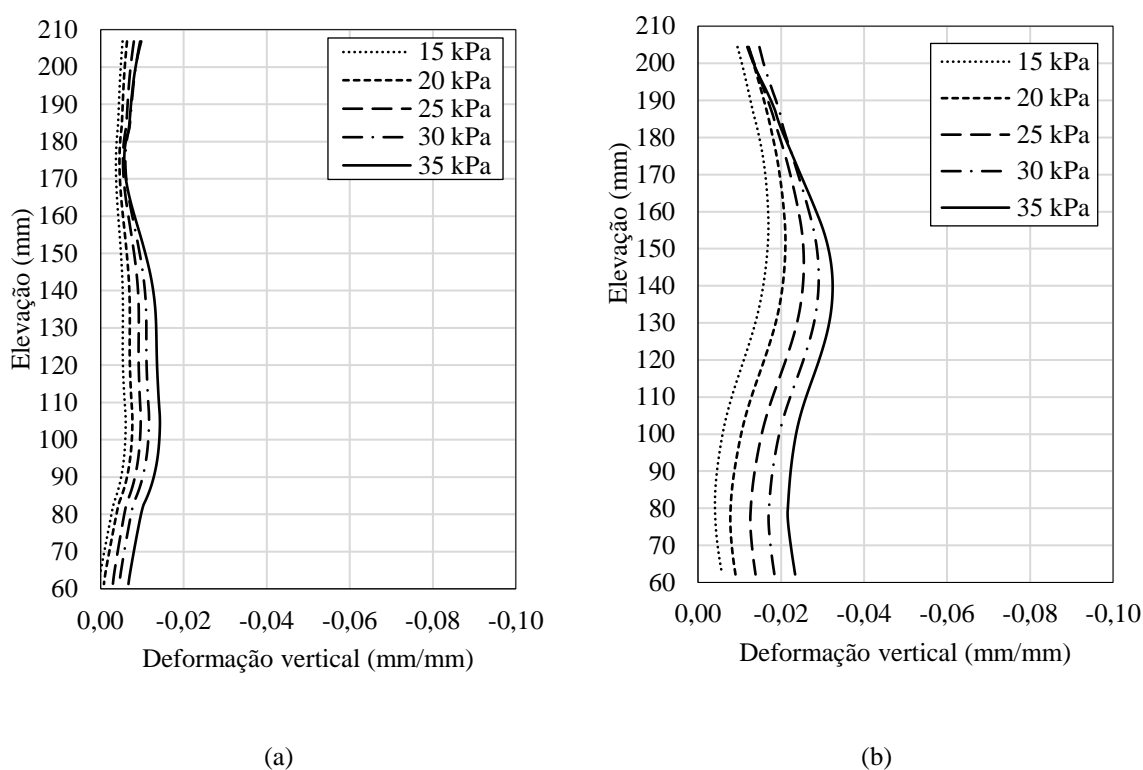


Figura 4.29. Deformações verticais no solo mole – Seção B-B: (a) S125R00, (b) S125R01.

Fonte: Autora.

O aumento na deformação na camada de solo mole se dá em decorrência da aproximação das colunas no modelo reforçado. No modelo sem a presença da geogrelha, o deslocamento lateral das colunas é superior, o que conseqüentemente gera um maior deslocamento lateral do solo mole na região entre colunas e uma redução compressão vertical do solo mole. Já no modelo reforçado, esse deslocamento lateral é reduzido e o solo mole é submetido a maiores deformações verticais.

Os campos de deformações horizontais dos modelos, correspondente ao último estágio de tensão aplicada, estão representados na Figura 4.30. Na camada de solo mole, a área em vermelho indica uma região de tração no centro do modelo, evidenciando o afastamento das colunas. Com a inclusão do reforço, essa região foi reduzida, resultando na diminuição do deslocamento horizontal das colunas. Ao analisar a PTC, é novamente observado um comportamento de flexão, com uma região de tração na base e uma região de compressão no topo. É perceptível a diminuição de ambas as regiões no modelo reforçado, indicando um aumento da rigidez da plataforma com a utilização do geossintético.

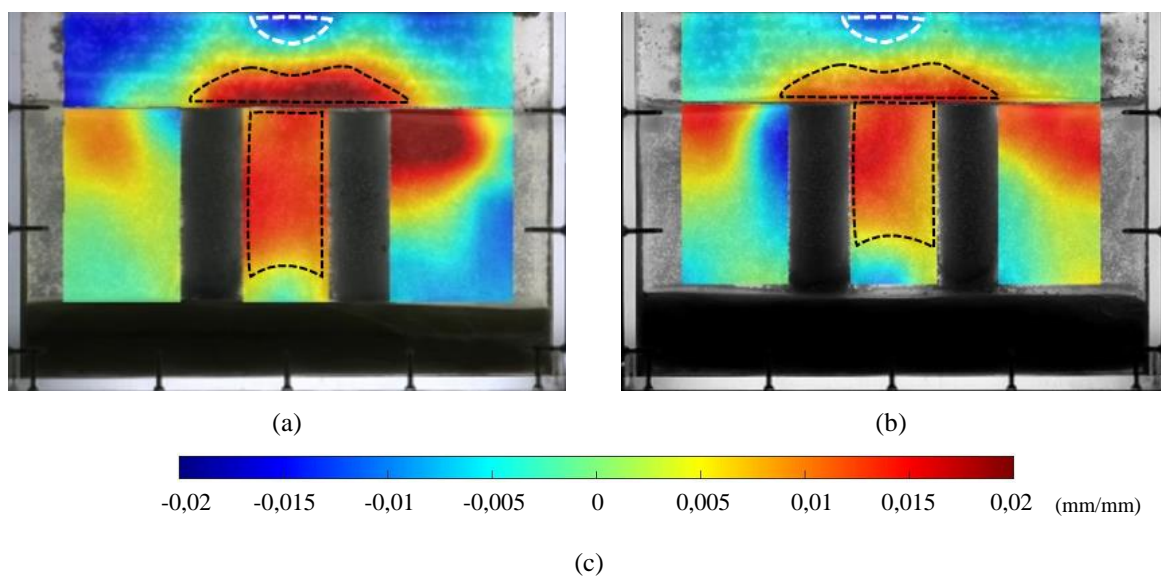


Figura 4.30. Campo de deformações horizontais: (a) S125R00, (b) S125R01, (c) Escala de cores.

Fonte: Autora.

Espera-se que a aplicação do reforço geossintético esteja diretamente associada à redução das tensões na camada de solo mole. A falta dessa redução pode ser explicada pela análise das deformações horizontais. Como observado no campo de deslocamentos horizontais dos modelos, apresentado na Figura 4.22, a ausência do reforço resultou em um maior deslocamento horizontal, ou seja, um maior afastamento das colunas. Dado que essa deformação horizontal foi menor na região central do modelo S125R01, as deformações verticais e, conseqüentemente, as tensões verticais observadas foram superiores ao modelo não reforçado. No entanto, ao analisar a transferência de tensões internamente no modelo, nota-se que a tensão atuante no solo mole não foi maior quando comparada ao modelo não reforçado, conforme esperado.

4.2.1.4 Transferência de tensões

A análise da transferência de tensões neste estudo baseia-se na teoria estabelecida para aterros apoiados sobre estacas. A transferência de tensões em aterros sobre estacas reforçado com geogrelhas pode ocorrer por meio de dois fenômenos principais: arqueamento do solo e efeito membrana do geossintético. O arqueamento do solo na camada granular de base dos aterros é resultado da transferência de tensões pela mobilização de tensões de cisalhamento do solo em uma superfície estabelecida entre a massa estacionária (acima das estacas) e a massa ativa localizada entre as estacas.

O outro mecanismo está relacionado à contribuição do reforço na transmissão de tensões transferidas pela massa ativa para as estacas. Ao receber essa tensão vertical, o reforço se deforma como uma membrana tensionada, e tensões de tração são mobilizadas pelo reforço e transferidas para as estacas. Esse fenômeno é conhecido como efeito membrana. Esses dois fenômenos desempenham um papel crucial na concentração das tensões aplicadas nas estacas granulares encamisadas, reduzindo assim as tensões a serem transferidas para a camada de solo mole. Como resultado, ocorre a redução dos recalques diferenciais no topo da camada granular. A Figura 4.31 ilustra os fenômenos combinados.

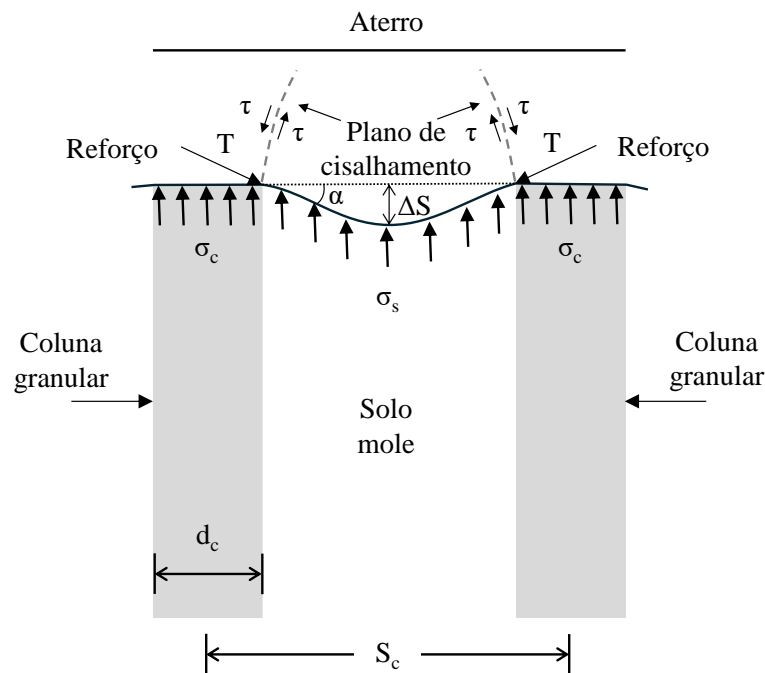


Figura 4.31. Mecanismos de transferência de cargas em aterros sobre colunas granulares

Fonte: Adaptado de Nguyen et al. (2023).

As cargas a serem transferidas dentro de um sistema de aterros sobre solos moles com colunas e reforçados com geogrelhas são comumente divididas em três componentes distintas. A componente A corresponde ao carregamento transferido diretamente para as colunas através do arqueamento do solo, enquanto a componente B representa o carregamento exercido sobre o reforço geossintético, que é transferido para as colunas pelo efeito membrana. Já a componente C é responsável por transmitir o carregamento para o solo mole. Um esquema ilustrativo da distribuição de cargas é apresentado na Figura 4.32 para melhor compreensão.

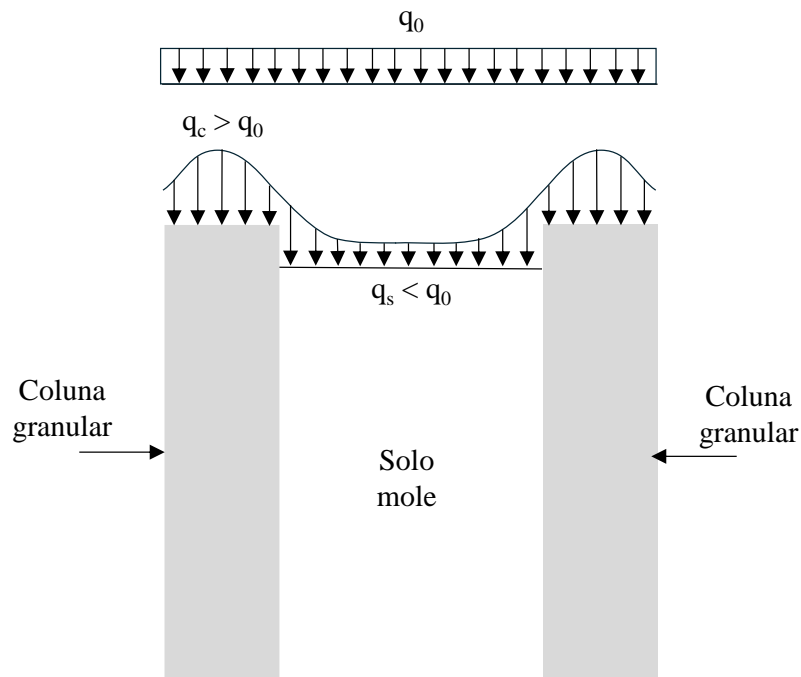


Figura 4.32. Esquema de distribuição de cargas em aterros sobre colunas granulares

Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2021).

A transmissão de tensões para as colunas granulares encamisadas pode ser avaliada por meio de uma taxa de concentração de tensões (SCR), definida pela razão entre as tensões transferidas para as colunas e as tensões transferidas para a camada de solo mole. Neste estudo, as tensões aplicadas na coluna foram medidas por meio de uma célula de tensões totais, enquanto a tensão transferida para o solo mole foi calculada utilizando a deformação medida por DIC e o módulo de rigidez da argila transparente medida no ensaio de compressão triaxial. A Figura 4.33 apresenta os valores de SCR calculados para cada nível de tensão aplicada nos modelos S125.

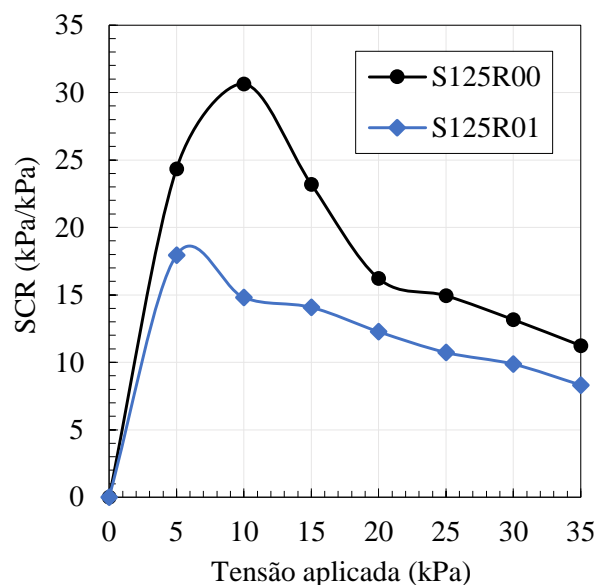


Figura 4.33. Variação da taxa de concentração de tensão (SCR) *versus* tensão total aplicada no modelo

Fonte: Autora.

Em ambos os modelos, é evidente que os maiores valores de SCR são alcançados nos estágios iniciais da aplicação de tensões e diminuem à medida que a tensão aplicada aumenta. Um comportamento semelhante foi observado por Debnath e Dey (2017b). Essa tendência ocorre devido às mudanças na rigidez axial do material da coluna granular sob compressão. A alta rigidez tangencial do material granular em uma pequena faixa de deformação axial, geralmente inferior a 0,1%, contribui para os altos valores iniciais de SCR durante os estágios iniciais de aplicação de tensão. No entanto, à medida que o tempo avança e a coluna se expande, a rigidez tangencial diminui, resultando em uma redução gradual na carga total suportada pela coluna granular e, conseqüentemente, uma diminuição no SCR ao longo do tempo.

Observa-se também que os valores de SCR para o modelo não reforçado são superiores aos valores obtidos para o modelo com reforço basal, principalmente nos estágios iniciais da aplicação de tensão. Isso ocorre devido à capacidade da geogrelha de reforço de impedir o deslocamento vertical da PTC no espaçamento entre as colunas, reduzindo assim os recalques diferenciais que são responsáveis pelo arqueamento do solo nesses estágios iniciais. No entanto, essa diferença diminui à medida que a tensão aplicada aumenta.

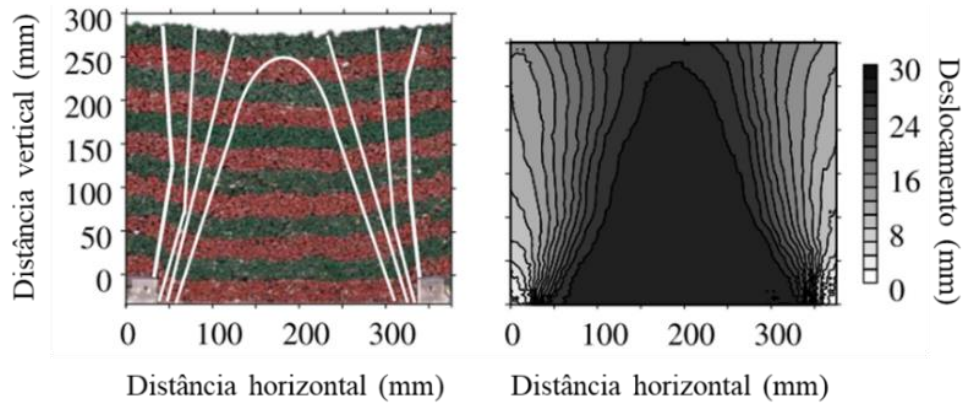
Debnath e Dey (2017b) notaram uma tendência crescente nos valores de SCR em modelos com reforço geossintético, sugerindo que a geogrelha de reforço é mais eficaz em maiores deformações. Esse comportamento não foi observado nos modelos S125R00 e S125R01 devido aos ensaios de compressão não atingirem altas tensões aplicadas devido à resistência máxima da caixa na qual os modelos foram abrigados. No entanto, a diminuição da

diferença entre os valores de SCR para os dois modelos ao longo da aplicação de tensões pode indicar um possível aumento do SCR do modelo reforçado em tensões superiores a 35 kPa.

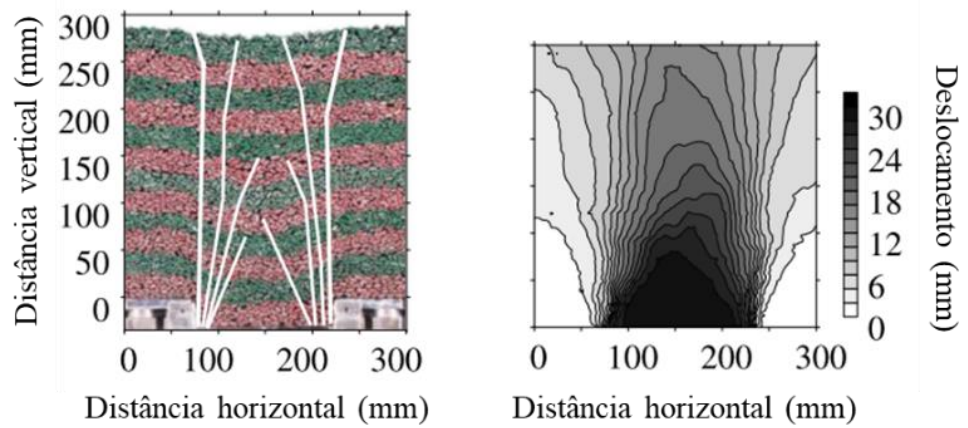
O arqueamento do solo é causado pela diferença de rigidez entre o solo mole e as colunas granulares encamisadas, resultando em recalques diferenciais na PTC. Esses recalques são responsáveis por criar um plano de cisalhamento, no qual a resistência ao cisalhamento do material granular é mobilizada e reduz as tensões transferidas para o solo mole e o reforço geossintético, enquanto o carregamento nas colunas aumenta. Esse fenômeno é facilmente observado no campo de deformações cisalhantes gerado pelo software Ncorr. Essa deformação é diretamente proporcional à distorção do material em um campo de deslocamentos bidimensional. No caso de aterros estaqueados, tal mecanismo é bastante evidente uma vez que a estaca é mais rígida. Em caso de colunas, consideradas semirrígidas, tal fenômeno é ainda desconhecido.

Em experimentos que utilizam equipamentos de alçapão, o padrão do plano de cisalhamento é associado às superfícies geradas no campo de deslocamentos verticais. Rui et al. (2019) identificam três possíveis padrões de desenvolvimento de arqueamento, utilizando a técnica PIV em experimentos de alçapão que simulam camadas granulares sobre apoios rígidos: o padrão de expansão triangular (TEP), o padrão de desenvolvimento em forma de torre (TDP) e o padrão de assentamento uniforme (ESP), como ilustrado na Figura 4.34. Padrões de deslocamento semelhantes foram observados por Jenck et al. (2014), Pardo e Sáez (2014) e Khatami, Deng e Jaksa (2019). Os padrões são identificados por conta da configuração da superfície de ruptura que surge entre a massa estacionária e a massa móvel da camada granular e de seu desenvolvimento à medida que o deslocamento vertical do alçapão aumenta.

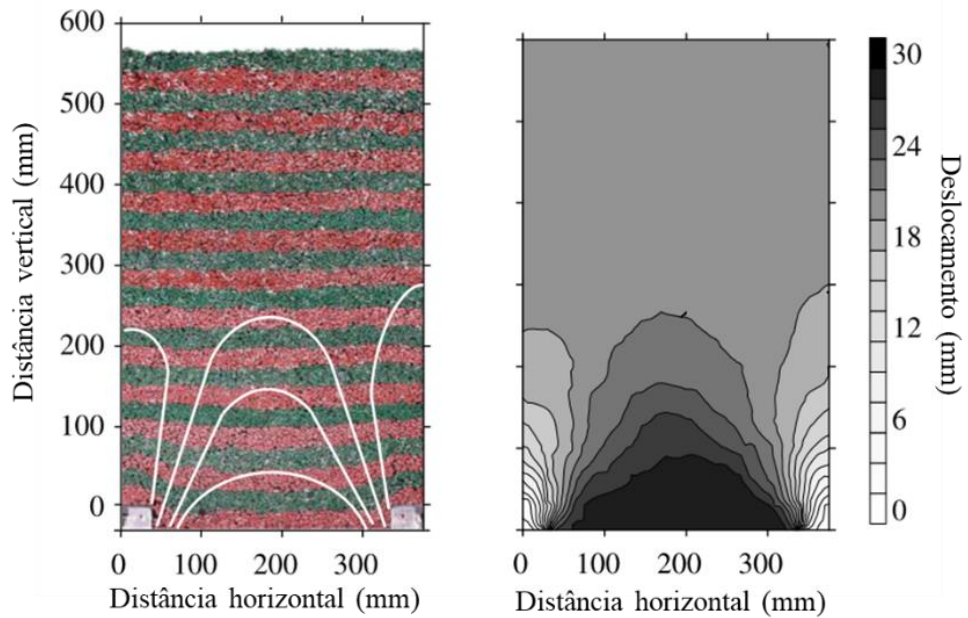
Em relação aos modelos analisados, não é possível identificar superfícies claramente definidas. Isso ocorre devido à redução da rigidez dos apoios em comparação com os apoios rígidos dos equipamentos de alçapão. O apoio da PTC sobre colunas granulares, sendo estas caracterizadas como apoios semirrígidos, resultam em uma diferença não significativa entre os recalques medidos na massa de solo sobre as colunas e na massa de solo sobre o solo mole, dessa forma, não há a formação de superfícies de ruptura no solo. Neste caso, são observadas zonas de máximos cisalhamento. Com base nesse entendimento, as zonas de máximo cisalhamento para os modelos S125 foram traçadas na Figura 4.35. As regiões de maiores valores de distorção são mostradas em vermelho e azul escuro, que se diferenciam apenas pela direção das distorções, e as regiões com valores próximos de zero são representadas pela cor verde.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.34. Padrões de deslocamento em três modelos de ensaio típicos: (a) TEP, (b) TDP, (c) ESP.

Fonte: Adaptada de Rui et al. (2019)

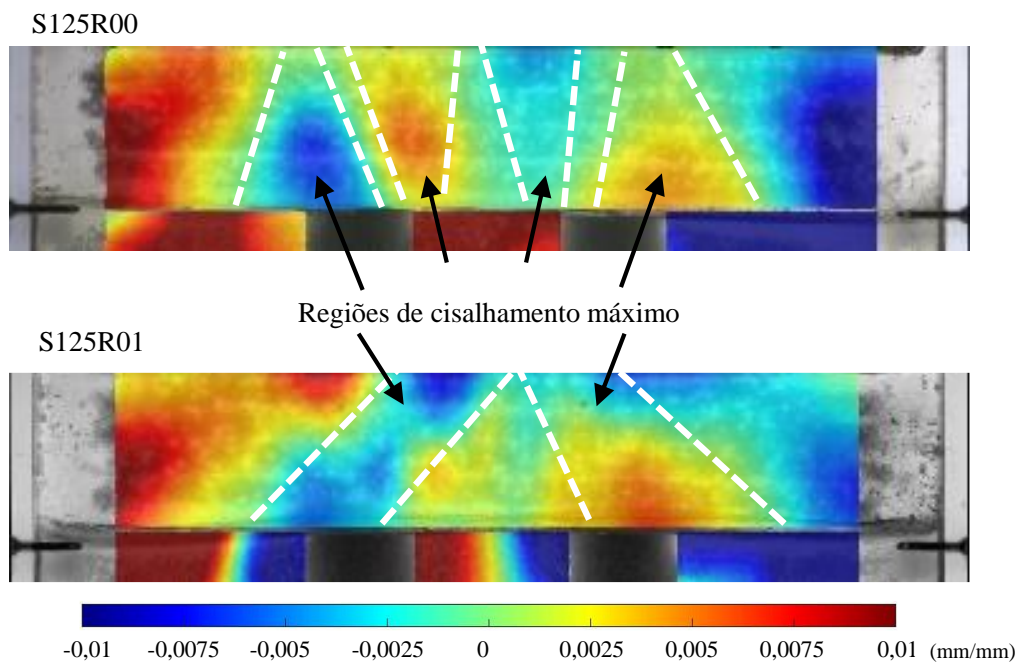


Figura 4.35. Campo de deformações xy – modelos S125

Fonte: Autora.

As regiões de cisalhamentos máximos traçadas no campo de deformações xy no modelo não reforçado (Figura 4.35a), exibem uma inclinação semelhante àquela descrita na Figura 4.31, e podem ser caracterizadas como um padrão de expansão triangular, devido a limitação do desenvolvimento do arqueamento por conta da altura da camada granular. Já no segundo modelo, a inclusão do reforço promoveu um enrijecimento da plataforma a ponto de evitar recalques diferenciais significativos entre as colunas granulares encamisadas e camada de solo mole entre colunas, os quais poderiam originar uma superfície de cisalhamento no espaço entre as colunas. Em vez disso, o cisalhamento ocorreu na região externa às colunas, onde a extensão horizontal da camada de solo mole é maior devido à largura fixa da caixa que abrigava o modelo.

A compreensão do comportamento da PTC reforçada pode ser corroborada a partir da análise das deformações da geogrelha utilizada como reforço basal. No que se trata do modelo reforçado, as deformações do reforço geossintético e as cargas de tração atuantes no material são mostradas na Figura 4.36. As deformações no material foram obtidas a partir da análise de imagem digital, enquanto as cargas de tração foram calculadas a partir da deformação do material, considerando a rigidez do material medida no ensaio de tração faixa larga.

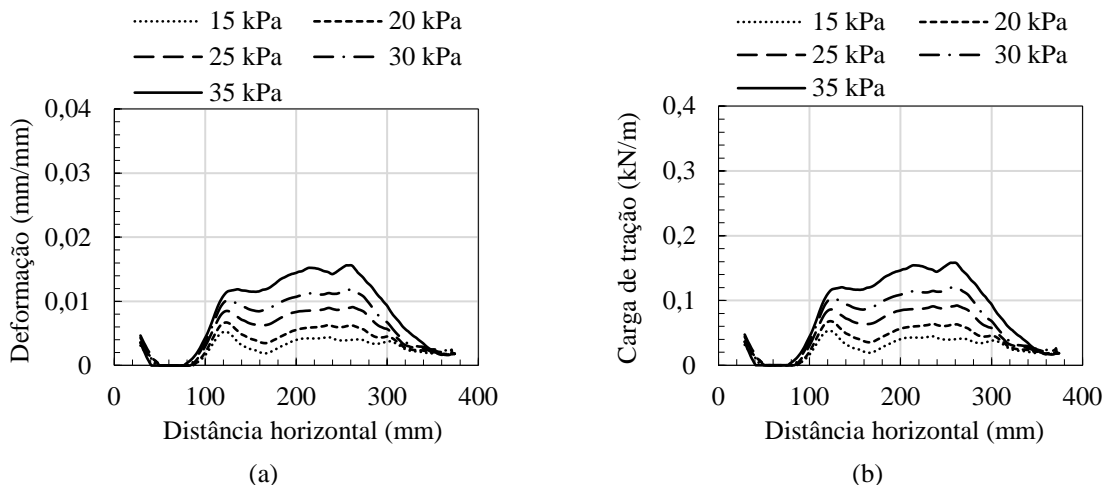


Figura 4.36. Reforço basal – S125R01: (a) Deformação, (b) Carga de tração

Fonte: Autora.

O efeito membrana do geossintético surge devido à deformação axial do reforço e é responsável por mobilizar a resistência à tração do material, permitindo que este atue como reforço. Para que essa resistência do material seja efetivamente mobilizada, é crucial que ocorra o intertravamento das partículas granulares da camada de solo compactado (PTC) com a geogrelha de reforço. Em sistemas onde uma camada horizontal de geogrelha é utilizada como elemento de reforço, a aplicação de uma carga faz com que as partículas do solo se espalhem, resultando em um deslocamento relativo entre o solo e a geogrelha. À medida que os grãos do solo ficam retidos nas aberturas da geogrelha, a resistência ao atrito na interface solo-geogrelha é mobilizada, limitando a deformação lateral no solo reforçado e, conseqüentemente, reduzindo a deformação vertical do solo (Das, 2011, Chen and Abu-Farsakh, 2015, Mehrannia et al., 2018, Shahmandi et al., 2023). Pode-se concluir que a geogrelha utilizada no modelo S125R01 atuou efetivamente como reforço no último estágio de carregamento do ensaio, que pode ser comprovado com base na diminuição dos deslocamentos verticais e redução das deformações e dos esforços transmitidos tanto para as colunas quanto para o solo mole de fundação.

4.2.2 Modelos S200

4.2.2.1 Distribuição de deslocamentos

Os modelos S200 apresentam as mesmas características gerais que os modelos S125, porém com aumento do espaçamento entre colunas para 200 mm. Da mesma forma conduzida para os modelos S125, os modelos S200 também foram avaliados sem a presença da geogrelha

na base do aterro e com uma camada de geogrelha. Diferente dos modelos S125, o modelo S200 foi testado com duas camadas de geogrelhas como estratégia de aumento de rigidez e resistência. Para diferenciar a nomenclatura de cada um dos modelos, esses foram chamados de S200R00, S200R01 (uma geogrelha) e S200R02 (duas geogrelhas). Os campos de deslocamentos verticais dos modelos S200 no último estágio de carregamento, para os três mencionados modelos, são apresentados na Figura 4.37. Os maiores deslocamentos são representados na cor vermelha, enquanto os menores deslocamentos são representados na cor azul.

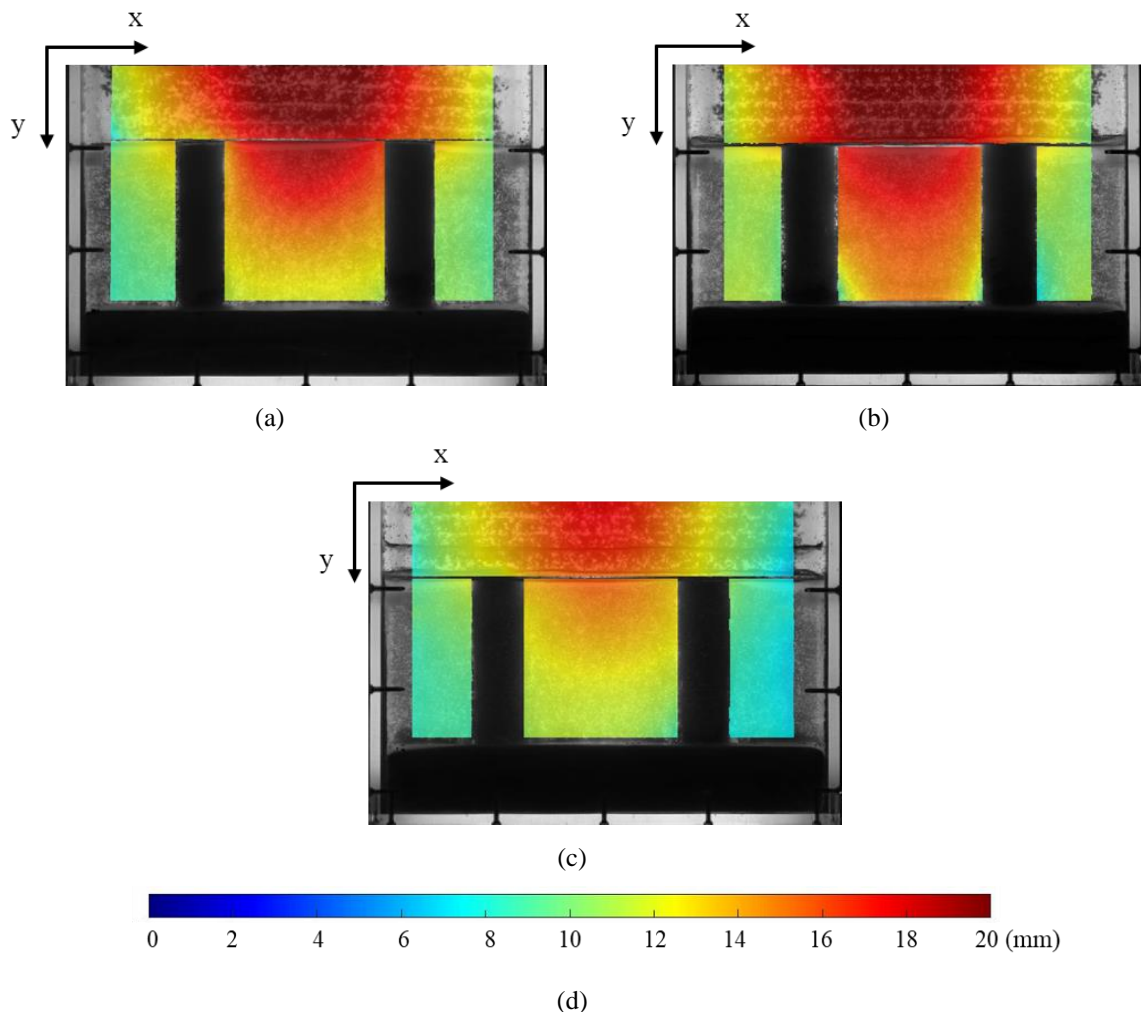


Figura 4.37. Campo de deslocamentos verticais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200 R02, (d) Escala de cores.

Fonte: Autora.

Observa-se que a incorporação de uma camada de geogrelha como reforço da plataforma não resultou em uma redução significativa nos recalques no topo da PTC e no topo do solo mole. No entanto, quando duas camadas de reforço são utilizadas, essa redução é notável, como pode ser visto no campo de deslocamentos verticais do modelo S200R02, na

Figura 4.37c. Para uma melhor visualização dos recalques no modelo, foram traçadas as curvas de deslocamentos verticais na região sobre as colunas e na região central do modelo sobre a camada de solo mole entre as colunas, para cada nível de tensão aplicada, conforme apresentado na Figura 4.38.

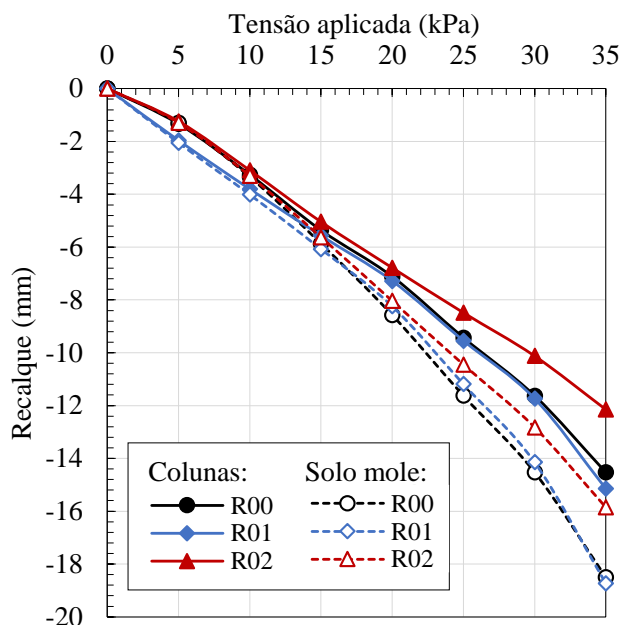


Figura 4.38. Curva tensão versus recalque: (a) No topo da PTC, (b) No topo da coluna granular encamisada, (c) No topo da camada de solo mole.

Fonte: Autora.

Nota-se que a inclusão de uma camada de reforço não foi suficiente para redução dos recalques no solo mole, uma vez que os modelos S200R00 e S200R01 apresentaram recalques com valores semelhantes. Já no topo das colunas, a inclusão do reforço resultou no aumento do recalque no último estágio de carregamento, o que pode ser resultado do enrijecimento da PTC e maior transferência de tensões para a coluna nesse modelo, o que será mais bem analisado nos próximos tópicos. Já no modelo S200R00, é perceptível que a presença das duas camadas de reforço atuou na redução de recalques tanto na região central do modelo, sobre a camada de solo mole, quanto no topo das colunas granulares, deixando claro a atuação do reforço no aumento da capacidade de carga do sistema.

Os campos de deslocamentos horizontais dos modelos em questão são mostrados na Figura 4.39. Ao analisar a camada de solo mole, nota-se que as colunas granulares estão sujeitas a forças horizontais que as empurram para fora, maiores do que aquelas observadas nos modelos S125, levando-as a se deslocar para as laterais da caixa e aumentando o espaçamento entre

colunas. Com o aumento do número de camadas de reforço, essas forças verticais são ligeiramente reduzidas.

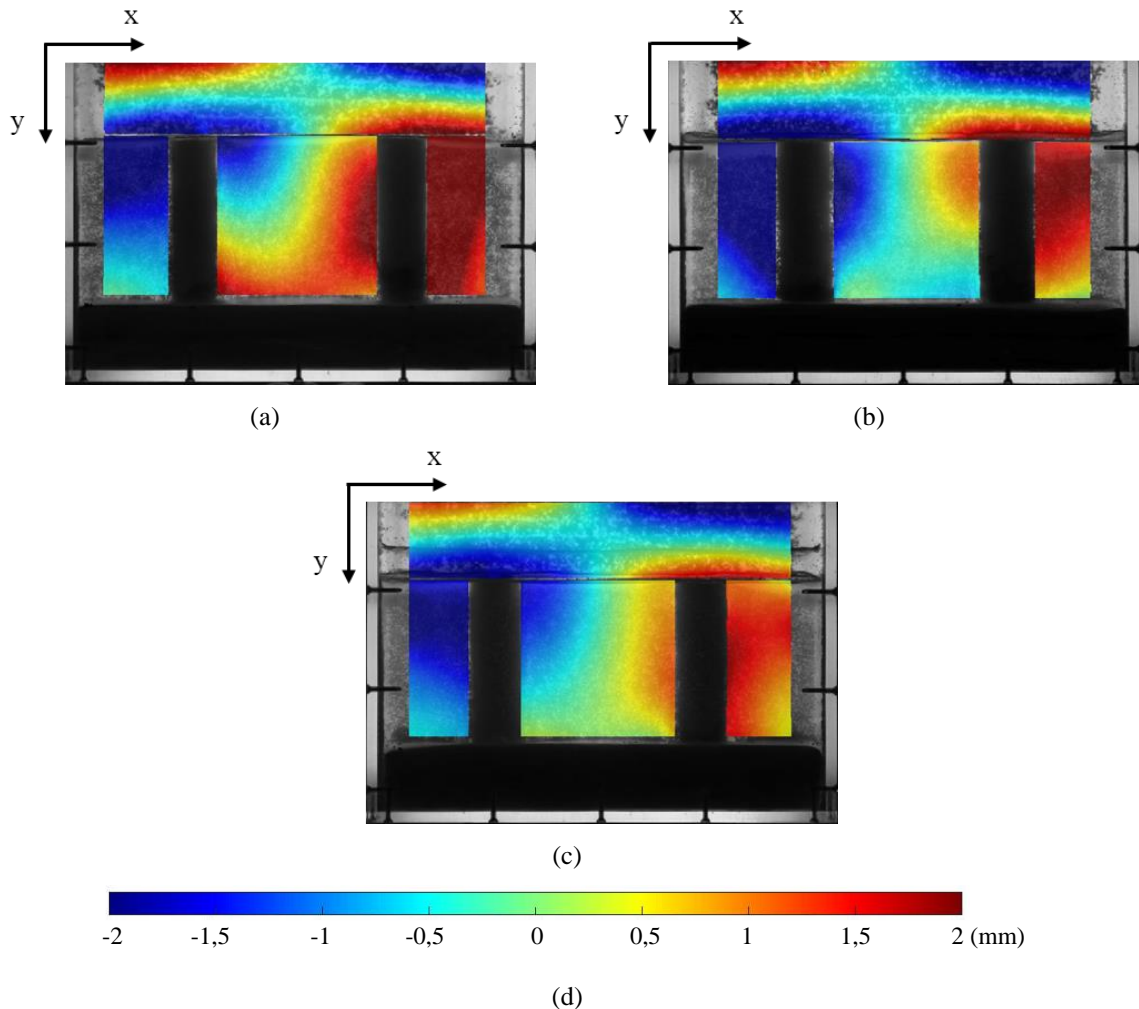


Figura 4.39. Campo de deslocamentos horizontais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.

Fonte: Autora.

Novamente observa-se uma dificuldade de se obter um padrão simétrico para o modelo não reforçado (Figura 4.39a), uma vez que a coluna C02, à direita, está recebendo maiores tensões horizontais quando comparada à coluna C01, à esquerda, o que é explicado por conta do maior nível de tensões que alcançam o solo mole na região central do modelo, e uma melhor distribuição dessas tensões nos modelos com a presença da geogrelha de reforço. A partir dos campos de deslocamentos horizontais dos modelos S200R01 e S200R02, percebe-se que os deslocamentos laterais das colunas são reduzidos à medida que a rigidez da PTC aumenta, sendo que no modelo com uma camada de reforço esses deslocamentos são concentrados na

região superior da coluna, enquanto no modelo com duas camadas de reforço os deslocamentos são distribuídos mais uniformemente ao longo de toda a profundidade.

4.2.2.2 Padrão de deformação da coluna granular

As deformações radiais das colunas granulares foram examinadas através dos gráficos apresentados na Figura 4.40, enquanto seus deslocamentos laterais são retratados na Figura 4.41. A coluna C01 corresponde à coluna da esquerda, enquanto a coluna C02 corresponde a coluna da direita de seus respectivos modelos. Ambas as colunas granulares do modelo S200R00 demonstraram deformações radiais significativas, as quais aumentaram progressivamente com a profundidade da coluna.

No modelo S200R01, mesmo com a presença da geogrelha, as colunas continuaram apresentando grandes deformações laterais, o que pode ser resultado do aumento do nível de tensões que são transferidas para a coluna por conta do enrijecimento da plataforma. Por outro lado, no modelo S200R02, é perceptível a redução do abaulamento de ambas as colunas, principalmente em sua região superior, e melhor distribuição da deformação ao longo da sua profundidade, o que está de acordo com o comportamento observado no modelo S125R01 e está em conformidade com relatos da literatura (CHEN et al., 2022; DEB; SAMADHIYA; NAMDEO, 2011; DEBNATH; DEY, 2017b, 2017a; MEHRANNIA et al., 2018; NAYAK et al., 2019; NAZARIAFSHAR et al., 2019).

Em relação ao deslocamento lateral, são evidentes os maiores deslocamentos das colunas no modelo S20R00, assim como a falta de simetria do modelo, já que foram medidos maiores deslocamentos horizontais para a coluna C01. Assim como aconteceu com as deformações radiais, os deslocamentos laterais das colunas diminuíram com o aumento do número de camadas de reforço geossintético.

Nos modelos S200R00 e S200R01, observou-se maiores deslocamentos laterais no topo dos elementos de coluna, enquanto no modelo S200R02, esse efeito foi reduzido, uma vez que os deslocamentos laterais foram mais uniformes ao longo de toda a profundidade da coluna, o que também foi observado nos modelos com menor espaçamento entre colunas. Chen et al. (2022) explica que o reforço basal é responsável por impedir a flexão para fora na parte superior das colunas granulares encamisadas, resultando também na redução dos deslocamentos laterais no topo das colunas.

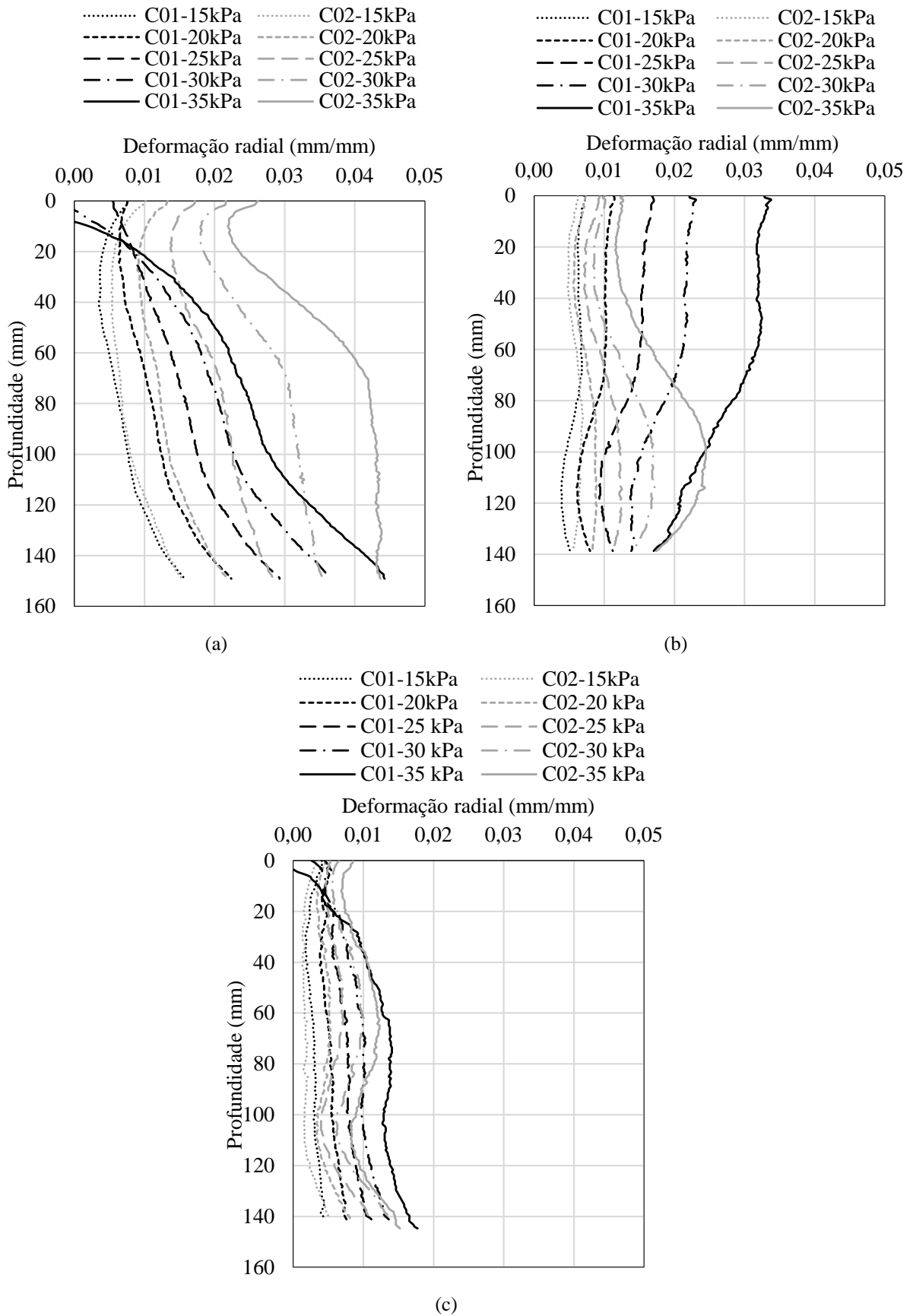


Figura 4.40. Deformação radial das colunas ao longo da profundidade: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.

Fonte: Autora.

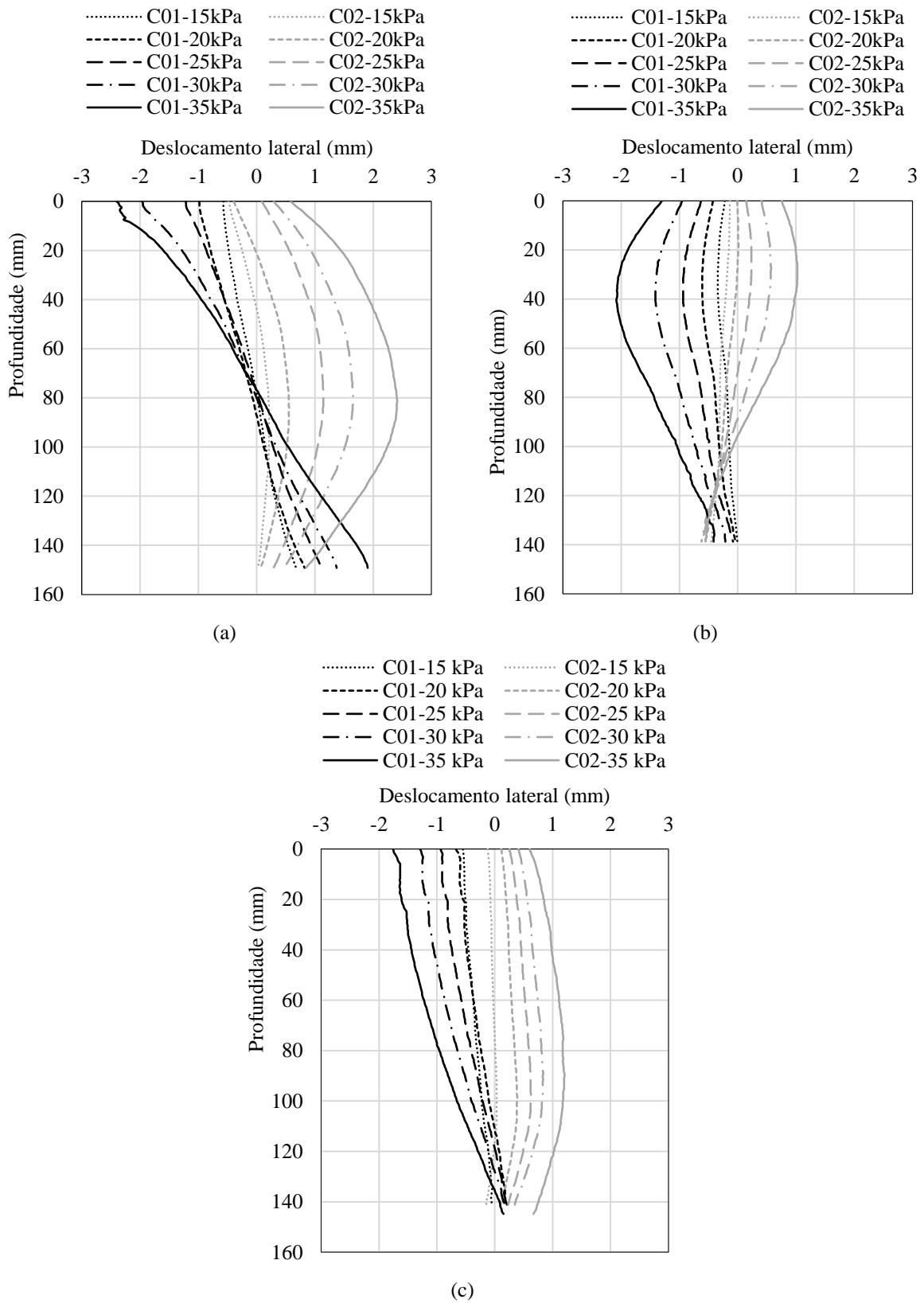


Figura 4.41. Deslocamento lateral das colunas: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.

Fonte: Autora.

4.2.2.3 Distribuição de deformações

Os campos de deformações verticais dos modelos S200, no último estágio de tensão aplicada, podem ser observados na Figura 4.42. As regiões em azul representam as áreas submetidas à compressão, enquanto o vermelho representa as regiões submetidas à tração. Novamente, observa-se uma predominância das regiões comprimidas, uma vez que o ensaio se trata de uma compressão confinada, por isso, as regiões com valores de deformação próximos de zero foram tratadas como zonas de tração.

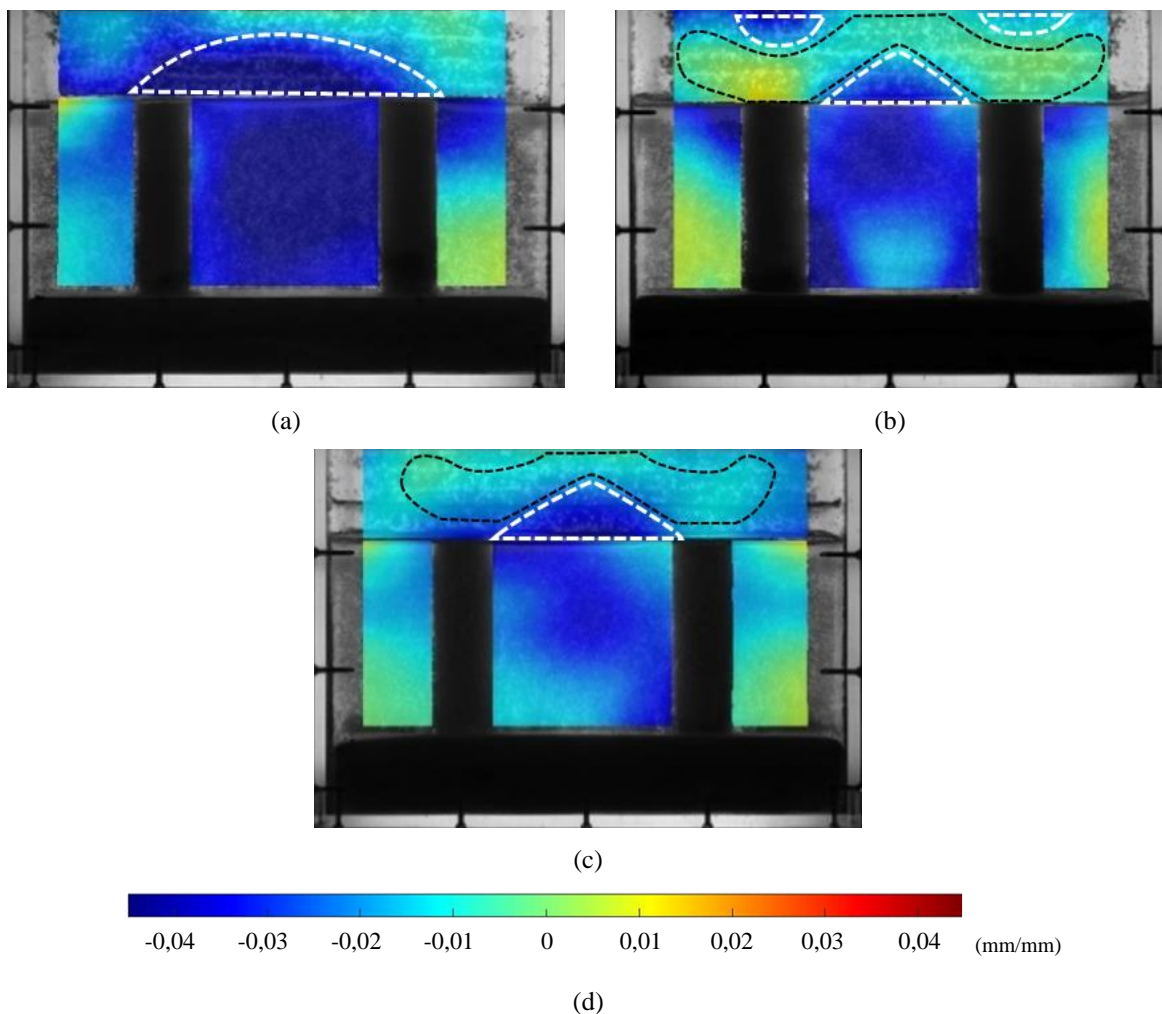


Figura 4.42. Campo de deformações verticais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.

Fonte: Autora.

Nos modelos reforçados, a região triangular de tração na plataforma de transferência de cargas, sobre o espaçamento entre colunas, é claramente definida, assim como a região de compressão em formato triangular na base, especialmente no modelo S200R01, no qual também

se nota duas pequenas zonas de compressão no topo da PTC, corroborando com as observações de Khatami, Deng e Jaksa (2019). Contudo, este padrão não é evidente no modelo S200R00, no qual uma extensa região de tensão de compressão pode ser observada. A partir disso, pode-se concluir que o arqueamento do solo é pouco mobilizado para o espaçamento entre colunas de 5D, quando não utilizado o reforço basal. Com a inclusão do reforço, o arqueamento do solo passa a ser mobilizado por conta do enrijecimento da plataforma. Já com a utilização de duas camadas de reforço, é observada uma redução do fenômeno de arqueamento, por conta do efeito membrana na camada superior de reforço.

Vale ressaltar que, embora o modelo S200R00 e o modelo S125R01 tenham exibido uma grande região de compressão na base da PTC, seus comportamentos divergem. No modelo com maior espaçamento, a região de compressão está localizada na base da plataforma, possivelmente devido à baixa rigidez da PTC não reforçada, dificultando a transferência de cargas por meio do fenômeno de arqueamento do solo. Em contraste, no modelo S125, a região de compressão se origina no topo, com a expansão da zona de compressão visualizada nos demais modelos, devido ao aumento na transferência de cargas nessa região, resultante do enrijecimento da plataforma. Assim, apesar das semelhanças visuais, as causas subjacentes a esses padrões são opostas nos dois modelos.

Assim como foi feito para os modelos S125 (Figura 4.27), foram estabelecidas duas seções para a análise das deformações verticais: uma horizontal na base da PTC (Figura 4.43) e uma vertical no centro da camada de solo mole (Figura 4.44). Ao analisar as deformações na seção A dos modelos reforçados, nota-se um aumento dos valores na região central do modelo, enquanto as deformações no topo das colunas são reduzidas com o aumento da carga aplicada no modelo. Esse padrão é claramente observado em ambas as colunas do modelo S200R01 e pode ser notado na coluna 2 do modelo S200R02, o que corrobora com as zonas de tração observadas no campo de deformações verticais, caracterizando o fenômeno de arqueamento do solo. Já no modelo S200R00, embora sejam observadas maiores deformações na região central do modelo, os valores são praticamente iguais nas áreas sobre as colunas e sobre o espaçamento entre as colunas.

Observando as deformações na seção B-B (Figura 4.44), percebe-se que o modelo não reforçado apresentou maiores deformações no solo mole e que estas se concentraram na região central da camada, o que foi evidenciado no último estágio de carregamento. Já nos modelos reforçados, é perceptível a diminuição das deformações verticais em comparação com o modelo

anterior, sendo os valores máximos concentrados no topo da camada de solo mole e reduzindo até os valores mínimos em sua base.

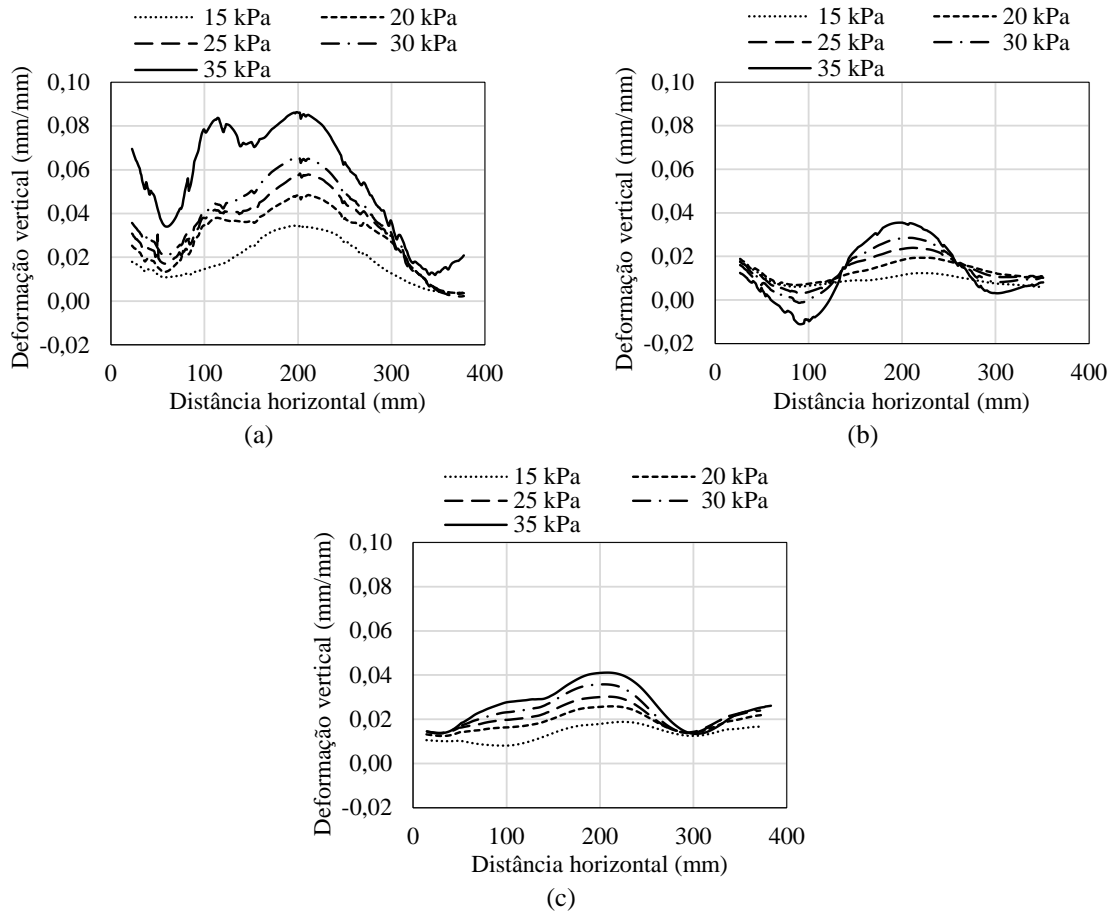


Figura 4.43. Deformações verticais na base da PTC – Seção A-A: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.

Fonte: Autora.

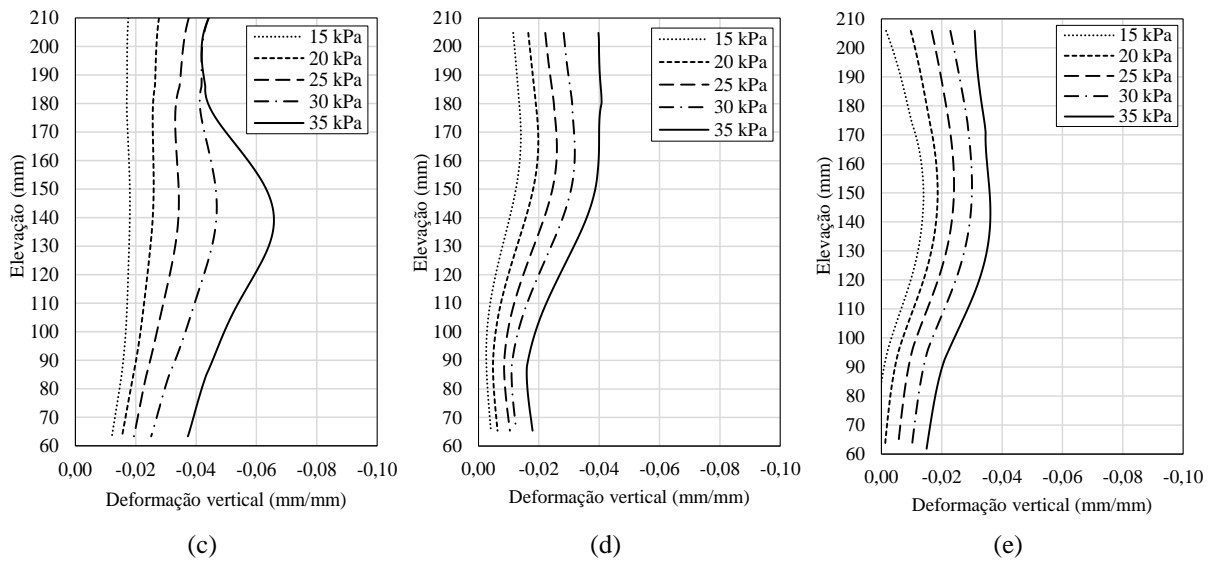


Figura 4.44. Deformações verticais no solo mole – Seção B-B: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02.

Fonte: Autora.

Para uma melhor análise dos esforços atuantes na camada de solo mole, é importante observar o campo de deformações horizontais dos modelos S200, ilustrados na Figura 4.45, na qual as regiões em vermelho indicam zonas de tração, enquanto as zonas de compressão são mostradas em azul.

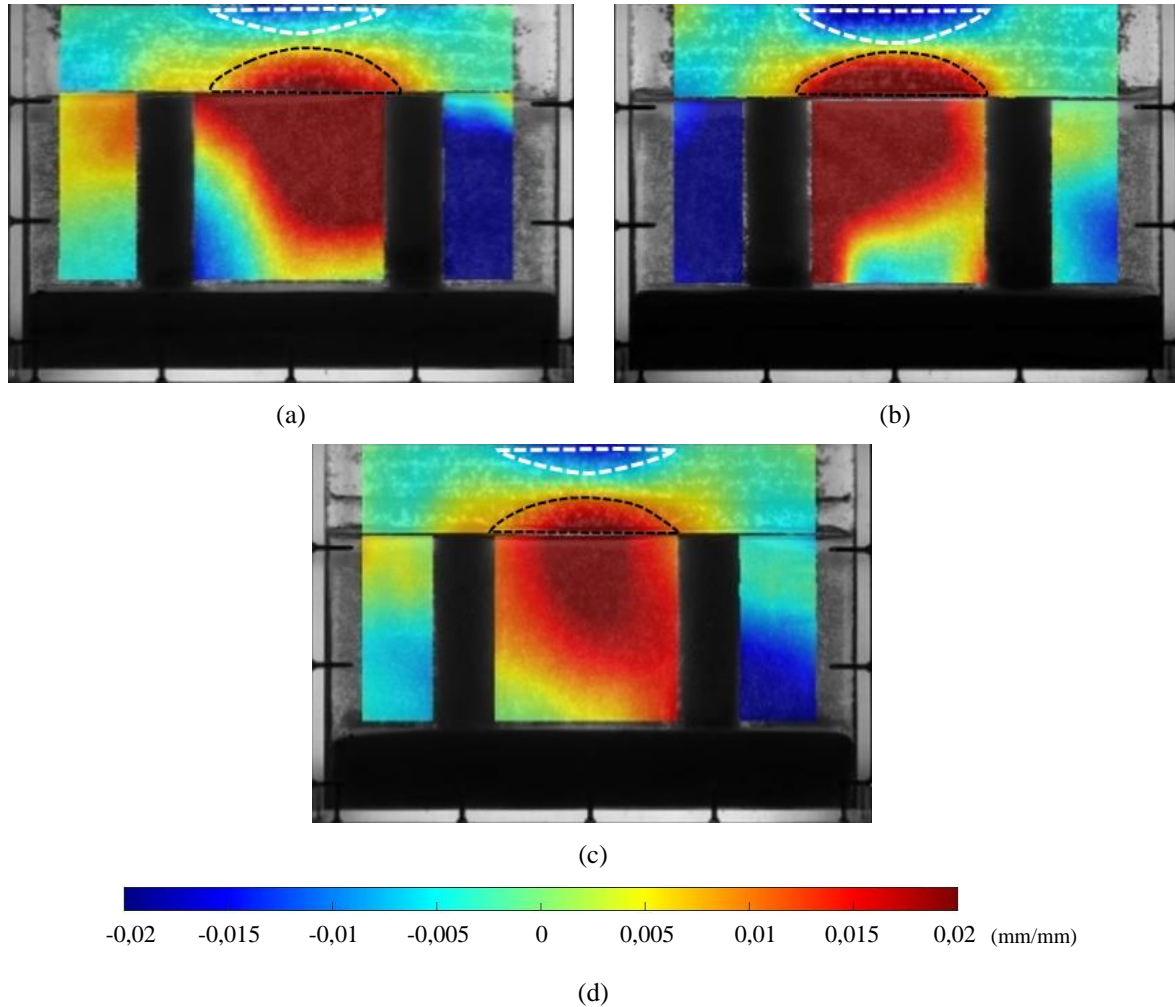


Figura 4.45. Campo de deformações horizontais: (a) S200R00, (b) S200R01, (c) S200R02, (d) Escala de cores.

Fonte: Autora.

É evidente uma redução da área submetida à tração no centro da camada de solo mole com a inclusão do reforço geossintético, sendo essa redução mais pronunciada no modelo S200R02, que emprega duas camadas de reforço. Na camada granular, observa-se novamente o comportamento de flexão nos três modelos, com uma zona de tração na base da plataforma e uma zona de compressão em seu topo. Ao contrário dos modelos S125, a diminuição das tensões no solo mole nos modelos S200 com a inclusão de camadas de geogrelhas é evidente tanto no campo de deformações verticais quanto no campo de deformações horizontais. Isso se

deve à maior eficácia do geossintético como reforço, o que pode ser comprovado pelo nível das deformações por tração na base da PTC, que são mais significativas nos modelos com maior espaçamento entre colunas, mobilizando maior resistência à tração do material. A discussão mais detalhada sobre o mecanismo envolvido na atuação da geogrelha como reforço será abordada no próximo tópico.

4.2.2.4 Transferência de tensões

A análise da transferência de tensões nos modelos S200 também levou em consideração a influência do arqueamento do solo da PTC e do efeito membrana do geossintético como os principais mecanismos envolvidos no problema. Com base nisso, a transmissão de tensões para as colunas é avaliada por meio do fator SCR, plotado na Figura 4.46 em comparação com os modelos S125.

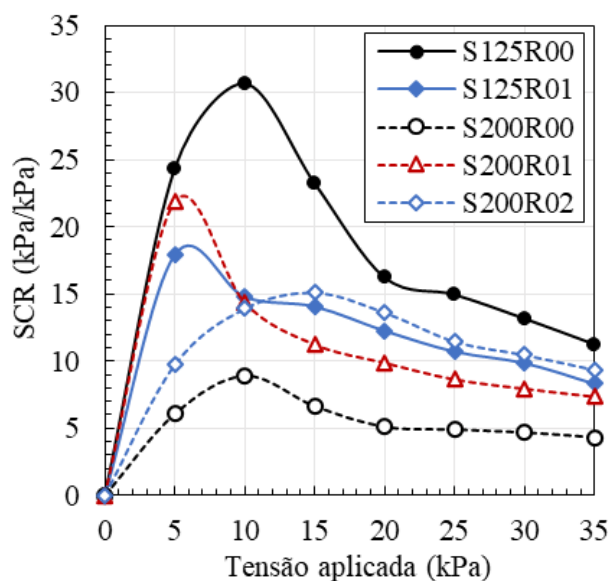


Figura 4.46. Variação da taxa de concentração de tensão (SCR) versus tensão total aplicada nos modelos S125 e S200

Fonte: Autora.

Em relação aos modelos S200, percebe-se que o valor de SCR inicial é menor no modelo não reforçado, e maior no modelo com apenas uma camada de reforço, uma vez que neste modelo foi observado uma maior atuação do arqueamento do material granular da PTC. Ao longo da aplicação de tensão, o modelo S200R00 apresenta uma pequena redução do valor de SCR, seguido de valores praticamente constantes até o último estágio de carregamento. A

redução do SCR é associada à redução da rigidez da coluna granular encamisada e os valores constantes se dão pela ausência do reforço basal.

O modelo S200R01, apesar de apresentar um alto valor de SCR no primeiro estágio, esse valor sofre uma grande redução até o último estágio de aplicação de carregamento, o que pode sugerir que uma única camada de reforço não é suficiente para garantir a eficiência das colunas granulares encamisadas com espaçamento entre colunas igual a 5D. Já quando é observado o modelo S200R02, percebe-se um aumento do SCR nos primeiros estágios, o que pode ser compreendido como início da atuação do reforço geossintético, que ultrapassa o SCR do modelo com uma única camada de reforço geossintético, o que indica que, mesmo que não tenha uma influência visível nos primeiros estágios, a utilização de duas camadas de reforço atua na melhoria da eficiência das colunas granulares encamisadas quando a tensão aplicada é aumentada.

Um ponto importante a se observar é que o SCR para o modelo S220R02 se mostrou levemente superior ao medido para o modelo S125R01, no estágio de tensões utilizado, o que pode indicar que a utilização de duas camadas de geogrelha no reforço de PTCs sobre colunas granulares encamisadas pode permitir o aumento do espaçamento entre colunas, sem que sua capacidade de carga seja comprometida, o que geraria benefícios econômicos, além de reduzir o tempo de construção desses aterros.

Para permitir a observação do desenvolvimento do arqueamento do material granular, foram delimitadas as zonas de cisalhamento máximo da camada granular, com base no campo de deformações xy , que podem ser observadas na Figura 4.46. As regiões de maiores valores de distorção são mostradas em vermelho e azul escuro, que se diferenciam apenas pela direção das distorções, e as regiões de baixa distorção, com valores próximos de zero, são representadas pela cor verde.

Mais uma vez, nota-se a presença de zonas de cisalhamento com configurações semelhantes às observadas nos modelos S125. Em todos os modelos os planos de cisalhamento apresentam configuração inclinada, semelhante ao padrão de deformação triangular, evidenciando a atuação do fenômeno de arqueamento do solo. As zonas de cisalhamento máximo no modelo não reforçado são mais bem definidas, isso ocorre porque a região central da PTC recebe maiores tensões neste caso. Mesmo a contribuição do arqueamento sendo nítida nos três modelos, percebe-se uma redução no valor das distorções medidas nas PTCs dos modelos reforçados, indicando a redução da atuação do arqueamento pela inclusão do reforço que passa a transferir as tensões pelo efeito membrana.

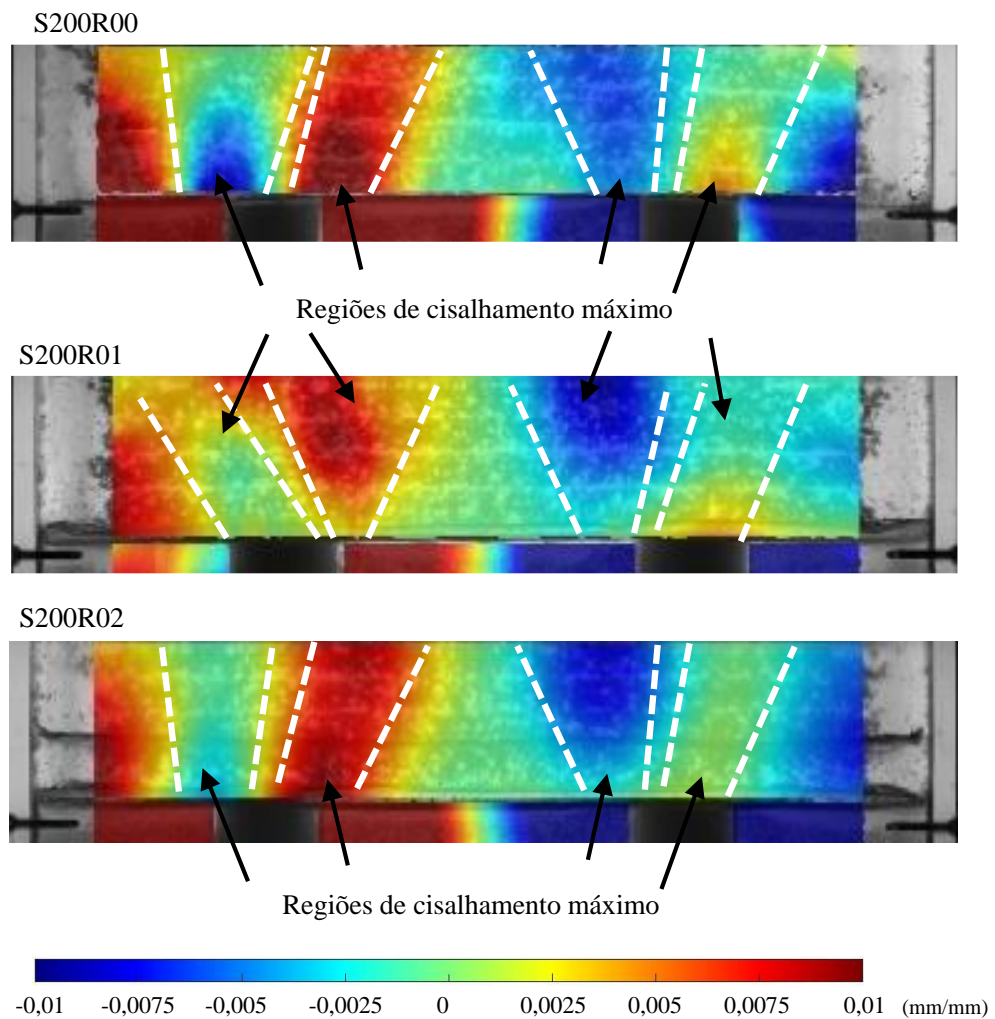


Figura 4.47. Campo de deslocamentos verticais – modelos S200

Fonte: Autora.

Em relação à geogrelha de reforço, as deformações e cargas de tração mobilizadas são mostradas na Figura 4.48 para o modelo S200R01 e na Figura 4.49 para o modelo S200R02. A geogrelha de reforço do modelo S200R01 se encontra na base da PTC, enquanto para o modelo S200R02 o reforço 1 corresponde a geogrelha da base da PTC e o reforço 2 está localizado 1cm acima do reforço 1.

Nota-se que a mobilização de cargas pelo reforço nos dois modelos é semelhante, uma vez que, quando somadas as cargas de tração mobilizadas pelas duas camadas de geogrelha no modelo S200R02, estas demonstraram um maior valor de carga de tração próxima à medida para o reforço do modelo S200R01. Apesar disso, a presença das duas camadas pode ter resultado em um intertravamento mais eficiente das partículas granulares da plataforma, o que, por sua vez, resulta em uma maior mobilização da resistência ao atrito na interface solo-geogrelha, explicando a redução de tensões transferidas para o solo mole no modelo S200R02.

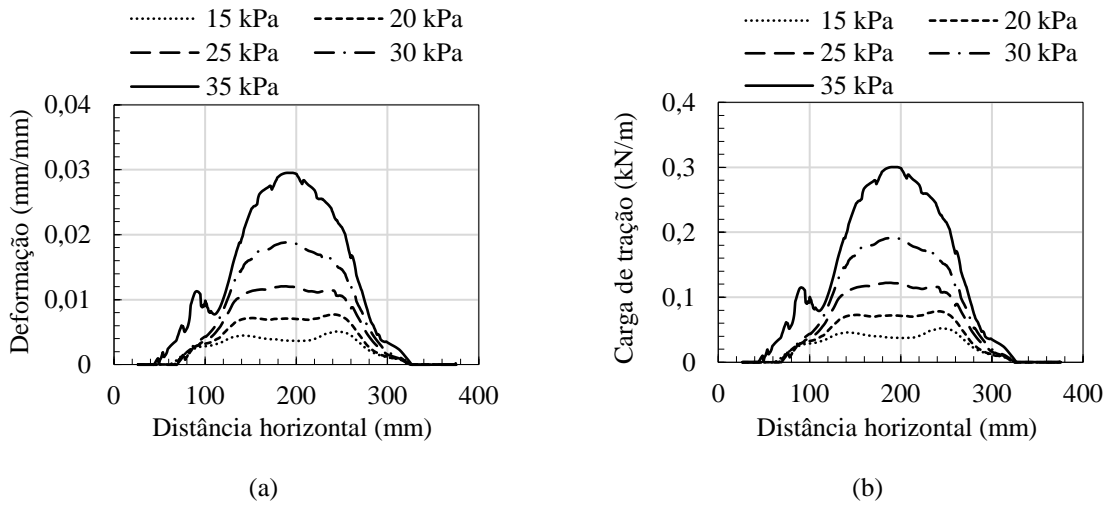


Figura 4.48. Reforço basal – S200R01: (a) Deformação, (b) Carga de tração

Fonte: Autora.

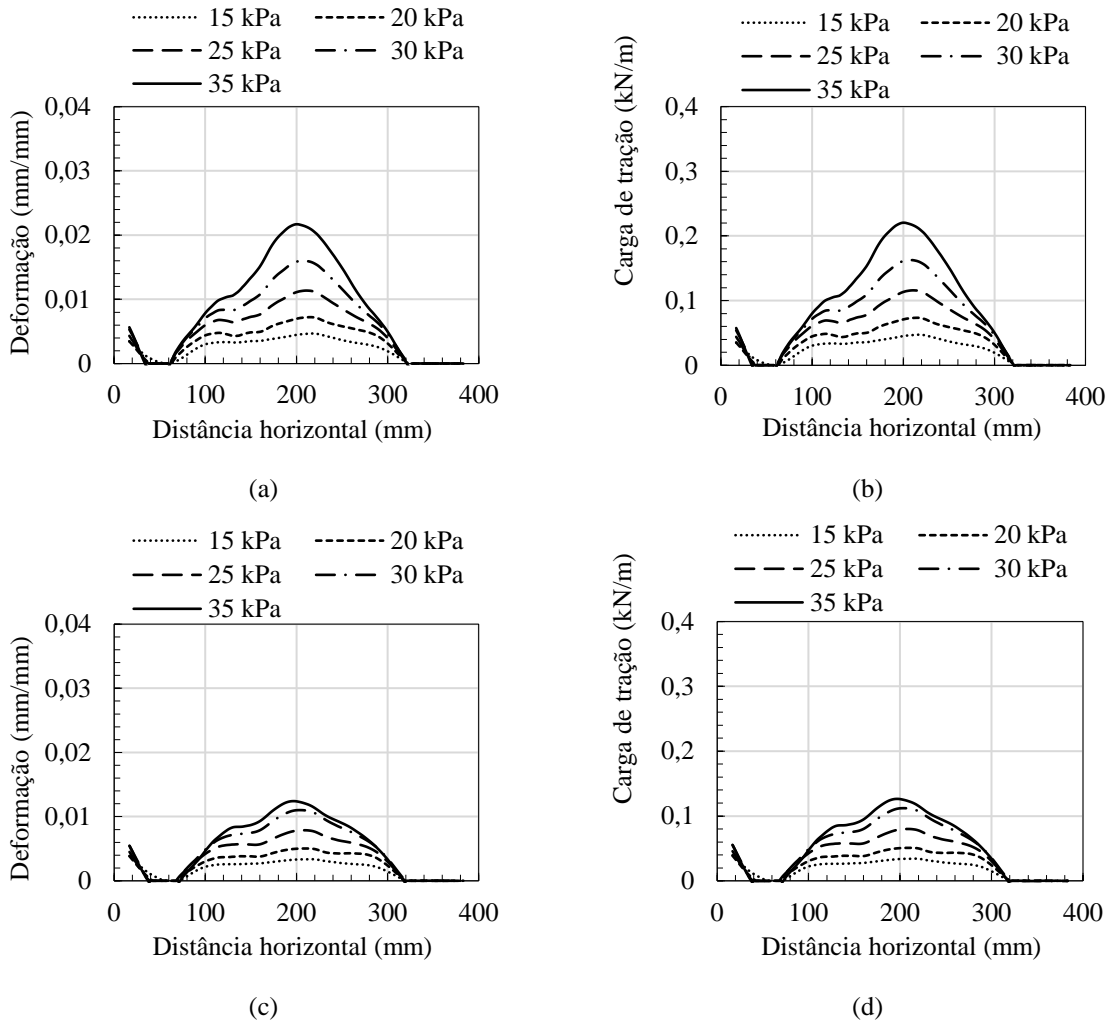


Figura 4.49. Reforço basal – S200R02: (a) Deformação – Reforço 1, (b) Carga de tração – Reforço 1, (c) Deformação – Reforço 2, (d) Carga de tração – Reforço 2

Fonte: Autora.

Outro fator que pode ter influenciado na transferência de tensões é a posição da segunda camada de reforço, que se encontra a uma distância vertical de 1cm da primeira camada. Com base nisso, a inclusão da geogrelha como uma camada superior na plataforma atuou de forma mais eficiente no enrijecimento da PTC, o que também foi observado por Ghosh et al. (2017). Os autores constataram que a utilização de uma única camada de reforço geossintético com rigidez equivalente a duas camadas menos resistentes não resulta no mesmo recalque da PTC e na tensão mobilizada pelo reforço quando comparado a duas camadas menos resistentes. Isso implica que, além da resistência e rigidez do reforço, o arranjo e a distribuição das camadas de reforço impactam no comportamento da plataforma.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo visou o desenvolvimento de modelos físicos em escala reduzida (1:10) de aterros com plataforma de transferência de cargas reforçada com geossintéticos apoiada sobre solo mole melhorado com colunas granulares encamisadas, com o auxílio da técnica de modelagem com solos transparentes, tendo como intuito a compreensão dos mecanismos envolvidos na transferência de cargas que atuam nesse sistema. Além disso, buscou-se avaliar o impacto do enrijecimento da PTC com o uso de camadas de reforços geossintéticos na distribuição de cargas para as colunas e para o solo mole de fundação e investigar o efeito do espaçamento entre as colunas granulares encamisadas, assim como analisar os mecanismos do arqueamento do solo e o efeito membrana do reforço geossintético.

Dessa forma, a partir dos resultados obtidos na presente pesquisa, pode-se concluir que:

- De maneira geral, a utilização da geogrelha como reforço geossintético da plataforma de transferência de carga conseguiu reduzir os deslocamentos verticais tanto nos modelos S125 quanto nos modelos S200;
- O enrijecimento da PTC foi visível com a inclusão de uma camada de reforço nos modelos S125, resultando na diminuição de recalques totais e diferenciais, enquanto foram necessárias duas camadas nos modelos S200 para que essa redução fosse notória;
- O abaulamento e o deslocamento lateral do topo das colunas foi reduzido com a utilização do reforço basal, uma vez que este atua na distribuição das tensões ao longo da profundidade da coluna;
- Os modelos S125R00, S200R01 e S200R02 apresentaram uma região triangular de tração bem definida no centro da camada granular, em concordância com estudos relatados na literatura. Por outro lado, os modelos S125R01 e S200R00 exibiram padrões diferentes devido às mudanças na transferência de cargas desses modelos;
- Em todos os modelos, o fenômeno de arqueamento do solo na camada granular (PTC) foi evidente, uma vez que as cargas transferidas para as colunas foram superiores às que alcançaram a camada de solo mole;
- Pode-se concluir que a geogrelha utilizada na PTC atuou efetivamente como reforço, o que foi demonstrado pela diminuição dos deslocamentos verticais e pela redução das deformações e dos esforços transmitidos tanto para as colunas quanto para o solo mole de fundação;

- A utilização de duas camadas de reforço (modelo S200R02) teve um melhor resultado do que a aplicação de uma única camada (modelo S200R01), quanto à diminuição de tensões transferidas para a camada de solo mole, mesmo a carga de tração atuante nos reforços sendo equivalente nos dois modelos, por conta do posicionamento da segunda camada de reforço na plataforma;
- A inclusão de duas camadas de reforço de geogrelha em PTCs em colunas granulares revestidas pode permitir um maior espaçamento entre colunas sem comprometer a capacidade de carga da coluna, potencialmente levando a benefícios econômicos e redução do tempo de construção;
- Em geral, os modelos físicos elaborados foram eficazes na simulação do problema em questão, proporcionando resultados relevantes para o entendimento dos mecanismos de transferência de cargas atuantes em aterros sobre solos moles construídos sobre colunas granulares encamisadas com plataforma de transferência de cargas.

REFERÊNCIAS

ABDELHAMID, M.; ALI, N.; ABDELAZIZ, T. **A Literature Review of Factors Affecting the Behavior of Encased Stone Columns**. [s.l.] Springer International Publishing, 2023. v. 41

ABDULLAH, C. H.; EDIL, T. B. Behaviour of geogrid-reinforced load transfer platforms for embankment on rammed aggregate piers. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 3, p. 141–153, 2007. DOI: <http://10.1680/gein.2007.14.3.141>

ABNT. **NBR ISO 10319: Geossintéticos - Ensaio de tração faixa larga**. Rio de Janeiro, 2013a.

ABNT. **NBR ISO 10321: Geossintéticos - Ensaio de tração de emendas pelo método da faixa larga**. Rio de Janeiro, 2013b.

ABNT. **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. **NBR 16843: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro, 2020.

ABNT. **NBR 16840: Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro, 2021.

ADS, A.; ISKANDER, M.; BLESS, S. Shear strength of a synthetic transparent soft clay using a miniature ball penetrometer test. **Geotechnical Testing Journal**, v. 43, n. 5, 2020. DOI: <http://10.1520/GTJ20190020>

ALMEIDA, M. DE S. S. et al. **Geosynthetic Encased Columns for Soft Soil Improvement**. 1. ed. London: CRC Press, 2018.

ALMEIDA, M. DE S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALMIKATI, A. et al. Geotechnical Characterization of Laponite as Transparent Clay Surrogate. **Geotechnical Testing Journal**, v. 46, n. 3, p. 535–558, 2023. DOI: <http://10.1520/GTJ20220106>

ASTM. **Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils**. ASTM International, 2015. DOI: <http://10.1520/D2850-23.2>

ASTM. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils (D 4767 – 95). *Astm*, v. 04, n. January, p. 1–15, 2020. DOI: <http://10.1520/D4767-11R20.2>

BALAAM, N. P.; BOOKER, J. R. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 5, n. 4, p. 379–403, 7 out. 1981. DOI: <http://10.1002/nag.1610050405>

BEEMER, R. D. et al. The Use of Sodium Pyrophosphate to Improve a Translucent Clay Simulate Ryan. *Geo-Chicago 2016*, v. 3, n. Horvath 1994, p. 316–325, 2016. DOI: [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001506](http://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001506)

BLABER, J.; ANTONIOU, A. Ncorr - Instruction Manual Version 1.2.2. *Experimental Mechanics*, v. 31, n. 1, p. 30520–30535, 2017.

BLABER, J.; ADAIR, B.; ANTONIOU, A. Ncorr: open-source 2D digital image correlation Matlab software. Versão 1.2. 2015. Disponível em: <https://www.ncorr.com>. Acesso em: 15 jul. 2022.

BLANC, M. et al. Geosynthetic reinforcement of a granular load transfer platform above rigid inclusions: Comparison between centrifuge testing and analytical modelling. *Geosynthetics International*, v. 21, n. 1, p. 37–52, 2014. DOI: <http://10.1680/gein.13.00033>

BORGES, J. L.; GONÇALVES, M. S. Jet-grout column-reinforced soft soils incorporating multilayer geosynthetic-reinforced platforms. *Soils and Foundations*, v. 56, n. 1, p. 57–72, 2016. DOI: <http://10.1016/j.sandf.2016.01.005>

CENGIZ, C.; GÜLER, E. Seismic behavior of geosynthetic encased columns and ordinary stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, n. 1, p. 40–51, 2018. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2017.10.001>

CHEN, J. et al. Physical and numerical modelling of strip footing on geogrid reinforced transparent sand. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 49, n. 2, p. 399–412, 2021a. DOI:

<http://10.1016/j.geotexmem.2020.10.011>

CHEN, J. F. et al. Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 43, n. 5, p. 424–431, 2015. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2015.04.016>

CHEN, J. F. et al. Load behaviour of model strip footings on reinforced transparent soils. **Geosynthetics International**, v. 26, n. 3, p. 251–260, 2019. DOI: <http://10.1680/jgein.19.00003>

CHEN, J. F. et al. Centrifuge modeling of geosynthetic-encased stone column-supported embankment over soft clay. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 49, n. 1, p. 210–221, 2021b. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2020.10.021>

CHEN, J. F. et al. Effect of basal reinforcement on performance of floating geosynthetic encased stone column-supported embankment. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 50, n. 4, p. 566–580, 2022. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2022.01.006>

CHEN, Q.; ABU-FARSAKH, M. Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 1, p. 74–85, 2015. DOI: <http://10.1016/j.sandf.2014.12.006>

COLLIN, J. G.; HAN, J.; HUANG, J. **Geosynthetic-Reinforced Column-Support Embankment Design Guidelines**. In: North America Geosynthetics Society Conference. **Anais...**2005.

COSTA, Y. D. et al. Failure Mechanisms in Sand over a Deep Active Trapdoor. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 11, p. 1741–1753, 2009. DOI: [http://10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000134](http://10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000134)

DANG, C. C.; DANG, L. C. Influence of fibre-reinforced load transfer platform supported embankment on floating columns improved soft soils. **Advances in Environmental Vibration and Transportation Geodynamics**, v. 66, p. 215–227, 2020.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Engineering**. 7. ed. Stamford: Cengage Learning ALL, 2011.

DEB, K. Modeling of granular bed-stone column-improved soft soil. **International**

Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v. 32, p. 1267–1288, 2007. DOI: <http://10.1002/nag>

DEB, K. A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported embankment resting on soft foundation soil. **Applied Mathematical Modelling**, v. 34, n. 12, p. 3871–3883, 2010. DOI: <http://10.1016/j.apm.2010.03.026>

DEB, K.; SAMADHIYA, N. K.; NAMDEO, J. B. Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone column-improved soft clay. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 29, n. 2, p. 190–196, 2011. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2010.06.004>

DEBNATH, P.; DEY, A. K. Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 6, p. 653–664, 2017a. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2017.08.006>

DEBNATH, P.; DEY, A. K. Bearing capacity of reinforced and unreinforced sand beds over stone columns in soft clay. **Geosynthetics International**, v. 24, n. 6, p. 575–589, 2017b. DOI: <http://10.1680/jgein.17.00024>

DHEERENDRA BABU, M. R.; NAYAK, S.; SHIVASHANKAR, R. A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, n. 1, p. 1–22, 2013. DOI: <http://10.1007/s10706-012-9555-9>

DING, X. et al. Model test on the soil arching effect of pile-supported embankments using transparent soil. **Geotechnical Testing Journal**, v. 44, n. 3, p. 705–721, 2020. DOI: <http://10.1520/GTJ20190347>

ELSAWY, M. B. D. Behaviour of soft ground improved by conventional and geogrid-encased stone columns, based on FEM study. **Geosynthetics International**, v. 20, n. 4, p. 276–285, 2013. DOI: <http://10.1680/gein.13.00017>

EZZEIN, F. M.; BATHURST, R. J. A transparent sand for geotechnical laboratory modeling. **Geotechnical Testing Journal**, v. 34, n. 6, p. 590–601, 2011. DOI: <http://10.1520/GTJ103808>

FATTAH, M. Y.; ZABAR, B. S.; HASSAN, H. A. Experimental Analysis of

Embankment on Ordinary and Encased Stone Columns. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 4, p. 1–13, 2016. DOI: [http://10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000579](http://10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000579)

GAO, J. et al. Deformation mechanism and soil evolution analysis based on different types geogrid reinforced foundation. **Construction and Building Materials**, v. 331, n. March, p. 127322, 2022a. DOI: <http://10.1016/j.conbuildmat.2022.127322>

GAO, J. et al. Failure Mechanism Analysis of Reinforced Foundation from Experimental and Numerical Simulations. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 26, p. 4511–4525, 2022b. DOI: <http://10.1007/s12205-022-0186-2>

GHAZAVI, M.; NAZARI AFSHAR, J. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 38, p. 26–36, 2013. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2013.04.003>

GHOSH, B. et al. Analytical study for double-layer geosynthetic reinforced load transfer platform on column improved soft soil. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 5, p. 508–536, 2017. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2017.06.006>

GHOSH, B. et al. Field study and numerical modelling for a road embankment built on soft soil improved with concrete injected columns and geosynthetics reinforced platform. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 49, n. 3, p. 804–824, 1 jun. 2021. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2020.12.010>

GNIEL, J.; BOUAZZA, A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, n. 3, p. 167–175, 2009. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2008.11.001>

GOURC, J. P.; VILLARD, P. **Reinforcement by membrane effect: Application to embankments on soil liable to subsidence**. In: Asian Geosynthetics Conference, 2. **Anais...2000**.

GU, M. et al. Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. **Geosynthetics International**, v. 23, n. 2, p. 100–112, 2016. DOI: <http://10.1680/jgein.15.00035>

GUZMAN, E. M.; ALFARO, M. Modelling a Highway Embankment on Peat

Foundations Using Transparent Soil. **Procedia Engineering**, v. 143, n. ICTG, p. 363–370, 2016. DOI: <http://10.1016/j.proeng.2016.06.046>

GUZMAN, E. M. B.; ALFARO, M. C. Laboratory-scale model studies on corduroy-reinforced road embankments on peat foundations using transparent soil. **Transportation Geotechnics**, v. 16, n. May, p. 1–10, 2018. DOI: <http://10.1016/j.trgeo.2018.05.002>

HONG, Y. S.; WU, C. SEN; YU, Y. S. Model tests on geotextile-encased granular columns under 1-g and undrained conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, n. 1, p. 13–27, 2016. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2015.06.006>

HUESKER. **Ringtrac® - Colunas de Areia de Alta Performance**. Catálogo técnico: São José dos Campos, 2020.

ISKANDER, M. **Modeling with Transparent Soils**. Berlin: Springer, 2010.

ISKANDER, M.; BATHURST, R. J.; OMIDVAR, M. Past, Present, and Future of Transparent Soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 38, n. 5, p. 557–573, 2015. DOI: <http://10.1520/GTJ20150079>

JENCK, O. et al. **Arching effect in a granular soil subjected to monotonic or cyclic loading: Kinematic analysis**. In International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, 8. **Anais...2014**.

KADHIM, S.; PARSONS, R. L.; HAN, J. Stability Analysis of Embankments Supported by Geosynthetic Encased Stone Columns. **Geotechnical Special Publication**, n. July 2016, p. 2318–2327, 2015. DOI: <http://10.1061/9780784479087.215>

KEYKHOSROPUR, L.; SOROUSH, A.; IMAM, R. 3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 35, p. 61–68, 2012. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2012.07.005>

KHABBAZIAN, M.; KALIAKIN, V. N.; MEEHAN, C. L. Numerical study of the effect of geosynthetic encasement on the behaviour of granular columns. **Geosynthetics International**, v. 17, n. 3, p. 132–143, 2010. DOI: <http://10.1680/gein.2010.17.3.132>

KHATAMI, H.; DENG, A.; JAKSA, M. An experimental study of the active arching effect in soil using the digital image correlation technique. **Computers and Geotechnics**, v.

108, n. July 2018, p. 183–196, 2019. DOI: <http://10.1016/j.compgeo.2018.12.023>

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 5. ed. Upper Saddle River: Pearson Education, 1986.

LI, L. Y.; RAJESH, S.; CHEN, J. F. Centrifuge model tests on the deformation behavior of geosynthetic-encased stone column supported embankment under undrained condition. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 49, n. 3, p. 550–563, 2021. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2020.11.003>

LIU, J.; ISKANDER, M. G. Modelling capacity of transparent soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 47, n. 4, p. 451–460, 2010. DOI: <http://10.1139/T09-116>

LO, S. R.; ZHANG, R.; MAK, J. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 28, n. 3, p. 292–302, 2010. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2009.09.015>

LOPES, A. C. DAS C. **Estudo de interação solo-geogrelha-estrutura de fundações rasas utilizando modelagem física com solos transparentes**. Dissertação de mestrado: Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), Campos dos Goytacazes, 2019.

MEHRANNIA, N.; KALANTARY, F.; GANJIAN, N. Experimental study on soil improvement with stone columns and granular blankets. **Journal of Central South University**, v. 25, n. 4, p. 866–878, 2018. DOI: <http://10.1007/s11771-018-3790-z>

MITCHELL, J. K. **Soil Improvement: State-of-the-Art Report**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. **Anais...**Stockholm: 1981.

MOHAPATRA, S. R.; RAJAGOPAL, K.; SHARMA, J. Direct shear tests on geosynthetic-encased granular columns. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, n. 3, p. 396–405, 2016. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2016.01.002>

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 24, n. 6, p. 349–358, 2006. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2006.05.001>

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. Model tests on geosynthetic-encased stone columns. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 6, p. 346–354, 2007. DOI:

<http://10.1680/gein.2007.14.6.346>

MUZAMMIL, S. P.; VARGHESE, R. M.; JOSEPH, J. Numerical Simulation of the Response of Geosynthetic Encased Stone Columns Under Oil Storage Tank. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 4, n. 1, p. 0, 2018. DOI: <http://10.1007/s40891-017-0122-6>

NAYAK, S.; VIBHOOSHA, M. P.; BHASI, A. Effect of Column Configuration on the Performance of Encased Stone Columns with Basal Geogrid Installed in Lithomargic Clay. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 5, n. 4, p. 1–19, 2019. DOI: <http://10.1007/s40891-019-0181-y>

NAZARIAFSHAR, J. et al. Bearing Capacity of Group of Stone Columns with Granular Blankets. **International Journal of Civil Engineering**, v. 17, n. 2, p. 253–263, 2019. DOI: <http://10.1007/s40999-017-0271-y>

NETO, J. O. A.; FUTAI, M. M. **Aspectos gerais do uso de geossintéticos em reforço de aterro sobre solos moles**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 18. **Anais...Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS**, 2016. DOI: <http://10.20906/cps/cb-02-0040>

NGUYEN, P. L. T. et al. Numerical Analysis of Arching Behavior of Geosynthetic-Reinforced and DCM Column-Supported Embankment with Geosynthetic Characteristics. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 9, n. 5, p. 1–12, 2023. DOI: <http://10.1007/s40891-023-00474-7>

OLIVEIRA, H. M. DE; ALMEIDA, M. DE S. S. DE. **Aplicações em Adensamento de Solos Compressíveis**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2004.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

PARDO, G. S.; SÁEZ, E. Experimental and numerical study of arching soil effect in coarse sand. **Computers and Geotechnics**, v. 57, p. 75–84, 2014. DOI: <http://10.1016/j.compgeo.2014.01.005>

PIEROZAN, R. C. et al. Optical and physical properties of laponite for use as clay

surrogate in geotechnical models. **Geotechnical Testing Journal**, v. 45, n. 1, p. 79–100, 2022. DOI: <http://10.1520/GTJ20210100>

PINTO, C. DE S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROWE, R. K.; LIU, K.-W. Three-dimensional finite element modelling of a full-scale geosynthetic-reinforced, pile-supported embankment. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 52, p. 2041–2054, 2015. DOI: <http://10.31857/s013116462104007x>

RUI, R. et al. Investigation of soil-arching development in dense sand by 2D model tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 39, n. 3, p. 415–430, 2016. DOI: <http://10.1520/GTJ20150130>

RUI, R. et al. Experimental Investigation of Soil-Arching Development in Unreinforced and Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 1, p. 1–11, 2019. DOI: [http://10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002000](http://10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002000)

RUI, R. et al. Load Transfer Mechanisms of Granular Cushion between Column Foundation and Rigid Raft. **International Journal of Geomechanics**, v. 20, n. 1, p. 1–12, 2020. DOI: [http://10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001539](http://10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001539)

RUZICKA, B.; ZACCARELLI, E. A fresh look at the Laponite phase diagram. **Soft Matter**, v. 7, n. 4, p. 1268–1286, 2011. DOI: <http://10.1039/c0sm00590h>

SANTOS, D. W. M. **Modelagem física de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos utilizando um sistema estratificado de solos transparentes**. Dissertação de mestrado: Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, 2023.

SHAHMANDI, A. et al. The Effect of Using Reinforced Granular Blanket and Single Stone Column on Improvement of Sandy Soil: Experimental Study. **International Journal of Engineering**, v. 36, n. 8, p. 1532–1547, 2023. DOI: <http://10.5829/IJE.2023.36.08B.13>

SHAHU, J. T.; MADHAV, M. R.; HAYASHI, S. Analysis of soft ground-granular pile-granular mat system. **Computers and Geotechnics**, v. 27, n. 1, p. 45–62, 2000. DOI: [http://10.1016/S0266-352X\(00\)00004-5](http://10.1016/S0266-352X(00)00004-5)

SILVA, A. E. F. DA; VIDAL, D. DE M. **Aterros reforçados sobre solos moles**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12. **Anais...**2002.

SOUZA, H. P. DE; ARAÚJO, G. L. S.; ZORNBERG, J. G. **Análise Experimental de Colunas Granulares Encamisadas com o Uso de Laponite RD®**. In: Congresso Brasileiro de Geossintéticos, 9. **Anais...**Salvador: 2023.

TAKE, W. A. Thirty-sixth canadian geotechnical colloquium: Advances in visualization of geotechnical processes through digital image correlation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 52, n. 9, p. 1199–1220, 2015. DOI: <http://10.1139/cgj-2014-0080>

VAN EEKELEN, S. J. M. **Basal Reinforced Piled Embankments**. 1. ed. Zutphen: CPI – Koninklijke Wörmann, 2015.

WALLACE, J. F.; RUTHERFORD, C. J. Geotechnical properties of LAPONITE RD®. **Geotechnical Testing Journal**, v. 38, n. 5, p. 574–587, 2015. DOI: <http://10.1520/GTJ20140211>

WU, D. et al. Effect of Different Reinforced Load Transfer Platforms on Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment: Centrifuge Model Test. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 26, n. 2, p. 630–649, 2022. DOI: <http://10.1007/s12205-021-0623-7>

WU, C. SEN; HONG, Y. S. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, n. 2, p. 107–120, 2009. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2008.09.003>

YOO, C.; ABBAS, Q. Laboratory investigation of the behavior of a geosynthetic encased stone column in sand under cyclic loading. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 48, n. 4, p. 431–442, 2020. DOI: <http://10.1016/j.geotexmem.2020.02.002>

ZHANG, H. et al. Analysis of earth pressure variation for partial displacement of retaining wall. **Applied Sciences (Switzerland)**, v. 11, n. 9, 2021. DOI: <http://10.3390/app11094152>

ZHANG, L.; ZHOU, S.; ZHAO, H. Performances of geo-reinforced and stone column-supported embankment by a mounting-beams model. **Computers and Geotechnics**, v. 118, n. November 2019, p. 103360, 2020. DOI: <http://10.1016/j.compgeo.2019.103360>

ZHANG, Z. et al. Physical Models to Investigate Soil Arching Phenomena Under Cyclic Footing Loading Using Transparent Soil. **International Conference: Fundamentals of Soil Behaviours**, p. 792–801, 2018. DOI: http://10.1007/978-981-13-0125-4_88

ZHOU, Y. et al. Visualization of bulging development of geosynthetic-encased stone column. **Geomechanics and Engineering**, v. 18, n. 3, p. 329–337, 2019. DOI: <http://10.12989/gae.2019.18.3.329>

APÊNDICES

APÊNDICE A – Campos de deslocamentos e deformações nos modelos

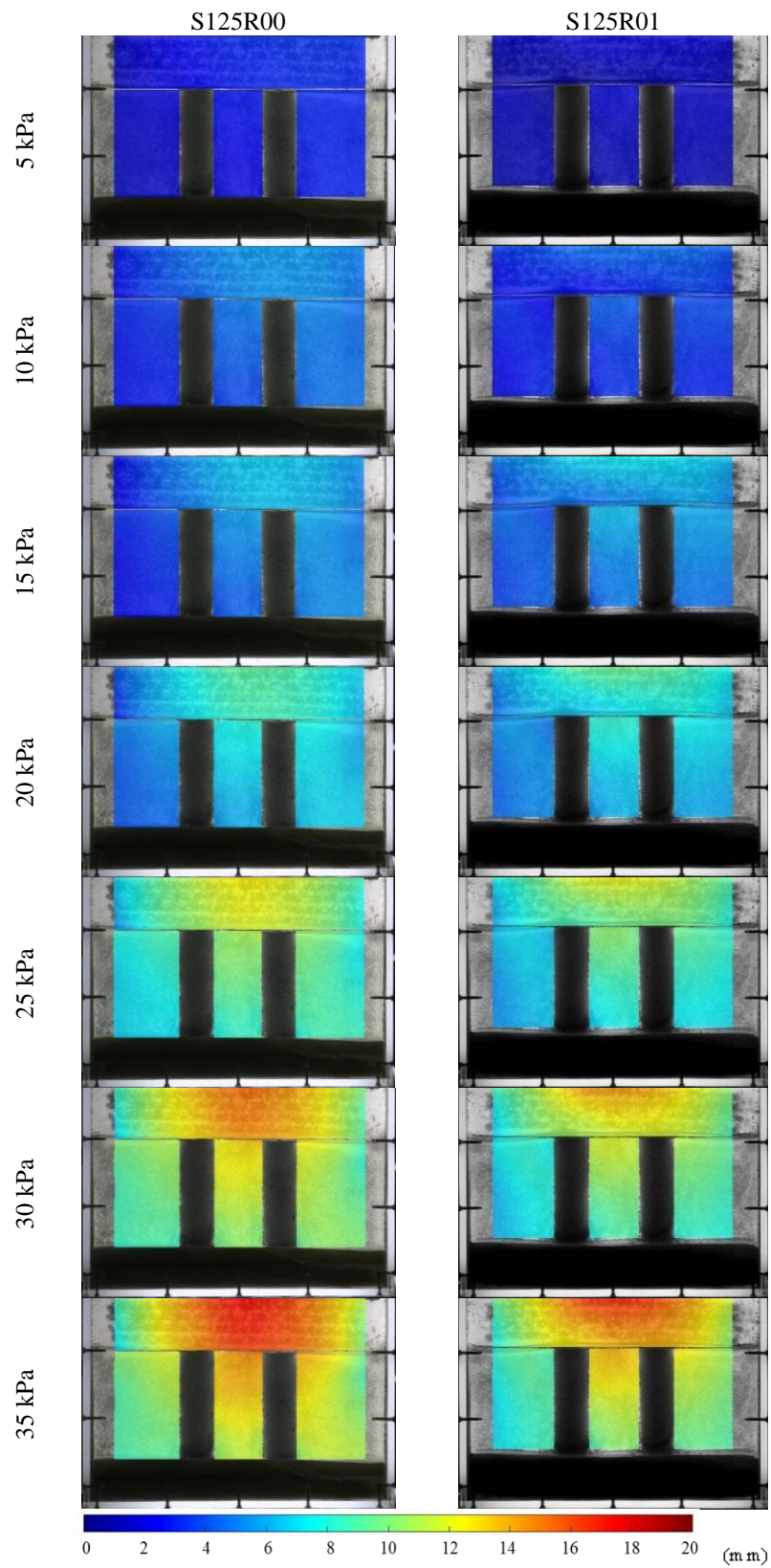


Figura A.1. Campo de deslocamentos verticais: Modelos S125

Fonte: Autora, 2023.

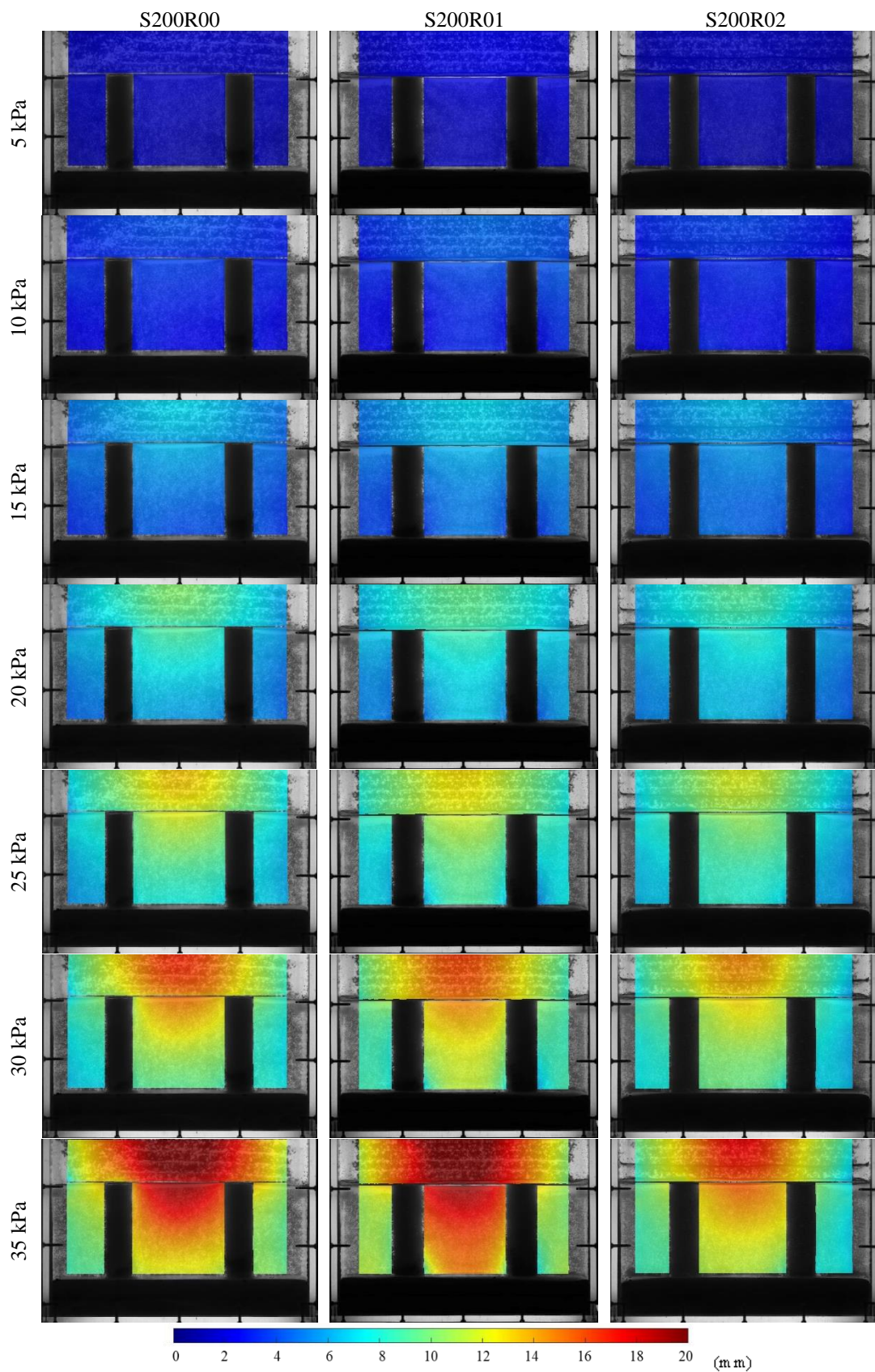


Figura A.2. Campo de deslocamentos verticais: Modelos S200

Fonte: Autora, 2023.

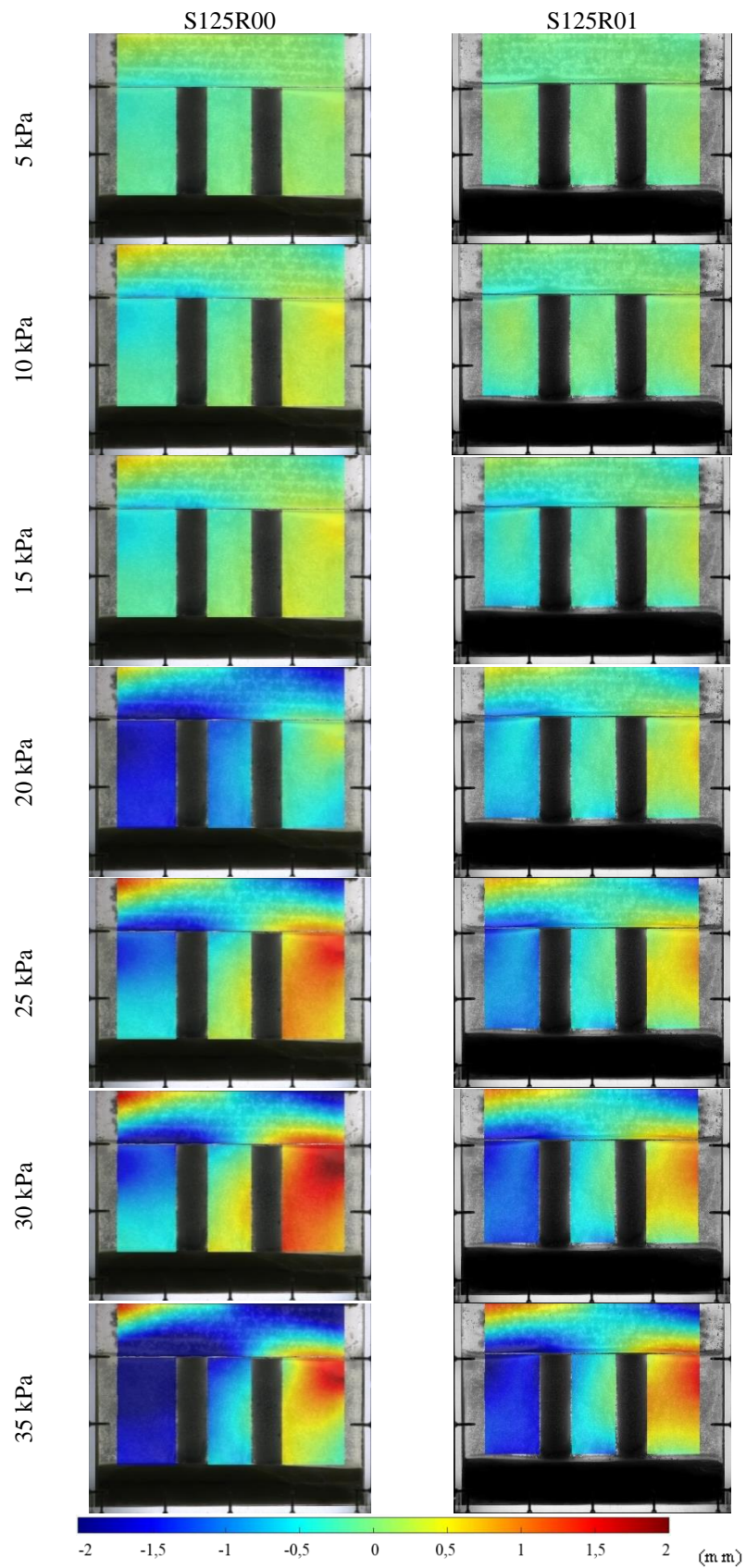


Figura A.3. Campo de deslocamentos horizontais: Modelos S125

Fonte: Autora, 2023.

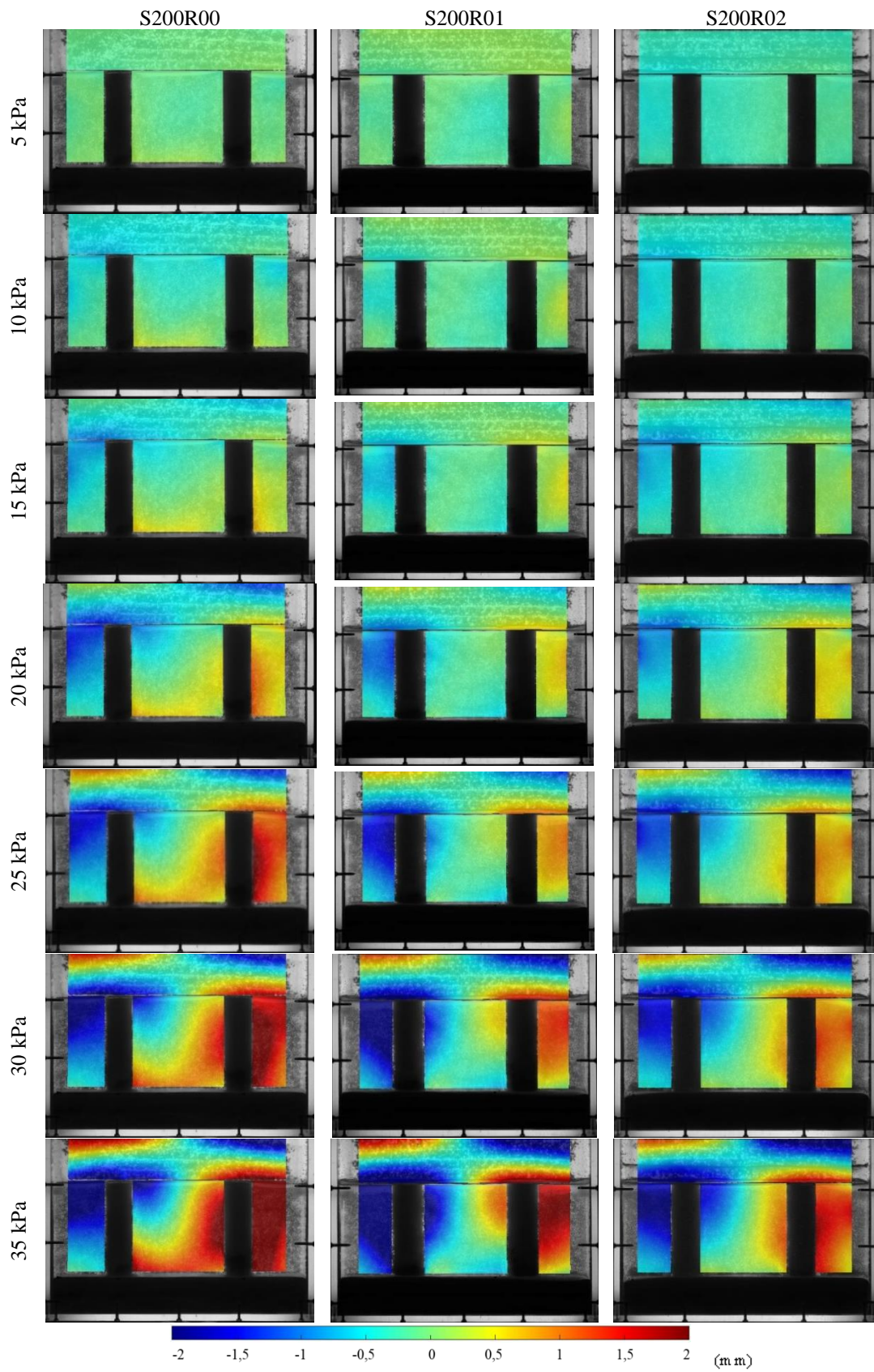


Figura A.4. Campo de deslocamentos horizontais: Modelos S200

Fonte: Autora, 2023.

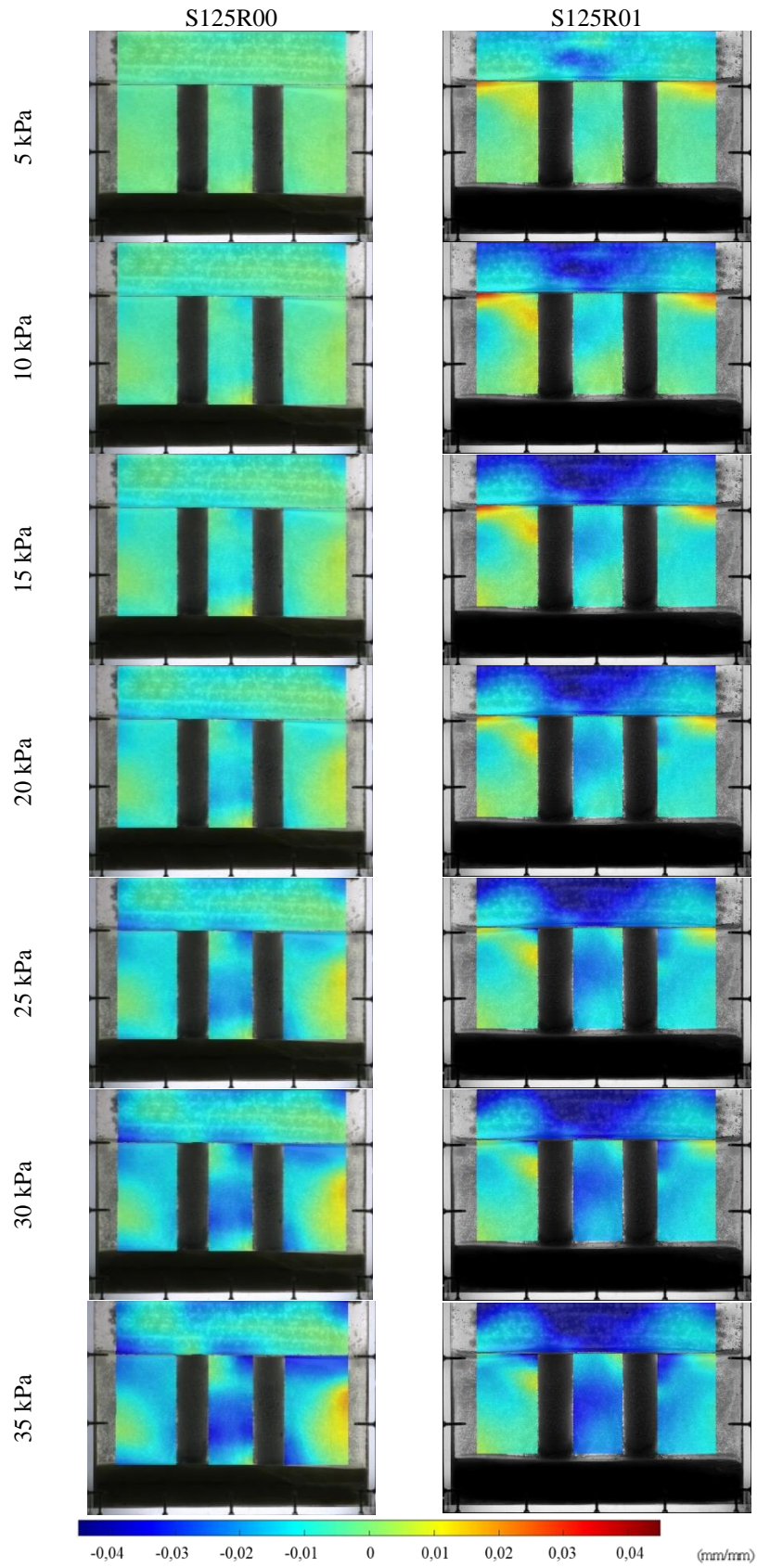


Figura A.5. Campo de deformações verticais: Modelos S125

Fonte: Autora, 2023.

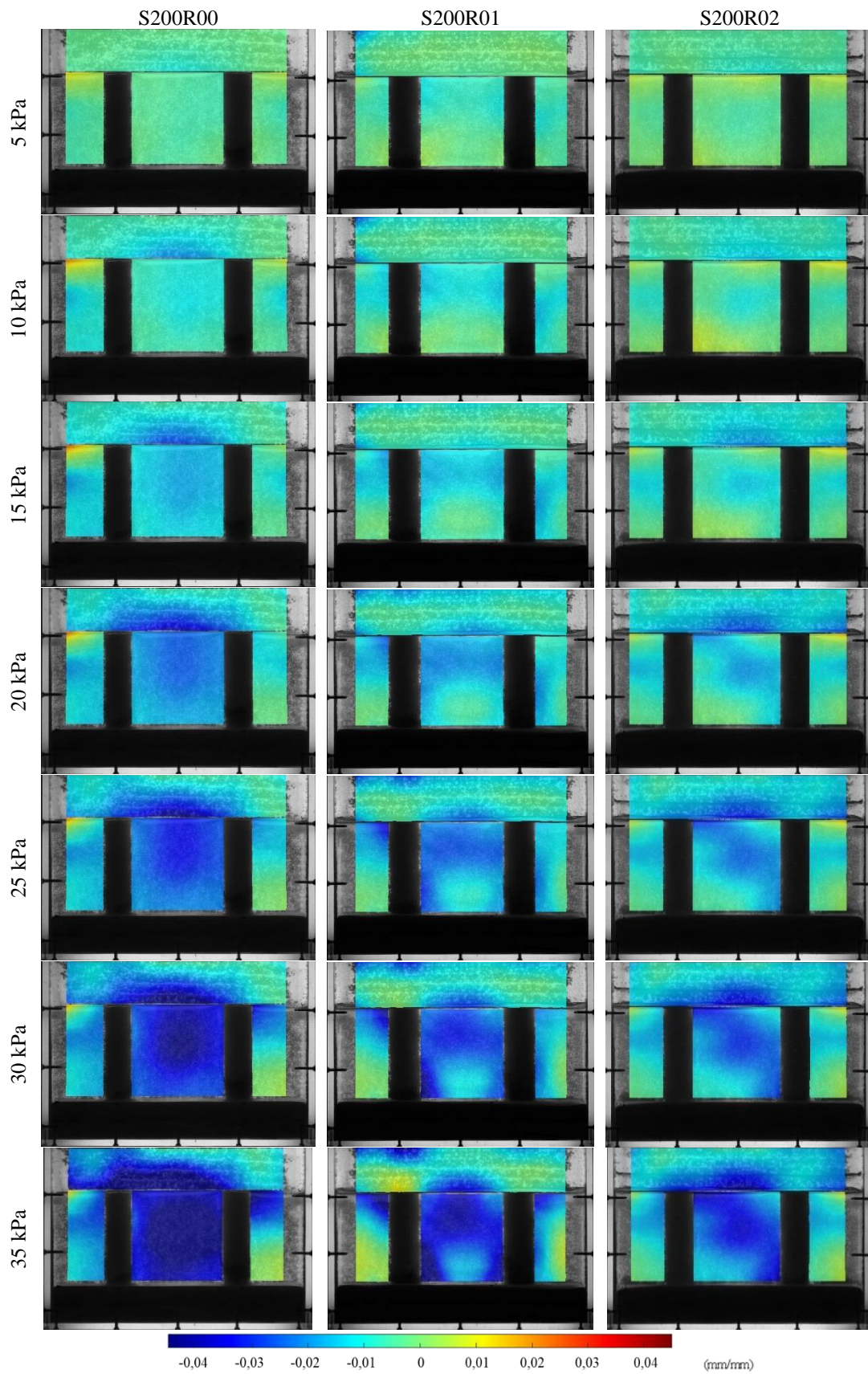


Figura A.6. Campo de deformações verticais: Modelos S200
 Fonte: Autora, 2023.

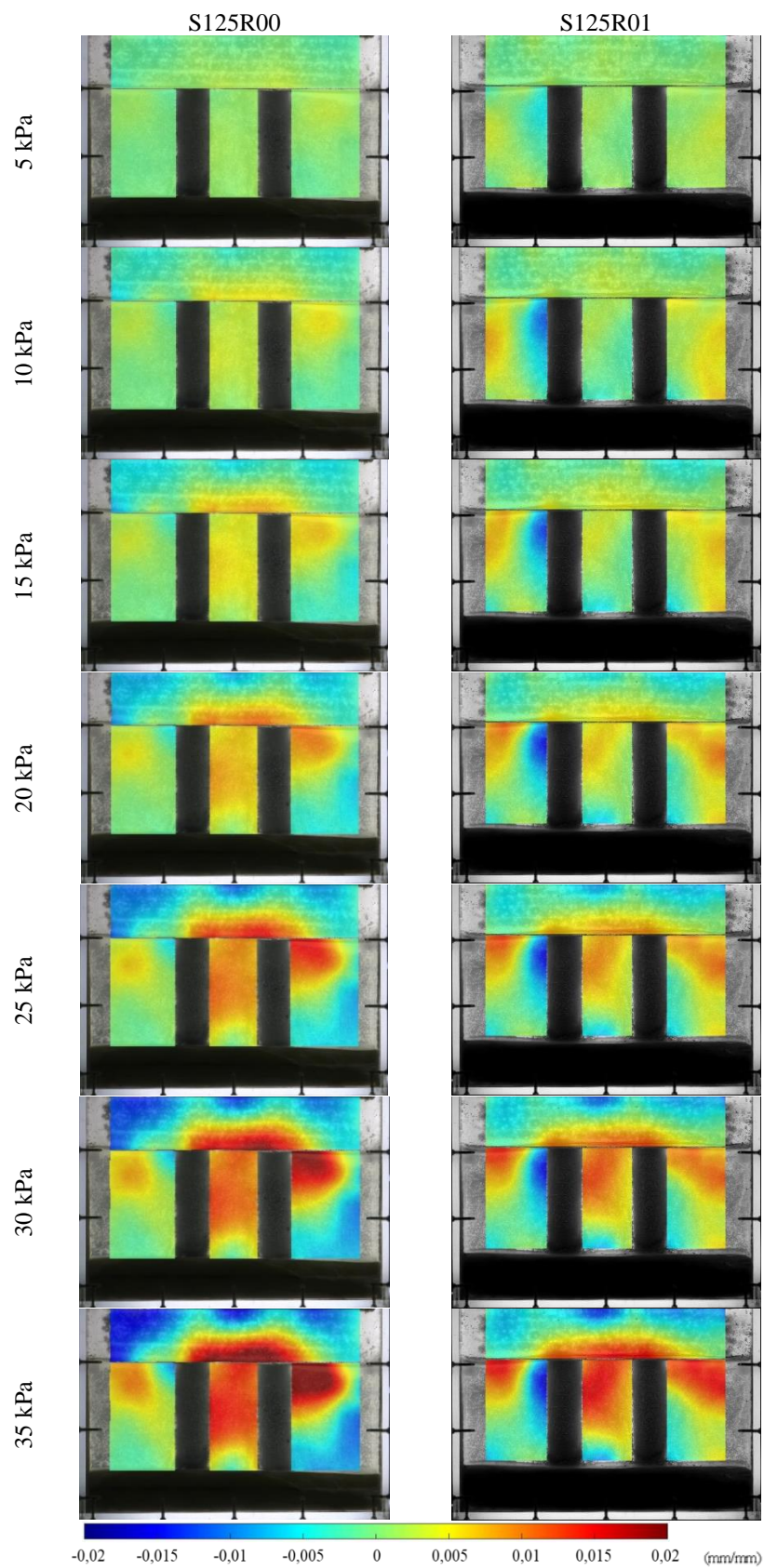


Figura A.7. Campo de deformações horizontais: Modelos S125

Fonte: Autora, 2023.

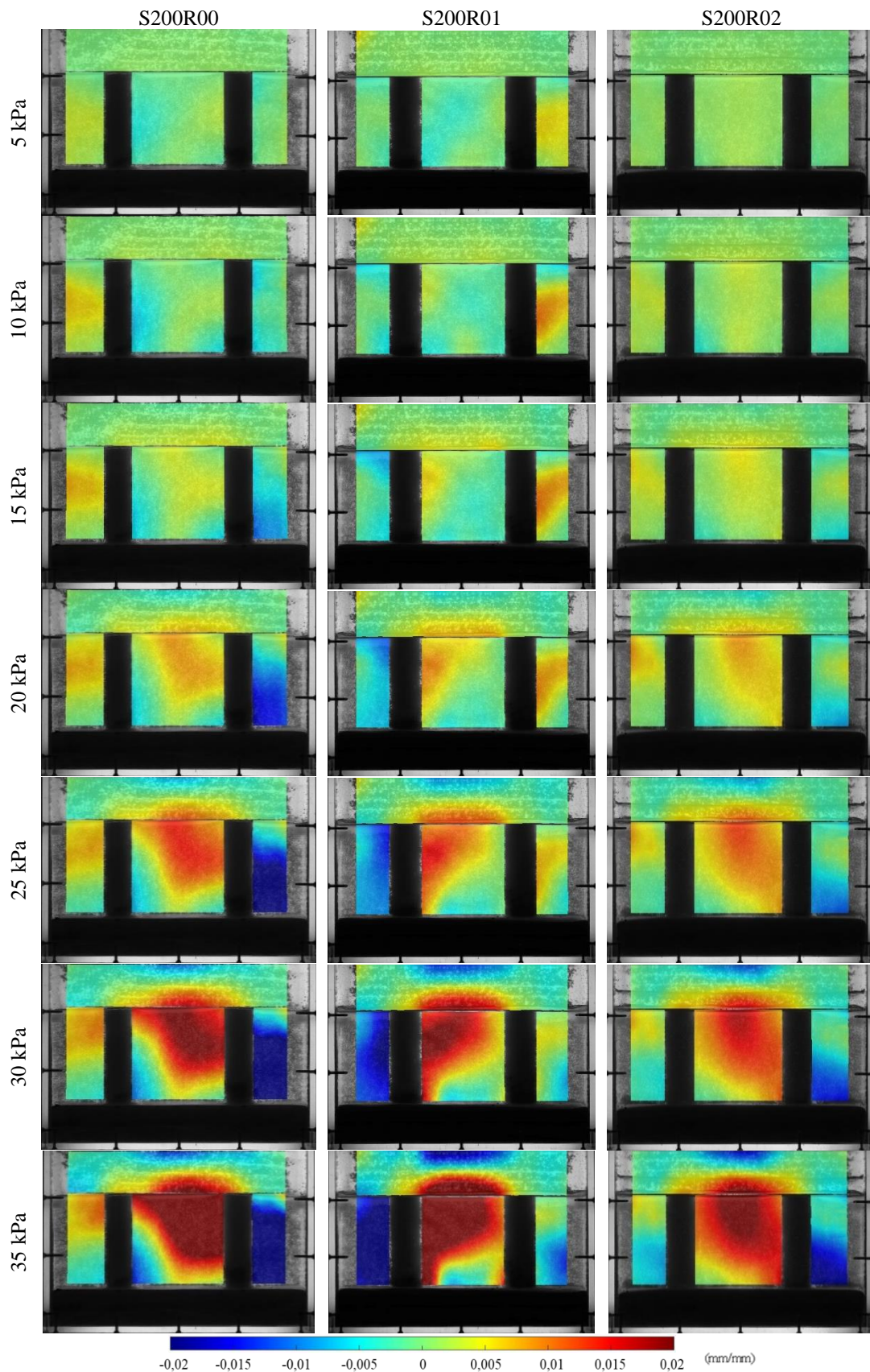


Figura A.8. Campo de deformações horizontais: Modelos S200

Fonte: Autora, 2023.

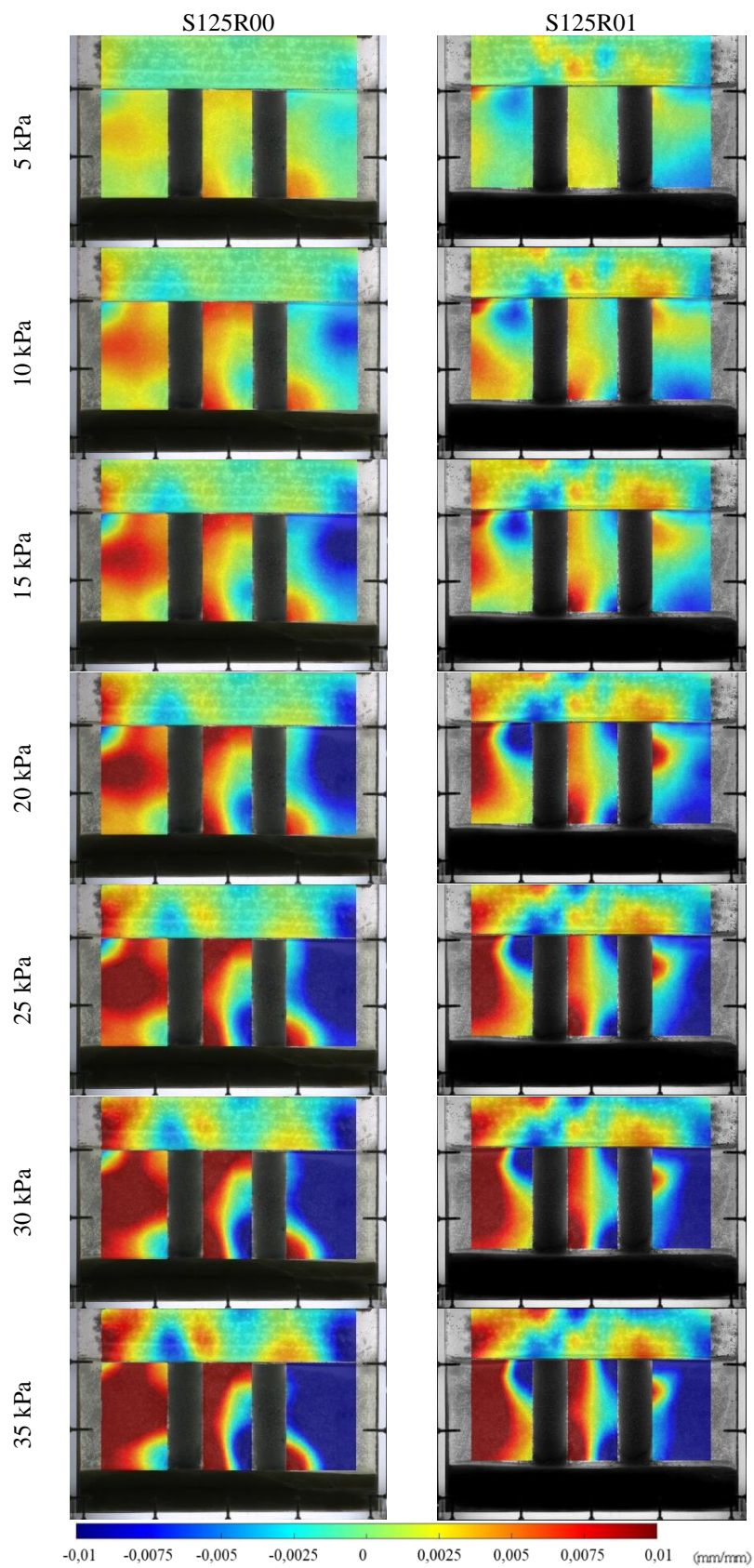


Figura A.9. Campo de deformações cisalhantes: Modelos S125

Fonte: Autora, 2023.

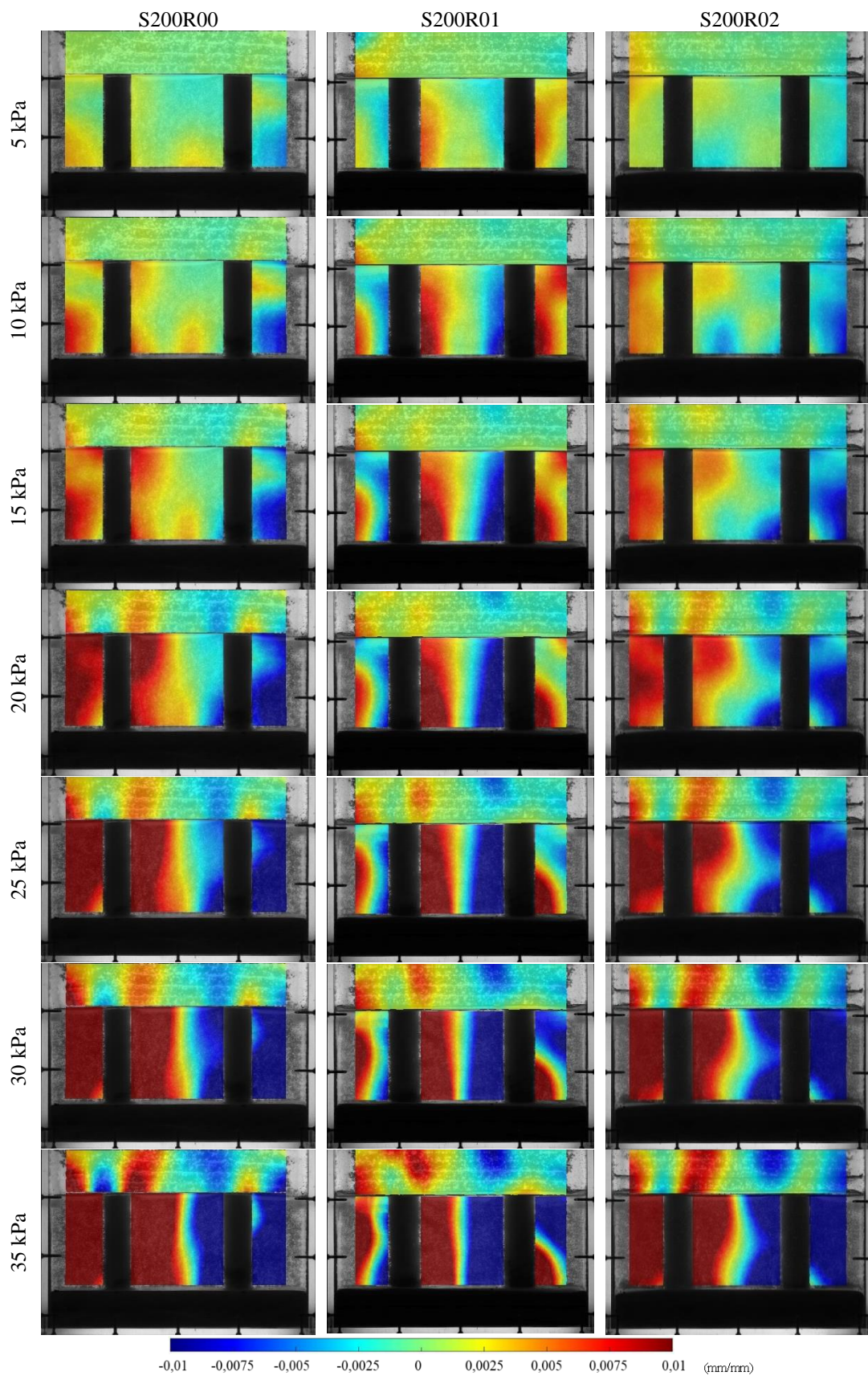


Figura A.10. Campo de deformações cisalhantes: Modelos S200

Fonte: Autora, 2023